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



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC N°02 AU PK10+266.398 PENETRANTE RELIANT TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :

BOUABIDA Ibrahim
AMADA Tarek Ziad

Encadré par :

Mr BIREM Kamel
Mme MEHIAOUI (HADJEBAR) Mahdia Y.

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

REMERCIEMENTS

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

Nous tenons ensuite, à remercier notre encadreur **M. BIREM Kamel** pour ses conseils et sa disponibilité tout au long de la période de préparation de notre mémoire PFE.

Nous remercions également notre Co-encadreur **Mme MEHIAOUI HADJEBAR Mahdia Y.** d'avoir répondu à nos questionnements avec dévouement.

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

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

Enfin, à tout ceux qui nous ont aidé, encouragé, de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail, notamment **M. BABAKHOUYA Youcef**, nous souhaitons vous dire...

MERCI.

BOUABIDA Ibrahim & AMADA Tarek Ziad

Dédicace

À mes très chers parents

BOUABIDA M'hamed * * * LARBI Zahia

***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 toute mon existence, tu as toujours été présente à mes côtés, pour me consoler quand il le 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, quiétude de l'esprit et une longue vie.*

***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 et te protège de tout mal.*

À mon frère : Mohammed * * * À mes sœurs : Nora, Faiza

Pour votre soutien moral et vos encouragements. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection. Puisse Dieu le tout puissant, vous préserver du mal, vous combler de santé et vous guider vers le bonheur et la réussite.

***À mes meilleurs amis :** Zoheir, Ayoub, Hani, Djamel, Mohamed, Tarek, Chakib, Hichem, Moussa.*

***À toute la famille ENSTP :** Etudiants – Enseignants – Personnel administratif*

***À tous ceux** qui m'ont soutenu, **à tous ceux** qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, **à tous ceux** qui m'ont donné la force de continuer.*

Ibrahim

Dédicace

À mes très chers parents

AMADA Hassen * * * BOUROUIS Farida

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut.
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, L'amour, le respect, la reconnaissance.

Je dédie ce modeste travail

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père **AMADA Hassen**.*

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non-âmes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux: mon adorable mère **BOUROUIS Farida**.*

À mes frères : Salah el dine * * * Mohamed Anis

Pour votre soutien moral et vos encouragements. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection. Puisse Dieu le tout puissant, vous préserver du mal, vous combler de santé et vous guider vers le bonheur et la réussite.

À mes meilleurs amis : Ayoub, Mehdi, Oussama, Mouaine, younes, Ibrahim, Mohamed, Obeida.

À toute la famille ENSTP : Etudiants – Enseignants – Personnel administratif

***À tous ceux** qui m'ont soutenu, **à tous ceux** qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, **à tous ceux** qui m'ont donné la force de continuer.*

Tarek Ziad

ملخص

الهدف من هذه المذكرة PFE هو تصميم ودراسة جسر بطول 240 متر تقريبا يقع بين النقطة الكيلومترية 10+398.266 والنقطة الكيلومترية 10+549.507 وهو جزء من مشروع المخترق الذي يربط تيزي وزو بالطريق السريع شرق – غرب في الجباحية بمسافة 48 كلم.

شرعنا في هذا العمل ببحث بيبليوغرافي حول ظاهرة التباين المكاني للإشارة الزلزالية وتأثيرها على الهياكل الممتدة. بعد ذلك، كرسنا أنفسنا للموضوع الرئيسي من خلال القيام أولا بعرض تقديمي للمشروع، ثم تصميم عام ينتهي باختيار واحد فقط، من بين المتغيرات الثلاثة المقترحة، وهو جسر العارضة الجاهزة سابقة الإجهاد VIPP.

يشمل باقي العمل الدراسة التفصيلية للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقيه الإجهاد، الدراسة الزلزالية والعناصر الهيكلية المختلفة، وهذا بالاستناد إلى المنظومات المعمول بها في الجزائر (RCPR، RPOA2008، BAEL91، BPEL91...الخ.) والاعتماد على أدوات تكنولوجيا المعلومات (Autodesk Robot Structural Analysis 2018، Robot Expert 2010، Autodesk AutoCAD 2016).

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

Résumé

L'objectif de ce mémoire PFE consiste à concevoir et étudier un pont d'une longueur d'environ 240 m situé entre le PK 10+266.398 et le PK 10+507.549 qui s'inscrit au projet de la pénétrante reliant TIZI-OUZOU à l'Autoroute Est-Ouest au niveau de DJEBAHIA sur 48KM.

Nous avons entamé ce travail par une recherche bibliographique sur le phénomène de variabilité spatiale du signal sismique et son effet sur les structures étendues. Puis, nous nous sommes consacrés au sujet principal en faisant d'abord une présentation du projet, ensuite une conception générale qui s'achève sur le choix d'une seule, parmi les trois variantes proposées qui est celle d'un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.

Le reste du travail comporte l'étude détaillée de la superstructure et l'infrastructure, en passant par le calcul de précontrainte, l'étude sismique et les différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc.) et en se basant sur les outils informatiques (Autodesk Robot Structural Analysis 2018, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016).

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

Abstract

The aim of this PFE thesis is to design and study a bridge with a length of approximately 240 m located between PK 10+266.398 and PK 10+507.549 which is part of the project of the penetrating connecting TIZI-OUZOU to the East-West Highway at DJEBAHIA for 48KM.

We started this work with a bibliographic research about the phenomenon of spatial variability of seismic signal and its effect on extended structures. Then, we devoted ourselves to the main subject by first making a presentation of the project, then a general design which ends with the choice of only one, among the three variants proposed, which is that of a prefabricated girder bridge prestressed by post-tensioning VIPP.

The rest of the work includes the detailed study of the superstructure and the infrastructure, including the calculation of prestressing, the seismic study and the different structural elements with reference to the regulations used in Algeria (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91 ... etc.) and based on informatics tools (Autodesk Robot Structural Analysis 2018, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016).

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

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : VARIABILITE SPATIALE DU SIGNAL SISMIQUE - MODELISATION ET ETAT DE L'ART

I.1. INTRODUCTION.....2

I.2. MODELISATION DE LA VARIABILITE SPATIALIE DU SIGNAL SISMIQUE.....3

I.2.1. NOTIONS DE VIBRATION ALEATOIRE.....3

I.2.1.1. Processus stochastique (ou aléatoire).....4

I.2.1.2. Processus spatio-temporels.....5

I.2.2. MODELES BASES SUR L'APPROCHE EMPIRIQUE 6

I.2.3. MODELES BASES SUR L'APPROCHE SEMI EMPIRIQUE.....7

I.2.4. CONCLUSION.....9

I.3. PRISE EN COMPTE DE LA SVGM DANS LES REGLEMENTS SISMIQUES DES OUVRAGES D'ART.....10

I.3.1. REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART (RPOA2008).....10

I.3.2. METHODE SIMPLIFIEE DE L'EUROCODE8.....12

I.4. CONCLUSION.....15

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION.....16

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....16

II.2.1. OBJECTIF ET SITUATION DU PROJET.....16

II.2.2. OBSTACLE À FRANCHIR.....16

II.2.3. DONNEES FONCTIONNELLES DU PROJET.....17

II.2.3.1. Tracé en plan.....17

II.2.3.2. Profil en long.....17

II.2.3.2. Profil en travers.....17

II.3. DONNEES NATURELLES.....18

II.3.1. DONNEES GEOLOGIQUES.....18

II.3.2. DONNEES SISMOLOGIQUES.....19

II.3.2.1. Classification de la zone sismique.....19

II.3.2.2. Classification du V02.....20

II.3.2.3. Coefficient d'accélération de zone « A ».....20

II.3.3. DONNEES CLIMATIQUES.....20

II.3.4. DONNEES GEOTECHNIQUES.....20

II.3.4.1. Définition de la géotechnique.....20

II.3.4.2. Reconnaissance géotechnique.....20

II.3.4.3. Résultats de l'essai pressiométrique.....21

II.3.4.4. Interprétation des résultats.....22

II.3.5. DONNEES HYDAULIQUES....23
II.4. CONCLUSION....23

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION....24
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES....24
III.2.1. VARIANTE 1....24
III.2.1.1. Conception longitudinale....24
III.2.1.2. Conception transversale....25
III.2.2. VARIANTE 2....25
III.2.2.1. Conception longitudinale....26
III.2.2.2. Conception transversale....26
III.2.3. VARIANTE 3....27
III.2.3.1. Conception longitudinale....28
III.2.3.2. Découpage des voussoirs....28
III.2.3.3. Conception transversale....28
III.3. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES....29
III.3.1. AVANTAGES ET INCONVENIANTS DES VARIANTES....30
III.3.2. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES VARIANTES....31
III.4. CONCLUSION....33

CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION....34
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL....34
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX....34
II.3.1. BETON....34
IV.3.1.1. Classe et résistance du béton....34
IV.3.1.2. Contrainte de calcul à l'ELU....35
IV.3.1.3. Contrainte de calcul à l'ELS....35
IV.3.1.4. Module d'élasticité longitudinale....35
IV.3.1.5. Module d'élasticité transversale....35
II.3.2. ARMATURE PASSIVE....36
IV.3.2.1. Nuance d'acier....36
IV.3.2.2. Limite d'élasticité....36
IV.3.2.3. Adhérence d'acier....36
IV.3.2.4. Module de déformation élastique....36
IV.3.2.5. Angle des armatures transversales....36
IV.3.2.6. Contraintes admissibles de traction....36
II.3.3. ARMATURE ACTIVE....36
IV.3.3.1. Type de câbles....36
IV.3.3.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier des torons....36
IV.3.3.3. Classe de justification de la précontrainte....37

II.3.4. COUCHE DE ROULEMENT.....37
IV.3.4.1. Caractéristiques du béton bitumineux.....37
IV.4. CONCLUSION.....37

CHAPITRE V : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION.....38
V.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DE LA POUTRE.....38
V.2.1. SECTION D'ABOUT.....38
V.2.2. SECTION INTERMEDIAIRE.....39
V.2.3. SECTION À MI- TRAVEE.....39
V.3. CONCLUSION.....40

CHAPITRE VI : CACUL DES CHARGES ET SURCHARGES

VI.1. INTRODUCTION.....41
VI.2. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES.....41
VI.2.1. CHARGES PERMANENTES (CP).....41
VI.2.1.1. Calcul du poids de la poutre.....41
VI.2.1.2. Calcul du poids de la dalle.....42
VI.2.1.3. Calcul du poids des prédalles.....42
VI.2.2. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP).....42
VI.2.2.1. Calcul du poids du troittoir.....42
VI.2.2.2. Calcul du poids du revêtement & l'étanchéité.....42
VI.2.2.3. Calcul du poids du garde-corps.....43
VI.2.2.4. Calcul du poids des glissières de sécurité.....43
VI.2.2.5. Calcul du poids des corniches.....43
VI.2.3. TABLEAU RECAPITULATIF.....43
VI.3. EVALUATION DES CHARGES D'EXPLOITATION.....43
VI.3.1. SYSTEMES DE CHARGES À CONSIDERER.....43
VI.3.2. CARACTERISTIQUES DU PONT.....44
VI.3.3. SYSTEME DE CHARGE « A(l) ».....44
VI.3.4. SYSTEME DE CHARGE « B ».....45
VI.3.4.1. Système de charge « B_C ».....45
VI.3.4.2. Système de charge « B_T ».....47
VI.3.4.3. Système de charge « B_r ».....47
VI.3.5. SYSTEME DE CHARGE « Mc 120 ».....48
VI.3.6. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE « D 240 ».....49
VI.3.7. SURCHARGE SUR TROTTOIR.....49
VI.4. EFFORTS DE FREINAGE.....50
VI.4.1. EFFORT DE FREINAGE CORRESPONDANT AU SYSTEME A(l).....50
VI.4.2. EFFORT DE FREINAGE CORRESPONDANT AU SYSTEME B_C.....50
VI.5. CONCLUSION.....50

CHAPITRE VII : CACUL DU TABLIER

VII.1. INTRODUCTION.....51

VII.2. CALCUL LONGITUDINAL.....51

VII.2.1. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX CHARGES.....51

VII.2.1.1. Poutre seule.....51

VII.2.1.2. Dalle.....51

VII.2.1.3. Complément des charges.....51

VII.2.2. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX SURCHARGES.....52

VII.2.2.1. Surcharge de type « A(l) ».....52

VII.2.2.2. Surcharges sur trottoirs.....52

VII.2.2.3. Surcharge de type « B ».....53

VII.2.2.3.1. Système de chargement B_C.....53

VII.2.2.3.2. Système de chargement B_T.....54

VII.2.2.3.3. Système de chargement B_r.....55

VII.2.2.4. Surcharge de type « Mc 120 ».....56

VII.2.2.5. Surcharge de type « D 240 ».....59

VII.3. CALCUL TRANSVERSAL.....59

VII.3.1. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL.....59

VII.3.2. CALCUL DES PARAMETRES « θ » et « α ».....60

VII.3.3. REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT.....62

VII.3.4. REPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT.....63

VII.3.5. COMBINAISON DES EFFORTS.....63

VII.4. CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION).....64

VII.5. ETUDE COMPARATIVE.....65

VII.6. CONCLUSION.....65

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1. INTRODUCTION.....66

VIII.2. PRINCIPE DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION.....66

VIII.3. DONNEES DE CALCUL.....66

VIII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....67

VIII.4.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE « P_{MIN} ».....67

VIII.4.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES.....68

VIII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTE.....68

VIII.6. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.....70

VIII.6.1. DISPOSITION DES CABLES.....70

VIII.6.1.1. En section d'about.....70

VIII.6.1.2. En section médiane.....70

VIII.6.2. TRACE DES CABLES.....71

VIII.6.3. CALCUL DE L'ANGLE DE RELEVAGE « α »....71
VIII.7. CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES....72
VIII.7.1. PERTES INSTANTANEES....72
VIII.7.1.1. Pertes par frottement....72
VIII.7.1.2. Pertes par recul d'ancrage....73
VIII.7.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton....74
VIII.7.2. PERTES DIFFEREES....75
VIII.7.2.1. Pertes par retrait du béton....75
VIII.7.2.2. Pertes par relaxation des aciers....75
VIII.7.2.3. Pertes par fluage du béton....76
VIII.7.3. RECAPITULATION....77
VIII.8. DETERMINATION DU FUSEAU DE PASSAGE....77
VIII.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES....78
VIII.9.1. SECTIONS DE VERIFICATION....78
VIII.9.2. LIMITATION DES CONTRAINTES....79
VIII.9.3. CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS DE CALCUL....79
VIII.9.4. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS....79
VIII.9.4.1. Justification des contraintes normales....80
VIII.9.4.2. Justification des contraintes tangentielles....81
VIII.9.5. FERRAILLAGE PASSIF....82
VIII.9.5.1. Armature de peau....82
VIII.9.5.2. Armature longitudinale des zones tendues....82
VIII.9.6. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU....83
VIII.9.7. CALCUL JUSTIFICATIF EN SECTIONS PARTICULIERES....86
VIII.9.7.1. Etude de la zone d'about....86
VIII.9.7.2. Etude de la zone d'appui....91
VIII.10. CONCLUSION....94

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA DALLE

IX.1. INTRODUCTION....95
IX.2. ETUDE MANUELLE DE LA FLEXION DE LA DALLE....95
IX.2.1. FLEXION GLOBALE....95
IX.2.2. FLEXION LOCALE....96
IX.2.2.1. Caractéristiques de l'hourdis....96
IX.2.2.2. Moments dus aux charges permanentes....97
IX.2.2.3. Moments dus aux surcharges « A(l) »....97
IX.2.2.4. Moments dus au système des charges « B »....97
IX.2.2.5. Moments dus aux systèmes de charges militaires....98
IX.2.3. TABLEAU RECAPITULATIF....99
IX.2.4. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT....99
IX.2.4.1. Effort tranchant dû aux charges permanentes....99
IX.2.4.2. Effort tranchant dû aux surcharges « A(l) »....99

IX.2.4.3. Effort tranchant dû aux surcharges « B »....99
IX.2.4.3.1. Effort tranchant dû à la surcharge B_C....100
IX.2.4.3.2. Effort tranchant dû à la surcharge B_T....100
IX.2.4.3.3. Effort tranchant dû à la surcharge B_r....101
IX.2.4.4. Effort tranchant dû aux charges militaires....101
IX.2.4.4.1. Effort tranchant dû à la surcharge Mc 120....101
IX.2.4.4.2. Effort tranchant dû à la surcharge D 240....101
IX.2.5. ARMATURES TRANSVERSALES....101
IX.3. ETUDE AUTOMATIQUE ET COMPARAISON DES RESULTATS....102
IX.4. FERRAILLAGE DE LA DALLE....102
IX.4.1. FERRAILLAGE TRANSVERSAL....102
IX.4.2. FERRAILLAGE LONGITUDINAL....103
IX.4.2. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE....104
IX.5. CONCLUSION....105

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

X.1. INTRODUCTION....106
X.2. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA »....106
X.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE....106
X.3.1. EVALUATION DES RAIDEURS....107
X.3.2. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE....108
X.3.2.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal....108
X.3.2.2. Evaluation de l'effort sismique transversal....109
X.3.2.3. Composante verticale du séisme....110
X.4. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE....110
X.5. CONCLUSION....111

CHAPITRE XI : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

XI.1. INTRODUCTION....112
XI.2. CALCUL DES DEFORMATIONS....112
XI.2.1. CALCUL DES FLECHES....112
XI.2.1.1. Flèche due au poids propre....112
XI.2.1.2. Contre flèche due à la précontrainte....112
XI.2.1.3. Flèche de construction....113
XI.2.1.4. Flèche due à la surcharge D 240....113
XI.2.1.5. Résumé des flèches....114
XI.2.2. CALCUL DES ROTATIONS....114
XI.2.2.1. Rotation due au poids propre....114
XI.2.2.2. Rotation de l'appui sous l'effort de précontrainte....114
XI.2.2.3. Rotation maximale sous la charge D 240....114
XI.2.2.4. Résumé des rotations....114
XI.2.2. CALCUL DES DEPLACEMENTS....115

XI.2.3.1. Déplacement dû à une rotation d'appui....115
XI.2.3.2. Déplacement dû au retrait du béton....115
XI.2.3.3. Déplacement dû au fluage....115
XI.2.3.4. Déplacement dû à la température....115
XI.2.3.5. Résumé des déplacements....115
XI.3. APPRAREILS D'APPUI....116
XI.3.1. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI....116
XI.3.1.1. Aire de l'appareil d'appui....116
XI.3.1.2. Hauteur nette de l'élastomère....116
XI.3.1.3. Dimensionnement des frettes....117
XI.3.2. EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX....117
XI.3.2.1. Actions dynamiques....117
IX.3.2.1.1. Efforts de freinage....117
IX.3.2.1.2. Efforts dus au séisme....118
XI.3.2.2. Actions statiques : effort dû aux déformations (déplacement)....118
XI.3.3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI....118
XI.3.3.1. Résistance à la compression....118
XI.3.3.2. Sécurité au flambement....118
XI.3.3.3. Limitation de la distorsion....119
XI.3.3.4. Condition de non glissement....119
XI.4. DES D'APPUI....120
XI.4.1. DIMENSIONNEMENT DES D'APPUI....120
XI.4.2. FERRAILLAGE DES D'APPUI....120
XI.4.2.1. Armatures de chainage....120
XI.4.2.2. Armatures de profondeur....120
XI.4.2.3. Armatures de diffusion....120
XI.5. JOINT DE CHAUSSEE....121
XI.5.1. DIMENSIONNEMENT DU JOINT....121
XI.5.2. CHOIX DU TYPE DE JOINT....121
XI.6. EVACUATION DES EAUX....121
XI.7. PLOTS PARASISMIQUES....122
XI.8. CONCLUSION....122

CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XII.1. INTRODUCTION....123
XII.2. ETUDE DE LA PILE....123
XII.2.1. ETUDE DES FONDATIONS....124
XII.2.1.1. Etude des pieux....124
XII.2.1.2. Ferraillage de la semelle....125
XII.2.2. ETUDE DES FUTS....126
XII.2.3. ETUDE DU CHEVETRE....127
XII.2.3.1. Dimensionnement à la flexion....128

XII.2.3.2. Dimensionnement à la torsion.....128
XII.3. ETUDE DE LA CULEE.....131
XII.3.1. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....131
XII.3.2. ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....132
XII.3.2.1. Etude des fondations.....132
XII.3.2.1.1. Etude des pieux.....132
XII.3.2.1.2. Ferraillage de la semelle.....134
XII.3.2.2. Etude du mur frontal.....135
XII.3.2.3. Etude du mur garde-grève.....135
XII.3.2.4. Etude de la dalle de transition.....137
XII.3.2.5. Etude du corbeau d'appui de la dalle de transition.....138
XII.3.2.6. Etude du mur en retour.....139
XII.4. CONCLUSION.....141

CONCLUSION GENERALE.....142

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

ANNEXES « A »

ANNEXES « B »

ANNEXES « C »

ANNEXES « D »

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : VARIABILITE SPATIALE DU SIGNAL SISMIQUE - MODELISATION ET ETAT DE L'ART

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone A.....11

Tableau I.2 : Valeurs de L_M et D_M.....11

Tableau I.3 : Valeurs de Lg et L_{Lim}.....12

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II.1 : Classification des ponts.....20

Tableau II.2 : Formations lithologiques du site.....21

Tableau II.3 : Résultats des essais pressiométriques.....22

Tableau II.4 : Module pressiométrique et pression limite moyens.....22

Tableau II.5 : Caractéristiques géotechniques des sites.....22

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement de la variante N°01.....25

Tableau III.2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques.....27

Tableau III.3 : Pré-dimensionnement des pièces de pont.....27

Tableau III.4 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs.....28

Tableau III.5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir.....29

Tableau III.6 : Avantages et inconvénients des trois variantes proposées.....30

Tableau III.7 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°01.....31

Tableau III.8 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°02.....32

Tableau III.9 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°03.....33

CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton utilisé.....34

Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression du béton utilisé.....35

Tableau IV.3 : Modules de déformation du béton utilisé.....35

Tableau IV.4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....36

CHAPITRE V : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques de la section d'about.....38

Tableau V.2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.....39

Tableau V.3 : Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée.....40

CHAPITRE VI : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des charges agissant sur l'ouvrage.....40

Tableau VI.2 : Les classes des ponts routes.....44

Tableau VI.3 : Caractéristiques de l'ouvrage.....44

Tableau VI.4 : Valeur de a_1.....45
Tableau VI.5 : Valeur de la charge A(l) 45
Tableau VI.6 : Coefficient bc.....46
Tableau VI.7 : Coefficient de majoration dynamique du système B_C.....46
Tableau VI.8 : Coefficient bt.....47
Tableau VI.9 : Coefficient de majoration dynamique du système B_T.....47
Tableau VI.10 : Coefficient de majoration dynamique du système B_r.....48
Tableau VI.11 : Coefficient de majoration dynamique du système Mc 120.....49

CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Tableau VII.1 : Effort tranchant et moment fléchissant sous P_p.....51
Tableau VII.2 : Effort tranchant et moment fléchissant sous P_{dalle}.....51
Tableau VII.3 : Effort tranchant et moment fléchissant sous CCP.....51
Tableau VII.4 : Récapitulatif des efforts sous charges permanentes.....52
Tableau VII.5 : Effort tranchant sous A(l).....52
Tableau VII.6 : Moment fléchissant sous A(l).....52
Tableau VII.7 : Effort tranchant sous St.....53
Tableau VII.8 : Moment fléchissant sous St.....53
Tableau VII.9 : Moment fléchissant sous charge B_C.....53
Tableau VII.10 : Effort tranchant sous charge B_C.....54
Tableau VII.11 : Moment fléchissant sous charge B_T.....55
Tableau VII.12 : Effort tranchant sous charge B_T.....55
Tableau VII.13 : Moment fléchissant sous charge B_r.....56
Tableau VII.14 : Effort tranchant sous charge B_r.....56
Tableau VII.15 : Moment fléchissant sous charge Mc 120.....57
Tableau VII.16 : Effort tranchant sous charge Mc 120.....57
Tableau VII.17 : Moment fléchissant sous charge D 240.....58
Tableau VII.18 : Effort tranchant sous charge D 240.....58
Tableau VII.19 : Récapitulatif des moments fléchissants dus aux surcharges.....58
Tableau VII.20 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.....59
Tableau VII.21 : Combinaisons de charge des moments fléchissants en (*t.m*).....64
Tableau VII.22 : Combinaisons de charge des efforts tranchants en (*t*).....64
Tableau VII.23 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques.....65

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VIII.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre.....66
Tableau VIII.2 : Données de dimensionnement de la précontrainte.....67
Tableau VIII.3 : Moment fléchissants et efforts tranchants de calcul.....67
Tableau VIII.4 : Calcul de P_{MIN}.....68

Tableau VIII.5 : Détermination du nombre de câbles.....68
Tableau VIII.6 : Détermination du nombre de câbles à l'about.....68
Tableau VIII.7 : Caractéristiques relatives aux quatre phases de vérification des contraintes.....69
Tableau VIII.8 : Résultats de vérification des contraintes.....69
Tableau VIII.9 : Caractéristiques du tracé des câbles.....72
Tableau VIII.10 : Pertes par frottement.....73
Tableau VIII.11 : Pertes par recul d'ancrage.....74
Tableau VIII.12 : Pertes par déformations instantanées du béton.....75
Tableau VIII.13 : Pertes par retrait du béton.....75
Tableau VIII.14 : Pertes par relaxation des aciers.....76
Tableau VIII.15 : Pertes par fluage du béton.....77
Tableau VIII.16 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées et différées.....77
Tableau VIII.17 : Sections de vérification.....78
Tableau VIII.18 : Limitation des contraintes.....79
Tableau VIII.19 : Caractéristiques nettes des sections de calcul.....79
Tableau VIII.20 : Caractéristiques des quatre phases de vérification.....79
Tableau VIII.21 : Vérification des contraintes normales de la Phase 1 et la Phase 2.....80
Tableau VIII.22 : Vérification des contraintes normales de la Phase 3 et la Phase 4.....80
Tableau VIII.23 : Vérification des contraintes tangentielles.....81
Tableau VIII.24 : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues.....82
Tableau VIII.25 : Détermination de l'angle β_u.....83
Tableau VIII.26 : Données de calcul pour la vérification des contraintes normales à l'ELU.....86
Tableau VIII.27 : Vérification de la contrainte de traction.....88
Tableau VIII.28 : Vérification des contraintes de compression.....88
Tableau VIII.29 : Contraintes de compression et de cisaillement.....89
Tableau VIII.30 : Effort tranchant V_x en fonction de t.....90
Tableau VIII.31 : Récapitulation du ferraillage de la zone d'about.....91
Tableau VIII.32 : Equilibre du coin inférieur.....94

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA DALLE

Tableau IX.1 : Calcul de Ma et Mb sous B_C.....98
Tableau IX.2 : Calcul de Ma et Mb sous B_t.....98
Tableau IX.3 : Calcul de Ma et Mb sous B_r.....98
Tableau IX.4 : Moments fléchissants manuels sur la dalle à l'ELS.....99
Tableau IX.5 : Effort tranchant dû aux surcharges B_C.....100
Tableau IX.6 : Effort tranchant dû aux surcharges Bt.....101
Tableau IX.7 : Comparaison des résultats obtenus manuellement et automatiquement.....102
Tableau IX.8 : Dimensionnement des armatures transversales à l'ELS.....103
Tableau IX.9 : Choix des armatures transversales à l'ELS.....103

Tableau IX.10 : Dimensionnement des armatures longitudinales à l'ELS.....103
Tableau IX.11 : Choix des armatures longitudinales à l'ELS.....104
Tableau IX.12 : Vérification de l'ELS vis-à-vis de la durabilité.....104
Tableau IX.13 : Vérification du non poinçonnement.....105

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

Tableau X.1 : Caractéristiques sismiques de l'ouvrage.....106
Tableau X.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....107
Tableau X.3 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.....108
Tableau X.4 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.....109
Tableau X.5 : Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui.....110
Tableau X.6 : Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.....111

CHAPITRE XI : ETUDE DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

Tableau X.1 : Moment dû à la précontrainte.....113
Tableau X.2 : Dimensions de l'appareil d'appui.....116

CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau XII.1 : Implantation des piles.....123
Tableau XII.2 : Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous semelle).....124
Tableau XII.3 : R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables sur pile.....124
Tableau XII.4 : Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous fût).....127
Tableau XII.5 : Moments maximaux sur chevêtre à l'ELS et à l'ELU.....128
Tableau XII.6 : Dimensions des différents éléments de la culée.....131
Tableau XII.7 : Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous semelle).....132
Tableau XII.8 : R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables sur culée.....133
Tableau XII.9 : Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous mur frontal).....135
Tableau XII.10 : Valeurs de M_P/K selon h.....136
Tableau XII.11 : Charges agissant sur la dalle de transition.....137

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : VARIABILITE SPATIALE DU SIGNAL SISMIQUE - MODELISATION ET ETAT DE L'ART

Figure I.1 : Configuration du réseau d'accélérographes SMART-1.....03
Figure I.2 : Exemple de pont soumis au déplacement différentiel du sol.....12
Figure I.3 : Allure générale des spectres.....13
Figure I.4 : Configuration de la série A des déplacements.....14
Figure I.5 : Configuration de la série B des déplacements.....14

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II.1 : Plan de situation de l'ouvrage.....16
Figure II.2 : Vue aérienne de l'emplacement de l'ouvrage.....16
Figure II.3 : Tracé en plan de la voie portée.....17
Figure II.4 : Profil en long de la voie portée.....17
Figure II.5 : Profil en travers de la voie portée.....18
Figure II.6 : Ensemble géologique du nord de l'Algérie.....18
Figure II.7 : Coupe schématique du projet de pénétrante.....19
Figure II.8 : Zonage sismique en Algérie.....19
Figure II.9 : Coupe stratigraphique de la zone de l'ouvrage.....21
Figure II.10 : Profil d'une section d'un Oued.....23

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III.1 : Morphologie générale d'un pont à poutre en béton précontraint.....24
Figure III.2 : Morphologie générale d'un pont mixte bipoutre.....26
Figure III.3 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....26
Figure III.4 : Découpage des voussoirs.....28
Figure III.5 : Notation des dimensions des éléments constitutifs du voussoir.....29

CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en BP.....37

CHAPITRE V : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

Figure V.1 : Section d'about – poutre seule.....38
Figure V.2 : Section d'about – poutre + dalle.....38
Figure V.3 : Section intermédiaire – poutre seule.....39
Figure V.4 : Section intermédiaire – poutre + dalle.....39
Figure V.5 : Section à mi- travée – poutre seule.....39
Figure V.6 : Section à mi- travée – poutre + dalle.....39

CHAPITRE VI : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure VI.1 : Illustration des différentes sections de la poutre.....41
Figure VI.2 : Système de chargement B_C.....46
Figure VI.3 : Système de chargement B_T.....47
Figure VI.4 : Système de chargement B_r.....48
Figure VI.5 : Système de chargement Mc 120.....48
Figure VI.6 : Système de chargement D 240.....49

CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Figure VII.1 : Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge Q.....51
Figure VII.2 : Surcharge B_C à x=L/2.....53
Figure VII.3 : Surcharge B_C à x=0.....54
Figure VII.4 : Surcharge B_T à x=L/2.....54
Figure VII.5 : Surcharge B_T à x=0.....55
Figure VII.6 : Surcharge B_r à x=L/2.....55
Figure VII.7 : Surcharge B_r à x=0.....56
Figure VII.8 : Surcharge Mc 120 à x=L/2.....56
Figure VII.9 : Surcharge Mc 120 à x=0.....57
Figure VII.10 : Surcharge D 240 à x=L/2.....57
Figure VII.11 : Surcharge D 240 à x=0.....58
Figure VII.12 : Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet.....59
Figure VII.13 : Position transversale des poutres.....60
Figure VII.14 : Section équivalente de la poutre.....61
Figure VII.15 : Modélisation – interface du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.....64

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VIII.1 : Principe de précontrainte par post-tension.....66
Figure VIII.2 : Disposition des câbles à l'about.....70
Figure VIII.3 : Disposition des câbles à mi- travée.....70
Figure VIII.4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....71
Figure VIII.5 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....73
Figure VIII.6 : Tension le long du câble, avant et après relâchement du vérin.....74
Figure VIII.7 : Diagramme des contraintes pour la zone la plus tendue.....83
Figure VIII.8 : Diagramme d'interaction moment fléchissant-effort tranchant.....85
Figure VIII.9 : Diagramme des contraintes à l'ELU.....85
Figure VIII.10 : Zone de régularisation à l'aval des systèmes d'ancrage.....87
Figure VIII.11 : Dimensions du prisme.....88
Figure VIII.12 : Section équivalente de la poutre.....89
Figure VIII.13 : Rupture de la bielle et du coin inférieur.....91
Figure VIII.14 : Représentation de la bielle d'about.....92

Figure VIII.15 : Représentation du coin inférieur.....93
Figure VIII.16 : Schéma général du ferraillage de la poutre.....94

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA DALLE

Figure IX.1 : Charge uniformément répartie.....95
Figure IX.2 : Charge concentrée.....96
Figure IX.3 : Charge uniformément répartie sur une longueur 96
Figure IX.4 : Notation des différentes dimensions du modèle de calcul.....96
Figure IX.5 : Etude de l'effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe (B_C).....100
Figure IX.6 : Etude de l'effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe (Bt).....100
Figure IX.7 : Moment fléchissant de la dalle pour la combinaison G+D240.....102
Figure IX.8 : Panneau unitaire de 1m.....102
Figure IX.9 : Schéma de ferraillage de la dalle.....104

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

Figure X.1 : Séisme longitudinal.....108
Figure X.2 : Séisme transversal.....110

CHAPITRE XI : ETUDE DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

Figure XI.1 : Moment dû à la précontrainte.....113
Figure XI.2 : Notations liées à la charge « p ».....113
Figure XI.3 : Déplacement dû à la rotation d'appui.....115
Figure XI.4 : Contrainte de cisaillement due aux déplacements horizontaux.....116
Figure XI.5 : Joint de chaussée de type Wd.....121
Figure XI.6 : Evacuation des eaux.....122

CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure XII.1 : Pré-dimensionnement de la pile.....123
Figure XII.2 : Méthode des bielles sur semelle.....125
Figure XII.3 : Modélisation du chevêtre.....126
Figure XII.4 : Moments maximaux sur chevêtre à l'ELS et à l'ELU.....127
Figure XII.5 : Torsion du chevêtre.....128
Figure XII.6 : Schéma général du ferraillage de la pile.....129
Figure XII.7 : Pré-dimensionnement de la culée.....132
Figure XII.8 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.....136
Figure XII.9 : Moments MXX et MYY du mur en retour à l'ELS.....139
Figure XII.10 : Moments MXX et MYY du mur en retour à l'ELU.....140
Figure XII.11 : Schéma général du ferraillage de la culée.....141

LISTE DES ABREVIATIONS

SVGM : Spatial Variability of Ground Motion.

CP : Charges Permanentes.

CCP : Complément des Charges Permanentes.

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.

BPEL : Béton Précontraint aux Etats Limites.

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes.

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

DTR : Document Technique Réglementaire.

E[.] : Opérateur d'espérance mathématique.

t : Le temps.

T : La période du signal

ω : La vitesse angulaire.

B_x (t,t') : La fonction d'autocovariance dépendant des deux instants t et t'.

S_x (ω) : La fonction de densité spectrale de puissance du mouvement sismique.

R_x (t,t') : La fonction de corrélation dépendant des deux instants t et t'.

S_x (ξ, ω) : La fonction de densité spatio-spectrale.

γ (ξ, ω) : La fonction de cohérence.

∅ (ξ, ω) : La phase spectrale.

X (u,t) : Processus spatio-temporel.

V : La vitesse de phase de l'onde.

θ (ω) : L'échelle spatiale de fluctuation dépendant de la fréquence.

∝ : Un paramètre du modèle de Loh et Yeh

Tan (h) : Tangente hyperbolique.

r_0 : Une mesure des hétérogénéités susceptibles d'exister le long du trajet des ondes.

μ^2 : Une mesure de la variation relative des propriétés élastiques du milieu.

ξ^L : La distance de séparation projetée dans la direction de propagation des ondes.

H (ω) : La fonction de transfert de la colonne de sol sous le point considéré.

S1, S2, S3 et S4 : Types de sites selon RPOA.

d : Déplacement différentiel maximal entre deux points distants de X.

g : L'accélération de la pesanteur.

A : Le coefficient d'accélération de la zone sismique.

L_M : La distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

D_M : Le déplacement absolu horizontal ; il est donné pour une accélération unité ($1m/s^2$).

η : Le coefficient en fonction de la composante sismique et du type de site selon le règlement RPOA.

Lg : La distance au-delà de laquelle les mouvements sismiques peuvent être considérés comme indépendants.

dg : Le déplacement de calcul au niveau du sol, correspondant au type de sol de fondation du support (i).

Δdi : Les Différences des déplacements absolus d_i.

βr : Le coefficient qui tient compte de l'amplitude des déplacements du sol.

$L_{av,i}$: La moyenne des distances $L_{i-1,i}$ et $L_{i,i+1}$ entre le support intermédiaire (i) et les supports adjacents (i- 1) et (i+1) respectivement.

L_{Lim} : La longueur du tablier au-delà de laquelle la variabilité de l'action spatiale doit être prise en compte selon l'Eurocode8.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jour.

γb : Coefficient de sécurité du béton.

f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU.

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression du béton.

σ_{bt} : Contrainte limite de traction du béton.

$\overline{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

σ_s : Contrainte limite de traction de l'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γs : Coefficient de sécurité de l'acier.

f : Coefficient de frottement en courbe.

A_p : Section des aciers actifs.

Ø : Diamètre de la gaine.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jour.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif.

f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

f_{peg} : Limite de élastique garantie des aciers actifs.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Epaisseur de l'âme.

b_t : Largeur totale des talons.

B : Section brute.

V´ : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

I : Moment d'inertie de la section.

i : Rayon de giration.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

L : La portée de la travée.

ρ_b : Masse volumique du béton.

lc : Largeur chargeable.

n : Nombre de voies.

lv : Largeur d'une voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

bc : Coefficient de pondération du convoi B_C.

bt : Coefficient de pondération du convoi B_T.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

V : Effort tranchant.

M_f : Moment fléchissant.

α : Paramètre de torsion.

θ : Paramètre d'entretoisement.

K_{α} : Coefficient de répartition transversale .

2b : Largeur active.

n : Nombre de poutres.

P_{min} : Précontrainte minimale.

B_n : Section nette.

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

σ_{ti} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.

σ_{ts} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

P_0 : Effort de précontrainte à l'origine.

n : Nombre de câbles de précontrainte.

e_P : Excentricité du câble moyen.

σ_{sup} : Contrainte au niveau de la fibre supérieure.

σ_{inf} : Contrainte au niveau de la fibre inférieure.

Vu : Effort tranchant limite.

V_{min} : Effort tranchant minimum.

V_{max} : Effort tranchant maximum.

$\alpha(x)$: Angle de déviation du câble entre 0 et x.

σ_{p0} : Tension initiale.

$\Delta\sigma_f$: Pertes de tension par frottement.

$\Delta\sigma_{rec}$: Pertes de tension par glissement.

$\Delta\sigma_{rac}$: Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

$\Delta\sigma_{p(x)}$: Pertes dues à la relaxation de l'acier.

$\Delta\sigma_{flu}$: Pertes dues au fluage du béton.

$\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées.

$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S_{(y)}$: Moment statique / au centre de gravité de la poutre.

$b_{n(y)}$: Largeur nette de la section au niveau y.

M_u, N_u : Sollicitations agissant sur la section / Ap.

N_u : Effort normale résistant ultime.

M_u : Moment fléchissant résistant ultime / Ap.

S_t : Espacement des armatures transversales.

μ_α : Coefficient de répartition transversal.

l_x et l_y : Dimensions de panneau de dalle.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment à l'encastrement.

Q_u : Charge concentrée à l'ELU.

f_G : Flèche due aux charges permanentes.

f_p : Flèche due à la précontrainte.

f_c : Flèche de construction.

f_{D240} : Flèche due à la surcharge D240.

θ_g : Rotation due aux charges permanentes.

θ_{D240} : Rotation due à la surcharge D240.

θ_P : Rotation due à la précontrainte.

R_i : Rigidité d'un appui.

τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal.

τ_N : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.

α_T : Angle de rotation de l'appareil d'appui.

α_t : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire.

f : Coefficient de frottement.

G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

Q : actions variables des charges d'exploitation.

T : période fondamentale.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$S_{ae}(T)$: spectre de réponse élastique.

K : Raideur.

g : Accélération de la pesanteur.

S : coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement.

d : Déplacement.

P_t : Poussée des terres.

K_a : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne du sol.

γ : Poids volumique des terres.

R : Réaction d'appui des fûts.

I : Entre axe des fûts.

h : Hauteur du chevêtre.

b_0 : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.

D : Diamètre du plus grand cercle inscriptible dans la section du chevêtre.

Mt : Moment de torsion.

τ_u(v) : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

τ_u(Mt) : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

N_s : Effort normal dû au séisme.

H_s : Effort horizontal dû au séisme.

K_h : Accélération sismique horizontale.

λ : Elancement de la pièce.

$\bar{\lambda}$: Elancement admissible.

L_f : Longueur de flambement.

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'évolution et la modernisation qu'a connu le monde ont été accompagnées par la naissance d'un secteur d'activité qui a contribué à son développement surtout en matière économique et architecturale, c'est le secteur des « Travaux Publics ».

Celui-ci, repose principalement sur le développement de l'infrastructure de transport, qui nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tel que le pont, qui fera l'objet d'une étude détaillée au cours de ce modeste travail. D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière...etc.), artificiel (barrages...etc.) ou une autre voie de circulation.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question suivante : **Comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal ?**

Au cours de ces deux dernières décennies, l'Algérie a vu un développement considérable dans le secteur des Travaux Publics. Outre l'achèvement et la livraison totale des tronçons de l'autoroute Est-Ouest, le programme de la politique gouvernementale dans ce domaine prévoit la réalisation de la pénétrante reliant TIZI OUZOU à l'autoroute Est-Ouest au niveau de DJEBAHIA Sur 48KM. Ce projet s'inscrit dans le cadre du Schéma Directeur National du ministère des Travaux Publics développé par l'Agence Nationale des Autoroutes (ADA). L'objectif de ce schéma est de moderniser le réseau routier de l'Algérie et de réaliser les axes routiers qui structurent le territoire et contribuent au développement du pays.

Le présent mémoire de fin d'études consiste à concevoir et dimensionner le **viaduc V2** d'une longueur de 240 m, appartenant au projet de la pénétrante reliant TIZI OUZOU à l'autoroute Est-Ouest au niveau de DJEBAHIA, abordé ci-dessus.

Il repose sur douze chapitres, définis comme suit :

- Le **CHAPITRE I** est une initiation à la recherche, sous forme de recherche bibliographique concernant : La Variabilité Spatiale du signal sismique et son effet sur les structures étendues.
- Le **CHAPITRE II** a été consacré à la présentation de l'ouvrage, suivi par le **CHAPITRE III** qui consiste en la conception, et le choix de la variante optimale.
- Le **CHAPITRE IV** aborde les hypothèses de calcul, tandis que le **CHAPITRE V** présente les caractéristiques géométriques du tablier, qui serviront plus tard pour le calcul.
- Le **CHAPITRE VI** évalue les différentes charges et surcharges agissant sur le tablier. Celui-ci, calculé au **CHAPITRE VII**.
- Le **CHAPITRE VIII** élabore l'étude de la précontrainte du tablier et le **CHAPITRE IX** l'étude de la Dalle.
- Le **CHAPITRE X** concerne l'étude sismique de l'ouvrage.
- Le **CHAPITRE XI** traite le calcul des déformations ainsi que le dimensionnement des équipements du tablier.
- Enfin, on termine avec l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage au **CHAPITRE XII**.

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPGIQUE :

VARIABLITE SPATIALE DU SIGNAL SISMIQUE – MODELISATION ET ETAT DE L'ART

I.1. INTRODUCTION :

Dans les méthodes classiques de calcul dynamique des structures, il est souvent considéré que l'ouvrage est excité par un chargement sismique uniforme. Cependant, pour les structures étendues (telles que les ponts) cette hypothèse n'est plus valide, d'autant plus que les observations des enregistrements sismiques font apparaître une variabilité spatiale du mouvement sismique (En anglais : **Spatial Variability of Ground Motion** : **SVGM**). Par conséquent, une analyse sismique rigoureuse de ce type de structures devrait considérer l'effet de la SVGM.

Cet effet est le résultat d'un processus complexe de propagation des ondes sismiques à travers le massif du sol qui présente des caractéristiques géométriques et mécaniques fortement hétérogènes.

Il a été reconnu que quatre effets distincts sont à l'origine de la SVGM. Il s'agit de :

(a) L'effet de passage d'onde, qui est dû au décalage temporel du temps d'arrivée d'un même signal sismique aux différentes stations d'enregistrement du fait de la vitesse de propagation des ondes sismiques.

(b) L'effet d'incohérence, qui résulte des différences aléatoires dans les amplitudes et les phases des ondes sismiques dues aux réfractions et réflexions multiples qui se produisent durant leurs propagations le long de leurs trajets du foyer au site considéré.

(c) L'effet de site, dû à la variation spatiale des caractéristiques locales du profil du sol qui affectent l'amplitude et le contenu fréquentiel de l'onde sismique.

(d) L'effet d'atténuation, dû à la diminution graduelle de l'amplitude du signal avec la distance. Cet effet est par opposition aux trois autres sans incidence sur les structures car son impact ne prend effet que sur de grandes distances.

Le mouvement sismique variable est donc une interaction complexe de ces quatre effets. Néanmoins, pour des raisons de simplification ces effets sont supposés être indépendants les uns des autres dans les modèles décrivant la SVGM.

En plus de ces effets, le mouvement sismique peut être modifié par les fondations de la structure en fonction de leur rigidité relative par rapport à celle du sol puisque les fondations ne vibrent pas toujours en phase avec le champ de déplacement imposé par les ondes sismiques.

La caractérisation du phénomène de la SVGM ainsi que l'analyse de ses effets sur la réponse dynamique des structures a fait l'objet d'intenses études. Cet axe de recherche s'est grandement développé grâce à la mise en place de plusieurs réseaux denses d'accélérographes dans le monde. Un des premiers réseaux différentiels installés est celui d'EL-Centro, qui a enregistré le séisme d'Imperial Valley de 1979. Il comprend 6 stations disposées linéairement sur une longueur de 305 m. Cependant, la complexité du phénomène de la SVGM a nécessité la mise en place d'un réseau répondant à des critères spécifiques aux conditions locales du site, installé dans une zone où la probabilité d'avoir des séismes majeurs sur une période de 10 ans est assez forte, proche des centres urbains et industriels et les mesures des signaux sismiques peuvent s'effectuer dans les trois directions et sur des distances comparables à celles des structures. Dans ce contexte il a été décidé en 1980 de déployer le dense réseau d'accélérographes SMART-1 (Strong

Motion ARray in Taiwan). Ce réseau a été intensivement utilisé pour l'étude de la SVGM. Il comprend 37 sismographes disposés suivant 3 cercles concentriques.

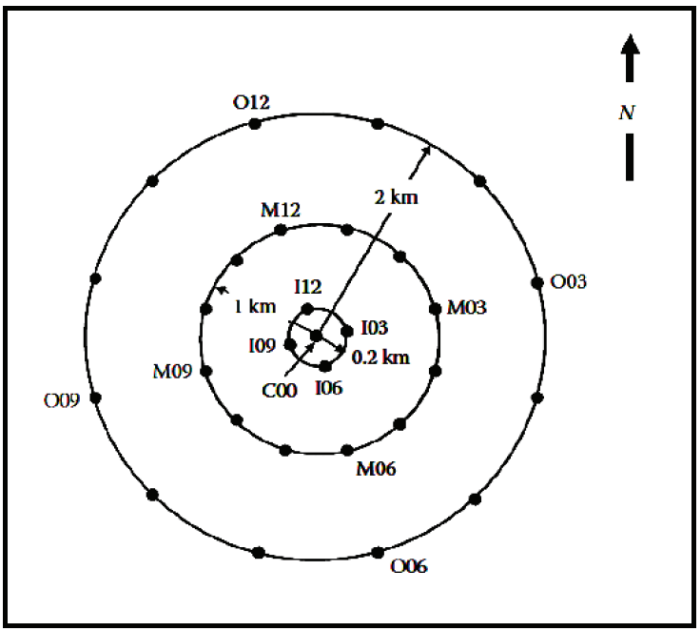


Figure I.1 : Configuration du réseau d'accélérographes SMART-1.

Une extension du réseau SMART1 a été effectuée en 1985 pour étudier la variabilité du signal sismique sur des faibles distances et même en profondeur. Ce réseau a été dénommé LSST (Large Scale Seismic Test). Depuis, beaucoup d'autres réseaux ont été déployés dans le monde. Parmi plusieurs, on peut citer ceux de Chiba à Tokyo et Euroseis-Test en Grèce.

En se basant sur les données recueillies de ces réseaux, plusieurs travaux de recherche ont été menés pour la modélisation de la SVGM. Cette étape est indispensable pour la génération des mouvements sismiques différentiels. Pour cette raison nous avons conçu notre étude bibliographique dans ce contexte en donnant un aperçu sur les approches les plus utilisées pour la description de la SVGM. Ces approches sont utilisées pour l'étude de la réponse des structures étendues sous les effets des mouvements sismiques différentiels.

Dans le présent chapitre, nous présenterons quelques notions de vibrations aléatoires, qui nous permettront par la suite de modéliser la variabilité spatiale à travers des modèles empiriques et semi-empiriques. Suite à cela, nous présenterons les approches simplifiées proposées par l'Eurocode8 et le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA2008) pour la prise en compte de ce phénomène dans la conception des ouvrages d'art.

I.2. MODELISATION DE LA VARIABILITE SPATIALE DU SIGNAL SISMIQUE :

Les enregistrements sismiques effectués sur les structures de grande taille, indiquent que les ondes sismiques à la surface du sol varient de manière appréciable sur des distances de l'ordre des dimensions de certaines de ces structures dites étendues. Ce

phénomène sera caractérisé à travers le concept de la variabilité spatiale du signal sismique.

Durant un séisme, le pont est soumis non seulement aux forces d'inertie (dues au chargement dynamique supposé uniforme), mais aussi à des forces additionnelles (engendrées par le mouvement différentiel des appuis) résultant de la SVGM.

La quantification et la prise en compte de ce phénomène, s'avèrent des opérations indispensables lors de la conception et le calcul de telles structures, par conséquent, le mouvement agissant sur des structures relativement étendues, tels les ponts, ne peut être considéré comme étant uniforme mais plutôt variable tout le long de la base de ce type d'ouvrage.

Les différentes études portant sur l'analyse de la variabilité spatiale ont tenté d'aboutir à des modèles mathématiques permettant de décrire ce phénomène. A cet effet, la théorie des vibrations aléatoires est apparue comme un outil précieux mettant à la disposition de l'ingénieur des outils permettant sa prise en compte de manière relativement aisée.

I.2.1. NOTIONS DE VIBRATION ALEATOIRE :

Lorsqu'un système est en vibration et que ses caractéristiques ou les charges qui lui sont appliquées sont définies de manière incertaine, son mouvement ne peut pas être évalué de façon déterministe. Une solution probabiliste, admettant ces incertitudes, est néanmoins possible à l'aide de la théorie des vibrations aléatoires**.**

La théorie des vibrations aléatoires évalue les propriétés statistiques du mouvement oscillatoire représentant la réponse du système.

On sait qu'un enregistrement sismique ne se répète jamais ni dans le temps ni dans l'espace. C'est principalement pour cette raison que la réponse dynamique du sol à l'input sismique est efficacement modélisée à l'aide de la théorie des vibrations aléatoires.

I.2.1.1. Processus stochastique (ou aléatoire) :

Un processus aléatoire constitue une collection de fonctions d'un paramètre (le temps par exemple). On pourra donc constater qu'à chaque valeur du paramètre ou en un instant donné, une variable aléatoire s'identifie.

Pour des raisons pratiques, cette description peut se limiter, dans le cas des processus normaux, aux deux premiers moments c'est à dire à la moyenne et à la fonction de covariance notées respectivement :

$$m_x = E[X(t)] \tag{I.1}$$

$$B_x(t,t') = E[(X(t) - m_x)(X(t') - m_x)] \tag{I.2}$$

$E[.]$ est l'opérateur espérance mathématique.

Les mouvements sismiques sont non-stationnaires, ce qui signifie que la fonction d'autocovariance dépend des deux instants t et t' mais, ils peuvent être supposés stationnaires durant la partie mouvements forts du séisme, ce qui signifie que

$$B_x(t,t') = B_x(t - t') = B_x(\tau) \tag{I.3}$$

Dans le domaine des fréquences, cette caractérisation s'effectue par le biais de la fonction de densité spectrale définie comme étant la transformée de Fourrier de la fonction de covariance

$$\begin{cases} S_x(\omega) = \dfrac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty} B_x(\tau)e^{-i\omega\tau}\,d\tau & (1.4) \\ B_x(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega)e^{i\omega\tau}\,d\omega & (1.5) \end{cases}$$

Ces relations sont celles bien connues de Wiener-Khinchine.

Dans le cas où la moyenne serait nulle, la fonction de covariance devient égale à la fonction de corrélation définie par :

$$R_x(t,t') = E\left[X(t)X(t')\right] \qquad (I.6)$$

Dans le cas de la réponse sismique, ce sont généralement des fonctions du temps, mais dans le cas particulier des études de variabilité spatiale, ce sont les processus spatio-temporels qui sont les plus utilisés.

I.2.1.2. Processus spatio-temporels :

Soit *X (u,t)* un processus spatio-temporel homogène, dépendant d'un vecteur de coordonnées spatiales *u* et du temps *t*. Nous définissons :

- **La fonction de covariance :**

La covariance entre deux variables aléatoires est un nombre permettant de quantifier leurs écarts conjoints par rapport à leurs espérances respectives. L'hypothèse d'homogénéité implique que la fonction de covariance du processus *X (u,t)* peut s'exprimer de la manière suivante :

$$\begin{aligned} B_x(u,u',t,t') &= E\left[(X(u,t)-m_x)(X(u',t')-m_x)\right] \\ &= B_x(u-u',t-t') = B_x(\xi,\tau) \end{aligned} \qquad (I.7)$$

Où : $\xi = u - u'$ / $\tau = t - t'$ et $m_x = E[X(t)]$

- **La fonction d'autocorrélation :**

L'autocorrélation est un outil mathématique souvent utilisé en traitement du signal. Dans le cas où la moyenne serait nulle, la fonction de covariance devient égale à la fonction de corrélation définie par :

$$R_x(u,t;u',t') = E\left[X(u,t)X(u',t')\right] \qquad (I.8)$$

- **La fonction de densité spatio- spectrale**

Dans le domaine des fréquences, cette caractérisation s'effectue par le biais de la fonction de densité spatio- spectrale définie comme étant la transformée de Fourier de la fonction de covariance

$$\begin{cases} S_x(\xi,\omega) = \dfrac{1}{2\pi}\displaystyle\int_{-\infty}^{+\infty} B_x(\xi,\tau)e^{-i\omega\tau}\,d\tau \\ B_x(\xi,\tau) = \displaystyle\int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\xi,\omega)e^{i\omega\tau}\,d\omega \end{cases} \tag{I.9}$$

❖ **La fonction de cohérence**

Pour des considérations pratiques, les mouvements sismiques différentiels, exhibant une nature aléatoire, sont généralement modélisés d'une manière probabiliste par des champs stochastiques spatio-temporels. La mesure de la SVGM s'effectue souvent dans le domaine fréquentiel en utilisant des fonctions statistiques du second ordre. Plus précisément, la fonction de cohérence, obtenue en normalisant la fonction de densité spatio-spectrale $S_x(\xi,\omega)$ par rapport au spectre d'énergie $S_x(\omega) = S_x(\xi = 0,\omega)$, définie dans l'équation (I.11) :

$$\gamma(\xi,\omega) = \frac{S_x(\xi,\omega)}{S_x(\omega)} \tag{I.10}$$

Il est également possible d'exprimer la fonction de cohérence sous la forme suivante :

$$\gamma(\xi,,\omega) = \left|\gamma(\xi,,\omega)\right| e^{\,i\phi(\xi,\omega)} \tag{I.11}$$

Avec $\left|\gamma(\xi,,\omega)\right|$ représentant l'amplitude de la fonction de cohérence et $\phi(\xi,\omega)$ la phase spectrale définie par :

$$\phi(\xi,\omega) = \tan^{-1}\left[\frac{\Im[S_x(\xi,\omega)]}{\Re e[S_x(\xi,\omega)]}\right] \tag{I.12}$$

$\Re e$ et $\Im$ indiquent respectivement la partie réelle et imaginaire de la fonction.

Quelle que soit la fréquence ω, pour $\xi = 0$:

$$\gamma(0,\omega) = 1 \tag{I.13}$$

La cohérence est une mesure de la corrélation à la fréquence ω ; elle quantifie le degré de corrélation spatiale entre les composantes sinusoïdales du processus spatio-temporel *X(u,t)*.

Plusieurs recherches ont été menées pour la modélisation de la SVGM. Les différentes contributions qui ont été faites peuvent être subdivisées en deux approches distinctes : approche empirique et approche semi-empirique.

Dans la littérature, nous trouvons de nombreux modèles de cohérence. Le point commun entre ces modèles est la variation décroissante de la fonction de cohérence par rapport à la fréquence et la distance de séparation. Par contre, le taux de variation de cette fonction est souvent différent d'un modèle par rapport à un autre. Jusqu'à ce jour il n'existe pas de consensus autour d'une estimation quantitative de cette variation. Les incertitudes liées à ces modèles de cohérence n'ont pas encore été évaluées.

Dans ce qui suit nous présenterons quelques-uns des modèles de fonction de cohérence les plus couramment référencés dans la littérature.

I.2.2. MODELES BASES SUR L'APPROCHE EMPIRIQUE :

❖ Modèle de Harichandran et Vanmarcke (1984) :

Ils ont eu recours à des enregistrements sismiques du SMART-1 afin de mettre en place une procédure pour l'analyse stochastique des données accélérométriques.

Sur la base de leurs analyses, ils ont proposé un modèle empirique (parmi les plus utilisés) de la fonction de cohérence pour les mouvements alignés auquel est ajouté un terme de phase afin d'obtenir celle des mouvements réels c'est à dire non alignés.

$$\gamma_{coh}(\xi,\omega) = A\exp\left[-\frac{2\xi}{\alpha\theta(\omega)}(1-A+\alpha A)\right] + (1-A)\exp\left[-\frac{2\xi}{\theta(\omega)}(1-A+\alpha A)\right] \quad \text{(I.14)}$$

Avec :

$$\theta(\omega) = c\left[1+\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^b\right]^{-\frac{1}{2}} \quad \text{(I.15)}$$

$\theta(\omega)$ est l'échelle spatiale de fluctuation dépendant de la fréquence.

Les paramètres A, α, c, ω_0 et b sont empiriques.

❖ Modèle de Loh et Yeh (1988) :

Ils ont proposé un modèle exhibant une atténuation relativement faible en fonction de la fréquence et de la séparation :

$$\gamma_{coh}(\xi,\omega) = \exp\left[-\frac{\alpha\omega\xi}{2\pi V}\right] \quad \text{(I.16)}$$

V représente la vitesse de phase de l'onde prédominante.

α est un paramètre du modèle.

❖ Modèle de Abrahamson et al. (1991) :

Ce modèle de cohérence a été développé par le traitement des enregistrements du réseau LSST durant 15 évènements sismiques.

A la suite de leurs observations, Abrahamson et al. ont élaboré un modèle de fonction de cohérence dont l'amplitude serait égale à :

$$\gamma_{coh}(\xi,\omega) = \mathrm{Tanh}\left[(a_1+a_2\xi)\left[\exp[(b_1+b_2\xi)\omega] + \frac{\omega^c}{3}\right] + k\right] \quad \text{(I.17)}$$

où a_1, a_2, b_1, b_2 et c sont des paramètres du modèle déterminés par régression linéaire.

k est un paramètre caractérisant le niveau du bruit parasite existant lors du traitement et qui peut être estimé à partir des valeurs moyennes de la fonction de cohérence en hautes fréquences (f > 50 Hz).

I.2.3. MODELES BASES SUR L'APPROCHE SEMI EMPIRIQUE :

❖ Modèle de Luco et Wong (1986) :

En se basant sur l'analyse de propagation des ondes de cisaillement à travers un milieu aléatoire Luco et Wang ont développé une fonction de cohérence dont l'amplitude serait égale à :

$$\gamma_{coh}(\xi,\omega)=\exp\left[-\left(\frac{\eta\omega\xi}{V_{rm}}\right)^2\right]=\exp\left[-\alpha^2\omega^2\xi^2\right] \qquad \text{(I.18)}$$

avec : $\eta=\mu\left(\frac{R}{r_0}\right)^{\frac{1}{2}}$ et $\alpha=\frac{\eta}{V_{rm}}$

R : la distance traversée par les ondes.

V_{rm} : une estimation de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement à travers le milieu.

r_0 : une mesure des hétérogénéités susceptibles d'exister le long du trajet des ondes.

μ^2 : une mesure de la variation relative des propriétés élastiques du milieu.

Le paramètre α est appelé paramètre d'incohérence, il contrôle l'atténuation exponentielle de la fonction de cohérence : plus sa valeur est importante, plus la perte de cohérence en fonction de la fréquence et de la distance de séparation est importante. Il est pris entre 2 et 3.10^{-4} s/m.

❖ Modèle de Der Kiureghian (1996) :

En utilisant les principes de base de la théorie des processus aléatoires et en adoptant quelques hypothèses simplificatrices du mode de propagation d'ondes dans le sol, Der Kiureghian a mis au point un modèle théorique composé du produit de trois termes dont chacun est relatif à un phénomène donné, à savoir : l'effet d'incohérence, l'effet de passage d'onde et l'effet de la variation des conditions locales de site. Il a démontré que l'effet de l'atténuation de l'amplitude sur la fonction de cohérence était négligeable.

Le modèle s'écrit sous la forme suivante :

$$\gamma(\xi,\omega)=\gamma_{coh}(\xi,\omega)\cdot\gamma_{prop}(\xi,\omega)\cdot\gamma_{site}(\xi,\omega) \qquad \text{(I.19)}$$

Le terme représentant l'effet d'incohérence,

$$\gamma_{coh}(\xi,\omega)=\cos[\beta(\xi,\omega)]\exp\left[-\tfrac{1}{2}\alpha^2(\xi,\omega)\right] \qquad \text{(I.20)}$$

est lui-même composé du produit de deux éléments dont le premier découle de la perturbation aléatoire des ondes sismiques, représentée par le coefficient $\beta(\xi,\omega)$, et le second de l'altération de la phase d'onde représentée par le coefficient $\alpha(\xi,\omega)$. Chacun

de ces deux paramètres est fonction de la distance et de la fréquence et leur estimation peut se faire à l'aide d'enregistrements sismiques.

L'effet de passage d'onde engendre un déphasage qu'il est possible d'estimer de manière déterministe. Prenant en compte la dispersion des ondes sismiques, Der Kiureghian a adopté l'expression suivante pour la prise en considération de cet effet :

$$\gamma_{prop}(\xi,\omega)=\exp\left[i\theta_{prop}\left(\xi^{L},\omega\right)\right]=\exp\left[-i\frac{\omega\xi^{L}}{V_{app}(\omega)}\right] \tag{I.21}$$

ξ^{L} est la distance de séparation projetée dans la direction de propagation des ondes.

$V_{app}(\omega)$ est la vitesse apparente de propagation de l'onde prédominante de fréquence ω.

La formule précédente est simplifiée en supposant des ondes planes dans un milieu élastique infini :

$$\gamma_{prop}(\xi,\omega)=\exp\left[-i\frac{\omega\xi^{L}}{V_{app}}\right] \tag{I.22}$$

où V_{app} est constante et déterminée en moyenne à partir d'enregistrement sismique ou en étudiant les caractéristiques du site.

En étudiant l'effet de la variation des conditions locales de site, Der Kiureghian a démontré que celle-ci affectait la phase spectrale en introduisant un angle fréquentiel déterministe :

$$\gamma_{site}(\omega)=\exp\left[i\theta_{kl}(\omega)\right] \tag{I.23}$$

Avec :

$$\theta_{kl}(\omega)=\theta_{k}(\omega)-\theta_{l}(\omega)=\tan^{-1}\frac{\Im\left[H_{k}(\omega)H_{l}(-\omega)\right]}{\Re e\left[H_{k}(\omega)H_{l}(-\omega)\right]} \tag{I.24}$$

où *k* et l désignent deux points de la surface du sol et $H_{.}(\omega)$ la fonction de transfert de la colonne de sol sous le point considéré.

Il est important de noter que cette dernière composante de la fonction de cohérence est indépendante de la distance de séparation.

En comparant l'effet de site avec l'effet de passage d'onde, Der Kiureghian a trouvé que le premier était plus conséquent pour les structures situées dans les régions où les conditions du sol changeaient rapidement et qui possédaient plusieurs modes propres dans l'intervalle 0,5 à 1,5 Hz, telles que les ponts et les viaducs à moyennes et courtes travées. Pour les structures flexibles, à grandes travées, telles que les ponts suspendus de fréquences inférieures à 0,5 *Hz*, l'effet de passage d'onde était plus significatif.

I.2.4. CONCLUSION :

Le principal outil permettant de caractériser l'aléa spatiale des mouvements sismiques est la fonction de cohérence déterminée dans la plupart du temps que de manière empirique, sur la base d'enregistrements sismiques pour des événements passés, ou encore par des modèles paramétrés semi-empiriques.

Il existe plusieurs modèles utilisés pour la prise en charge de la variabilité spatiale. L'examen de ces modèles montre que la fonction de cohérence présente une décroissance exponentielle en fonction de la distance et de la fréquence.

Il semble cependant qu'à ce jour il n'y ait pas encore de consensus sur l'estimation quantitative de cette décroissance. Le modèle le plus utilisé dans la littérature est celui de Luco et wang (1986) choisi généralement en raison de sa simplicité.

I.3. PRISE EN COMPTE DE LA SVGM DANS LES REGLEMENTS SISMIQUES DES OUVRAGES D'ART :

L'Eurocode 8 (EC8) et le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA2008), sont parmi les rares codes de dimensionnement de ponts à proposer des approches simplifiées pour tenir compte de la SVGM **[1]**.

I.3.1. REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART (RPOA2008) :

La gravité du risque sismique permanent en Algérie notamment dans la région nord du pays, ainsi que l'importance de l'investissement réalisé ou projeté en ouvrages d'art durant cette dernière décennie, ont mis en évidence la nécessité de mettre en place un règlement parasismique national des ouvrages d'art (RPOA2008).

Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels l'action sismique à prendre en compte est principalement reprise, soit par les culées, soit par la flexion des piles, elle est composée d'un mouvement uniforme et d'un déplacement différentiel entre les points liés au sol.

Selon le RPOA2008, l'effet de la SVGM est généralement négligeable pour les ouvrages courants. Toutefois son effet doit être examiné lorsqu'une des conditions suivantes est vérifiée :

- Le pont franchit une faille active.
- Les appuis sont fondés sur des sols très différents.
- La longueur du pont est très importante.

Il est recommandé d'effectuer en premier lieu une étude dynamique de la structure sous mouvement sismique uniforme, La deuxième étape consiste à réaliser une analyse pseudo-statique de la structure basée sur un modèle des déplacements différentiels imposés aux appuis du pont. Enfin, les deux résultats sont combinés.

Sur un site sans discontinuité mécanique accusée, RPOA2008 propose une formule pour calculer le déplacement différentiel maximal **d** entre deux points distants de X, en fonction du coefficient d'accélération de zone A, est égal à :

$$d = \eta * A * g * X \quad \text{pour } X < L_M$$
$$d = A * g * D_M * \sqrt{2} \quad \text{pour } X \geq L_M \qquad \text{(I.25)}$$

Avec : $\eta = \frac{DM}{LM} * \sqrt{2}$

g est l'accélération de la pesanteur.

A est le coefficient d'accélération de zone.

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont est indiqué dans le **Tableau I.1** ci-dessous :

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
Pont stratégique	0.15	0.25	0.30	0.40
Pont important	0.12	0.20	0.25	0.30
Pont d'importance moyenne	0.10	0.15	0.20	0.25

L_M est la distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

D_M est le déplacement absolu horizontal ; il est donné pour une accélération unité ($1m/s^2$).

Les valeurs de L_M et D_M sont données par le **Tableau I.2**, pour les quatre types de site du RPOA2008, S1 à S4, qui sont classés en fonction de la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement Vs ;

Tableau I.2 : Les valeurs de L_M et D_M.

Type de sol	S1	S2	S3	S4
Vs (m/s)	≥ 800	400-800	200-400	≤200
L_M (m)	600	500	400	300
D_M (m)	0.03	0.05	0.07	0.09

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent ;

- ***Catégorie S1*** **:** (site rocheux)

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement VS ≥ 800m/s

- ***Catégorie S2 :*** (site ferme)

Dépôts de sables et graviers denses a très denses, marnes ou argiles raides très sur-consolidées sur 10 à 20m d'épaisseur avec Vs ≥ 400m/s a partir de 10m de profondeur.

- ***Catégorie S3 :*** (*site meuble)*

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200m/s à partir de 20m de profondeur.

- ***Catégorie S4 :*** *(site très meuble)*

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour Vs < 200m/s dans les 20 premiers mètres.

Une fois que le déplacement différentiel est calculé entre les extrémités du pont, on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement en chacun de ses points d'appui, en bloquant une extrémité et en imposant à l'autre le déplacement différentiel calculé, tandis que les appuis intermédiaires subissent un déplacement proportionnel à la distance à l'extrémité bloquée.

La Figure I.5 fournit un exemple de pont avec quatre supports soumis à des déplacements différentiels :

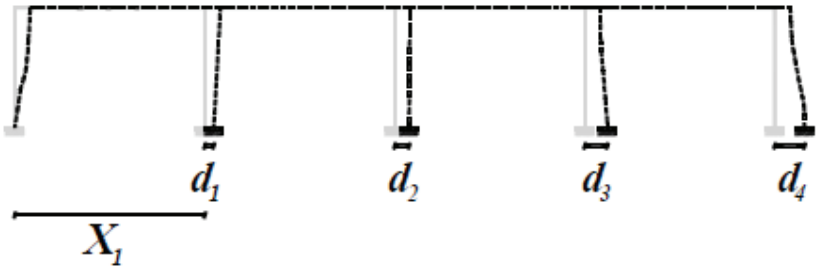


Figure I.2 : Exemple de pont soumis au déplacement différentiel du sol.

I.4.2. METHODE SIMPLIFIEE DE L'EUROCODE8 :

L'Eurocode8 doit considérer la SVGM dans la conception des ponts continus dans le cas où l'une des deux conditions suivantes est vérifiée :

- Le type du sol de fondation varie entre les différents supports du pont.
- Les propriétés du sol le long du pont sont uniformes mais sa longueur est supérieure à la longueur limite L_{Lim}.

Sachant que :

$$L_{Lim} = \frac{Lg}{1.5} \qquad (I.26)$$

Lg : La distance au-delà de laquelle les mouvements sismiques peuvent être considérés comme indépendants.

Tableau I.3 : Valeurs de Lg et L_{Lim}.

Type de sol	A	B	C	D	E
Lg (m)	600	500	400	300	500
L_{Lim} (m)	400	333	267	200	333

Le code recommande d'effectuer d'abord une analyse dynamique de la structure sous chargement sismique uniforme, puis une analyse pseudo-statique basée sur deux séries des déplacements différentiels nommés « Série A » et « Série B », et appliquées séparément sur les fondations ou sur l'extrémité du ressort de sol correspondant.

La série A de déplacements imposés consiste à appliquer simultanément des déplacements relatifs d_{ri} avec le même signe à tous les supports du pont dans la direction horizontale. d_{ri} considérée est donné par l'équation :

$$d_{ri} = \varepsilon_r \times Li \leq d_g \times \sqrt{2} \quad (I.27)$$

Où :

$\varepsilon_r = d_g * \sqrt{2} / L_g$

Li est la distance (projetée horizontalement) entre l'appui (i) et l'appui de référence.

d_g est le déplacement de calcul au niveau du sol, correspondant au type de sol de fondation du support (i). Il est estimé à l'aide de l'expression suivante :

$$dg = 0{,}025 \times ag \times S \times T_C \times T_D \quad (I.28)$$

ag est l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A

S est le paramètre du sol

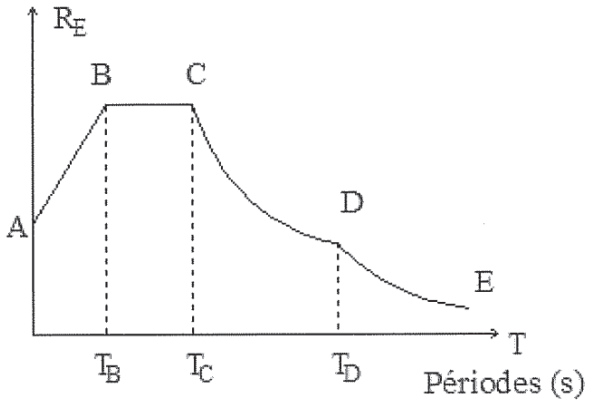


Figure I.3 : Allure générale des spectres.

T_C est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_D est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

La série B de déplacements imposés couvre l'influence des déplacements du sol se produisant dans des directions opposées au droit des piles adjacentes. Les différences de déplacements Δd_i sont d'abord évalués en chaque appui intermédiaire en considérant que ses appuis adjacents (i-1) et (i+1) sont bloqués.

Δd_i est donné par l'équation :

$$\Delta d_i = \beta r \times \varepsilon_r \times L_{av,I} \quad (I.29)$$

$L_{av,i}$ est la moyenne des distances $L_{i-1,i}$ et $L_{i,i+1}$ entre le support intermédiaire (i) et les supports adjacents (i-1) et (i+1) respectivement. Pour les deux supports extrêmes (0 et n) : $L_{av,0} = L_{0,1}$ et $L_{av,n} = L_{n-1,n}$

βr est le coefficient qui tient compte de l'amplitude des déplacements du sol, les valeurs recommandées pour ce facteur sont βr =0.5 dans le cas où trois appuis sont situés sur les mêmes conditions du sol, et βr =1 si un des appuis est situé sur un type du sol différent que le type du sol des deux autres appuis.

La méthode simplifiée de l'Eurocode8 propose des configurations de déplacements pour chaque série imposée au pont pour l'évaluation de la réponse pseudo-statique.

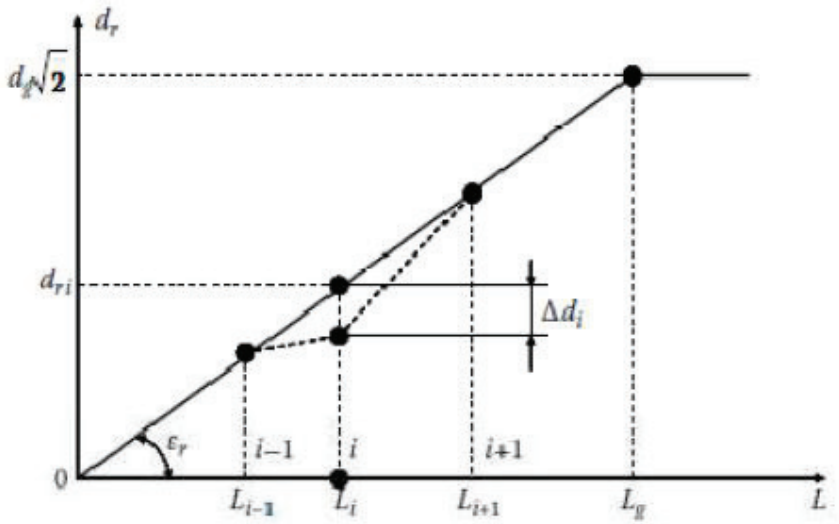


Figure I.4 : Configuration de la série A des déplacements.

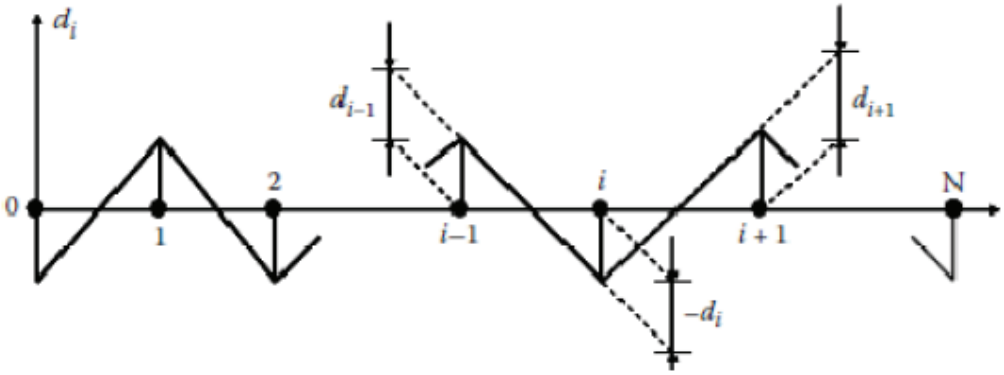


Figure I.5 : Configuration de la série B des déplacements.

Après l'évaluation préliminaire des méthodes simplifiées de l'Eurocode8 et du RPOA2008 relative à la SVGM, **nous avons constaté les points suivants** :

- Ces méthodes sont simples et peuvent être facilement utilisées par les ingénieurs.
- Lorsque le sol est variable la SVGM doit être considérée même si le pont est court.
- Dans les deux méthodes le déplacement imposé augmente avec la distance Jusqu'à atteindre le maximum qui est égale au déplacement maximum du sol multiplié par un coefficient de sécurité égale à √2.

- L'Eurocode8 envisage également le cas où les déplacements des supports sont opposés. Chose qui n'est pas considérée dans le RPOA2008.

Les recommandations de l'RPOA2008 et l'Eurocode8 restent, néanmoins insuffisants pour tenir en compte les effets de la SVGM connue comme phénomène très complexe.

I.4. CONCLUSION :

La construction parasismique reste jusqu'à l'heure actuelle le moyen de prévention le plus sûr face au risque sismique. Ceci exige essentiellement une meilleure quantification du mouvement sismique. Un paramètre important de ce chargement est sa variabilité, au double plan spatio-temporel (SVGM), et ce même sur des points d'observation peu séparés. En effet, il est d'une importance capitale de prendre en compte cette variabilité dans le dimensionnement surtout des ouvrages étendus, tels que les ponts, les tunnels ou les barrages qui ont parfois des dimensions de l'ordre des longueurs d'ondes sismiques.

Nous avons constaté que l'état actuel des connaissances est encore loin de donner une vision claire de ce phénomène, si compliqué. Ceci rend assez difficile la mise en place des critères réglementaires de dimensionnement de certains ouvrages (tels que les ponts) sous l'effet de la SVGM, surtout si l'objectif est de mettre en place une démarche simplifiée familiarisée aux praticiens.

Face à cette difficulté, l'Eurocode8 et plus récemment le RPOA2008 ont osé proposer des dispositions règlementaires détaillées pour le calcul sismique sous chargement différentiel que nous avons présenté lors de notre étude bibliographique.

Bien que ces méthodes sont simples et peuvent être facilement utilisées par les praticiens, mais elles nécessitent toutefois d'être évaluées et validées quantitativement. La seule étude effectuée dans ce domaine est celle de Sextos et Kappos (2009) qui ont vérifié la démarche de l'Eurocode8 à travers l'analyse de certains exemples de ponts. Néanmoins, la démarche proposée par le RPOA2008 n'a pas encore été comparée à des études plus raffinées, ni appliquée pour le dimensionnement de ponts réels.

Pour conclure, ce travail bibliographique nous a permis de comprendre le phénomène de variabilité spatiale du signal sismique ainsi que ses effets sur les structures étendues, mais également, l'importance de son incorporation dans les critères de la conception parasismiques de certaines structures (tels que les ponts) et l'enrichissement de la base des données courante sur le comportement des structures étendues sous cet effet.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION :

La pénétrante de TIZI OUZOU est conçue pour une vitesse de référence de 110 KM/H et une déclivité maximale 6%. Cette autoroute est constituée de deux chaussées à trois voies séparées par un terre-plein central. Le tronçon allant du **PK 10** au **PK 30** traverse la zone la plus montagneuse du projet où plusieurs viaducs seront nécessaires pour franchir les nombreux ravins et talweg existants. Parmi ces viaducs, nous trouvons le viaduc V2 au **PK 10+266,398** qui fera l'objet de notre étude.

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

II.2.1. OBJECTIF ET SITUATION DU PROJET :

Le présent rapport consiste en la conception et l'étude du viaduc V2, qui s'inscrit dans le cadre de réalisation de la pénétrante reliant TIZI OUZOU à l'Autoroute Est-Ouest au niveau de DJEBAHIA sur 48KM.

Notre ouvrage s'étend sur une longueur d'environs 240ml du **PK 10+266,398** au **PK 10+507,549** appartenant au **tronçon 4.1** du projet cité ci-dessus.

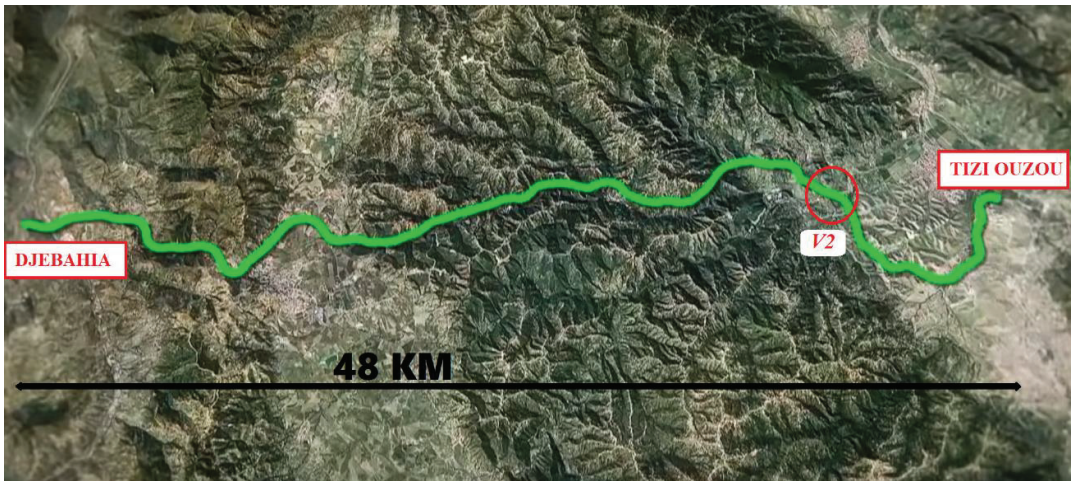


Figure II.1 : Plan de situation de l'ouvrage.

II.2.2. OBSTACLE À FRANCHIR :

L'obstacle sur lequel notre ouvrage va être conçu et réalisé, représente une morphologie plate à vallonnée, avec présence d'un Oued.



Figure II.2 : Vue aérienne de l'emplacement de l'ouvrage.

II.2.3. DONNEES FONCTIONNELLES DU PROJET :

II.2.3.1. Tracé en plan :

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage au **PK 10+266,398**.
- Fin de l'ouvrage au **PK 10+507,549**.
- L'ouvrage présente un alignement droit du début jusqu'à la fin.

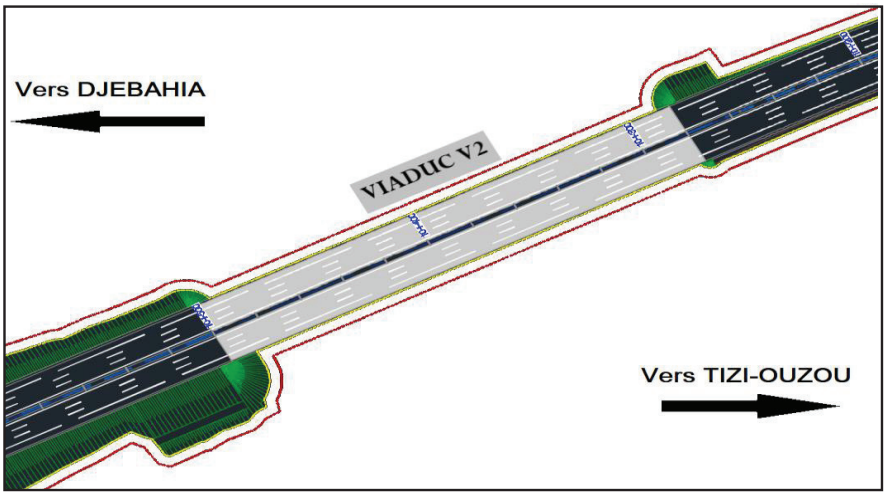


Figure II.3 : Tracé en plan de la voie portée.

II.2.3.2. Profil en long :

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

- Début de l'ouvrage au **PK 10+266,398**.
- Fin de l'ouvrage au **PK 507+549**.
- La pente longitudinale est de **P=5,89%**.
- Une parabole de rayon **R=7000,334m**.

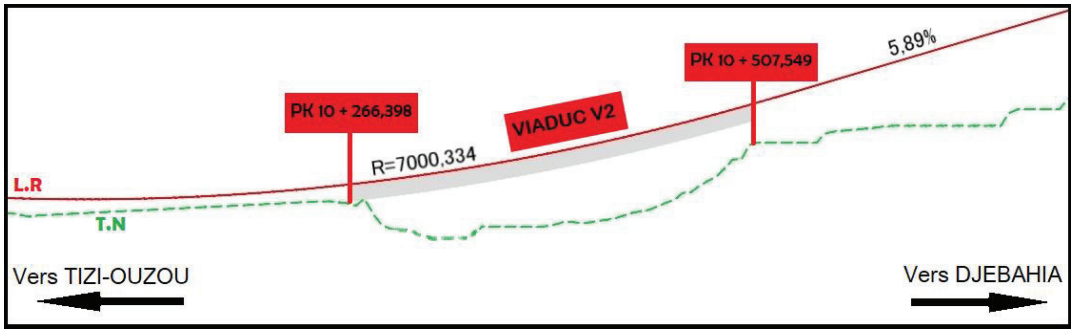


Figure II.4 : Profil en long de la voie portée.

II.2.3.3. Profil en travers :

Le profil en travers du projet est défini par :

- Un profil en **2x3** voies de **3,5m** chacune.
- Une bande d'arrêt d'urgence de **1,5m** dans les deux sens.

- Un terre-plein central de **0,70m** de largeur.
- Deux trottoirs de **0,65m** chacun.
- Un dévers en toit de **2,5%**.

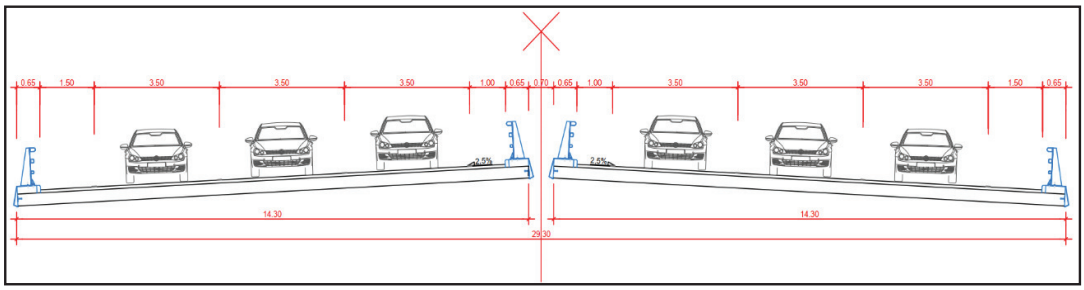


Figure II.5 : Profil en travers de la voie portée.

II.3. DONNEES NATURELLES :

II.3.1. DONNEES GEOLOGIQUES :

Le projet de réalisation de la pénétrante reliant TIZI OUZOU à l'autoroute Est Ouest au niveau de DJEBAHIA est situé dans le domaine interne du Tell. Cette zone appelée aussi Socle Kabyle ou Kabylide. Elle est composée principalement de massifs cristallophylliens métamorphiques (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes, et schistes) et d'un ensemble sédimentaire paléozoïque peu métamorphiques.

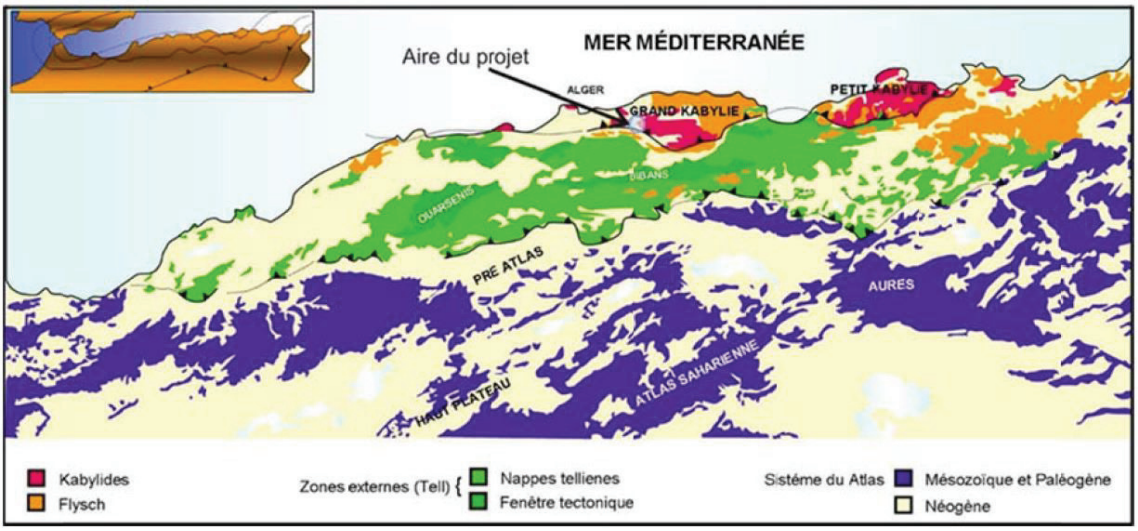


Figure II.6 : Ensemble géologique du nord de l'Algérie.

L'aire du projet de la pénétrante comporte essentiellement trois ensembles géologiques différents qui sont du Nord au Sud :

- Le Mio-plio-quaternaire formant la dépression de Draa Ben Khedda au début du projet côté Tizi – Ouzou.
- Le socle kabyle qui affleure en forme de boutonnières en el tronçon central.
- La dépression Oligo – miocène de Dra El Mizan – Boghni. Zone Sud du projet.

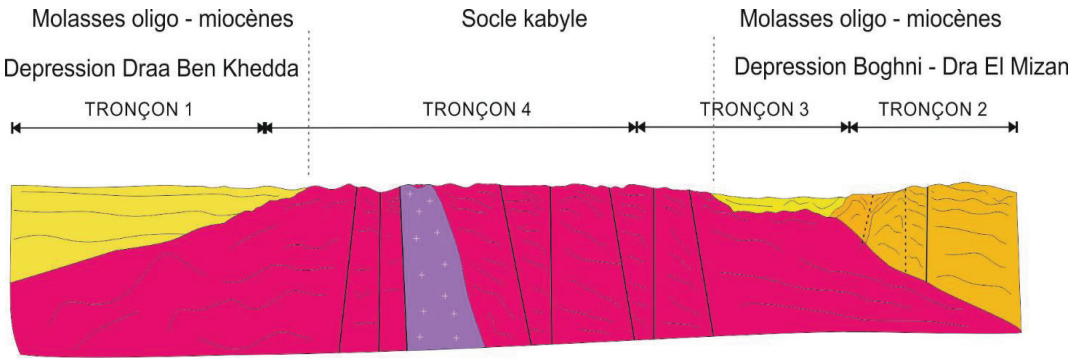


Figure II.7 : Coupe schématique du projet de pénétrante.

Notre projet, le **viaduc V2**, appartenant au **tronçon 4.1** est situé sur la dépression de Draa Ben Khedda, il est développé sur les matériaux Mio-pliocènes, principalement marnes et argiles et conglomérats.

II.3.2. DONNEES SISMOLOGIQUES :

Notre projet a été élaboré en fonction des paramètres de calcul sismiques définis dans le document technique réglementaire (RPOA 2008).

Le but de cette partie est de spécifier le coefficient d'accélération sismique utilisé pour le dimensionnement de notre ouvrage.

D'après le règlement parasismique (RPOA 2008), le coefficient d'accélération sismique est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

II.3.2.1. Classification de la zone sismique :

Le territoire Algérien a été divisé en 5 zones de sismicité montrées dans la **Figure II.8** ci-dessous :

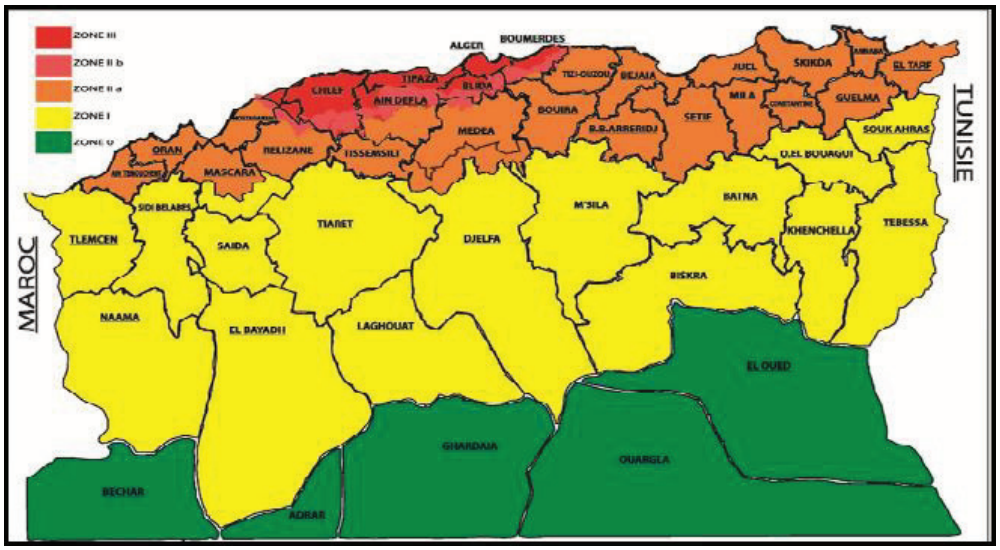


Figure II.8 : Zonage sismique en Algérie.

Cette carte relève l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la zone **IIa.**

II.3.2.2. Classification du V02 :

D'après la norme citée, les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le **groupe 2** (Ponts importants).

Tableau II.1 : Classification des ponts.

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
➡ **Groupe 2**	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

II.3.2.3. Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le **Tableau I.1** élaboré dans le « CHAPITRE I » définit le coefficient d'accélération utilisé pour le dimensionnement de notre ouvrage (V2), selon la zone sismique et l'importance du pont. Il est égal à **0,20**.

II.3.3. DONNEES CLIMATIQUES :

La région où se situe le **V2** bénéficie d'un climat tempéré chaud. Les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été.

- La région de Tizi-Ouzou affiche une température annuelle moyenne de **17.9°C**.
- La moyenne des précipitations annuelles atteints **896 mm**.
- La différence de température entre le jour et la nuit est en moyenne de **10,6°C**.
- Sur l'année, la température varie moyennement de **17.3°C**.

II.3.4. DONNEES GEOTECHNIQUES :

II.3.4.1. Définition de la géotechnique :

La géotechnique est l'étude des sols (au sens mécanique) en relation directe avec la construction d'ouvrages.

II.3.4.2. Reconnaissance géotechnique :

La reconnaissance du sol est une opération délicate. Il faut se rendre compte, avant d'établir les fondations, de la nature du sol, de sa résistance, de la profondeur à laquelle on devra descendre pour établir les fondations, du niveau de la nappe aquifère.

Parmi les méthodes de reconnaissance géotechnique, les sondages tiennent une place importante du fait des renseignements retenus.

Les sondages ont pour but de prélever des échantillons de sol, non seulement des couches sur lesquelles on doit établir une fondation, mais également des couches inférieures qui peuvent provoquer des tassements dans les ouvrages.

Les sondages carottés **SC-12** et **SC-12(4)**, réalisés aux endroits des culées du futur ouvrage, par une sondeuse de marque « *TEC* », nous ont révélé la constitution lithologique suivante :

Tableau II.2 : Formations lithologiques du site.

Sondage	PK	Prof. *(m)*	Nature
SC-12	*10+340*	0 - 2,15	Alluvions
		2,15 - 26,10	Argile grisâtre, moyennement ferme ; mais plus au moins compacte à partir de 7,00m et jusqu'à 26,10m
SC-12(4)	*10+500*	0 - 9	Argile sableuse, brunâtre, moyennement compacte, moyennement dure avec des passages d'alluvion entre 2,00 et 2,20m
		9 - 12	Alluvion; sable limoneux, galets
		12 - 25,30	Marne saine, grisâtre, moyennement compacte

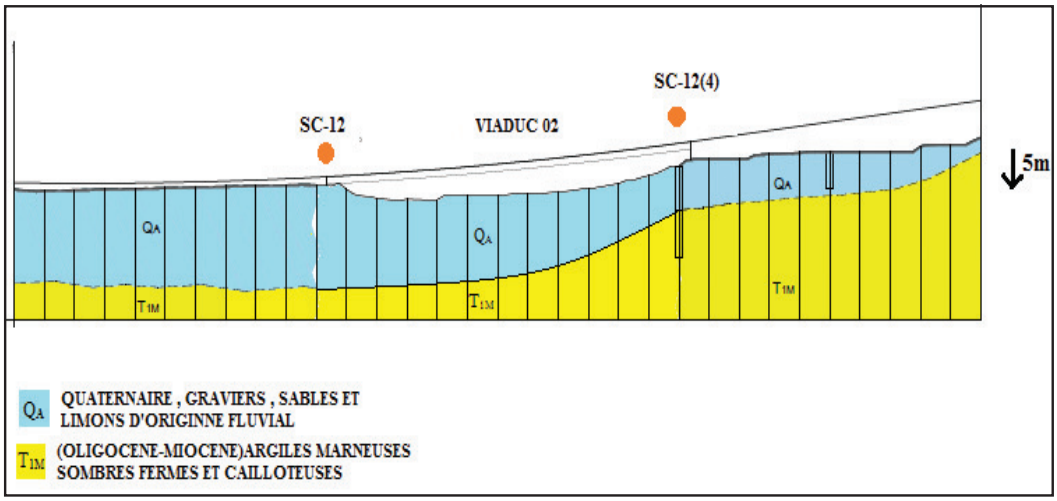


Figure II.9 : Coupe stratigraphique de la zone de l'ouvrage.

II.3.4.3. Résultats de l'essai pressiométrique :

À partir de l'information disponible (campagne géotechnique) et l'essai pressiométrique réalisé, on a défini le module pressiométrique (**Ep**), la pression limite (**P_L**) et la pression de fluage **Pf** de différentes unités géotechniques présenté dans le **Tableau II.3** ci-dessous :

Tableau II.3 : Résultats des essais pressiométriques.

Sondage	PK	Unité	Tronçon	Profondeur *(m)*	Ep *(bars)*	P_L *(bars)*	P_F *(bars)*
SC-12	10+340	Q_A	4.1	5	170,47	27,55	14,99
				10	296,95	31,37	12,44
		T_{1M}		15	397,23	47,24	22,86
				20	640,37	50,98	16,63
				25	357,54	56,66	29,95

Les résultats présentés dans le **Tableau II.3** ont permis de calculer le Module pressiométrique moyen $\mathbf{Ep_{moy}}$ ainsi que la pression limite moyenne $\mathbf{P_{Lmoy}}$.

Tableau II.4 : Module pressiométrique et pression limite moyens.

Nombre d'essais	Ep_{moy} *(MPa)*	P_{Lmoy} *(MPa)*
05	37,25	4,24

II.3.4.4. Interprétation des résultats :

Comme cité dans le « CHAPITRE I », le règlement RPOA2008 classe les sites en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Tableau II.5 : Caractéristiques géotechniques des sites.

Cat.	Description		$\bar{q}$ *(MPa)*	$\bar{N}$	$\bar{p}_L$ *(MPa)*	$\bar{E}$ *(MPa)*	$\bar{q}_u$ *(MPa)*	$\bar{V}$ *(m/s)*
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	Vs ≥800
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	400≤ Vs<800
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	200≤ Vs<400
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	100≤ Vs<200
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

Le **Tableau II.5** nous indique que le sol dans lequel se trouve notre ouvrage **(V2)** est un sol de catégorie **S2 (Sol ferme)**.

Enfin, la reconnaissance géotechnique nous donne des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés telles que :

- ✓ Les paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- ✓ Les paramètres rhéologiques (pour le problème de tassement et de fluage).
- ✓ La compacité (pour les problèmes de tassements).

Elle permet également :

- ✓ Le dimensionnement des éléments de la fondation et leurs vérifications aux Etats Limites Ultimes (ELU), en particulier pour les fondations sur pieux.
- ✓ Le calcul des tassements aux Etas Limites de Service (ELS).

II.3.5. DONNEES HYDRAULIQUES :

Lorsqu'un ouvrage franchi un cours d'eau il provoque une réduction de la section naturelle de l'écoulement pour cela les calculs hydrauliques consistent essentiellement à déterminer :

- Les niveaux correspondant aux PHEC (plus hautes eaux connues) ;
- Les niveaux correspondant aux PBE (plus basses eaux ou étiage) ;
- Le lit majeur.

Pour un ouvrage hydraulique sur une route, un calcul approché suffit. Pour cela, plusieurs formules dérivant de la formule générale de « CHEZY », permettent d'obtenir le débit Q de la crue par calculs hydrologiques et d'obtenir les caractéristiques hydrauliques et géométriques du cours d'eau (condition amont et aval, situation vis-à-vis de l'écoulement au niveau de l'ouvrage, section S et périmètre P mouillés, tirant d'eau et rayon hydraulique).

Il faut prendre aussi en compte les problèmes d'affouillement des fondations, il y a deux types d'affouillement :

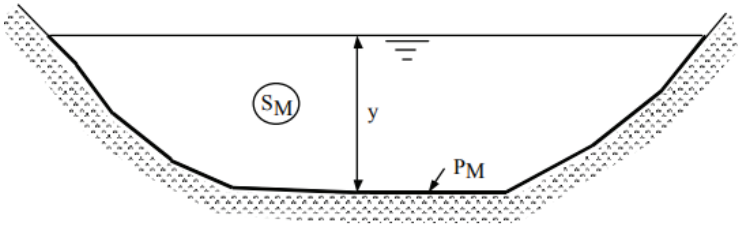


Figure II.10 : Profil d'une section d'un Oued.

- Affouillement général : sur tout le lit d'Oued, on prend généralement (Hg=1m).

- Affouillement local : Autour des appuis d'un ouvrage.

Avec : **Affouillement total = Affouillement général + Affouillement local.**

La protection contre l'affouillement des piles peut se faire soit par des caissons de fondations, soit par des pilots, soit par des enrochements. Cette dernière méthode est la plus simple et la plus utilisée

Pour notre cas, et par manque de données hydrauliques, on a conservé le même niveau de la ligne rouge de l'ouvrage suivant les plans fournis par notre organisme d'accueil.

II.4. CONCLUSION :

La conception d'un pont a pour but de chercher la solution la plus économique en respectant un certain nombre d'exigences fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, puisqu'il est destiné à offrir un service aux usagers. On distingue les **exigences fonctionnelles** (ou **données fonctionnelles**) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement et les **exigences naturelles** (ou **données naturelles**) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement.

Ce sont principalement les points essentiels traités dans ce chapitre, et qui nous permettront d'entamer la conception et le prédimensionnement dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION :

La conception des ouvrages d'art consiste à réaliser des études progressives et itératives dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Cette démarche de conception comprend, de façon générale, trois étapes :

- ✓ Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi.
- ✓ Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- ✓ L'étude détaillée de la solution retenue.

Il revient à l'ingénieur de tirer la meilleure conception à l'aide d'un tableau multicritère.

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

III.2.1. VARIANTE 1 :

« Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP »

Les ouvrages de type VIPP (**Viaduc à travées Indépendantes à Poutres préfabriquées Précontraintes par post-tension**) ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée. L'ouvrage, comportant une succession de travées indépendantes, a constitué l'une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée. Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons constituant la fibre inférieure.

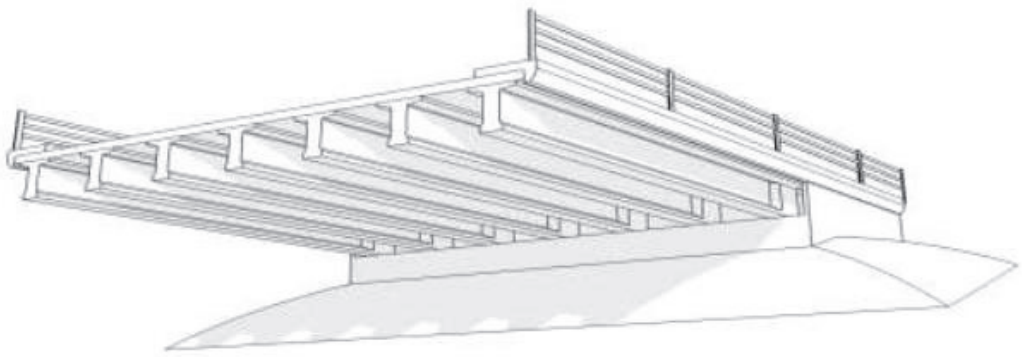


Figure III.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.2.1.1. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont à poutres de **05 travées** équidistantes de **40 m** de longueur, donc une longueur totale du pont égale à **200 m**.

III.2.1.2. Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été fait suivant le guide de conception *SETRA [VIPP/1996]*.

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement de la variante N°01.

Elément	Ratio usuelle		Valeur retenue
Hauteur de la poutre (H_P)	$\frac{L}{22} < H_P < \frac{L}{16}$		200cm
Épaisseur de la dalle (e)	$20 \leq e \leq 30$		25cm
Hauteur totale du tablier (H_T)	$H_T = H_P + e$		225cm
Entraxe des poutres (λ)	$1.40m < \lambda < 2.00$ m		161cm
Entraxe des poutres de rives (L_a)	L_a : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des Poutres λ.		1288cm
Nombre des poutres (N)	$N = \frac{La}{\lambda + 1}$		09
Largeur de la table de compression (b)	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times H_P$		120cm
Épaisseur de la table de compression (e_1)	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$		11,5cm
Largeur du talon (L_T)	$L_T = (l \times L^2) / (H^2 t \times K) / N$; Avec $1100 < K < 1300$		60cm
Épaisseur du talon (e_T)	$10 \text{ cm} \leq e_T \leq 20 \text{ cm}$		20cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/		25cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	/		35cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/		60cm
Gousset à mi- travée	**Table de compression**	**α_1= 8,75°**	e_1= 5cm
		α_2 = 45°	e_2= 15cm
	Talon	**α_3 = 56.3°**	e_3= 26,24cm
Gousset en zone d'appui	**α_4= 8,75°**		e_4= 4,61cm

III.2.2. VARIANTE 2 :

« Pont mixte bipoutre »

Les ouvrages mixtes comportent des éléments structurels en acier et en béton armé. Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et de deux poutres principales (profilés en I de type PRS, connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées : entretoises.). Ce sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, de portée principale allant de 30 à 130 mètres.

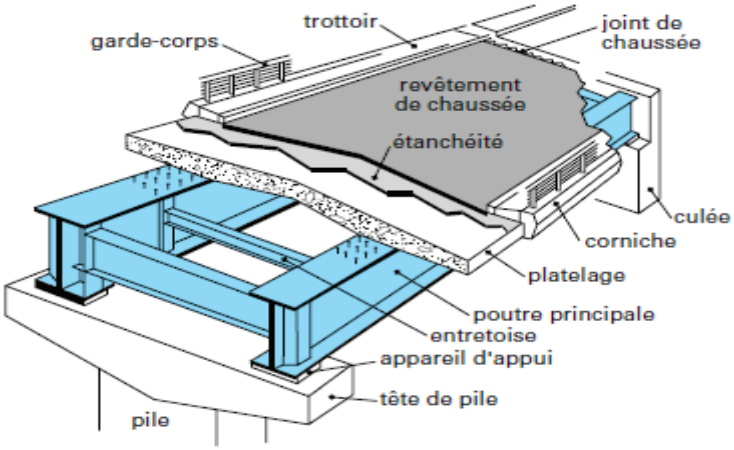


Figure III.2 : Morphologie générale d'un pont mixte bipoutre.

III.2.2.1. Conception longitudinale :

Pour les ponts mixtes bipoutres à travées continues, la longueur optimale des travées de rives et comprise entre 0,6 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

On propose donc dans cette variante, à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de deux travées principales de **60 m** de longueur et deux travées de rives de **40 m** de longueur, donc une longueur totale du pont égale à **200 m**.

III.2.2.2. Conception transversale :

La dalle, d'une largeur de 14,30 m est longitudinalement appuyée sur deux poutres principales et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), appelées pièces de pont.

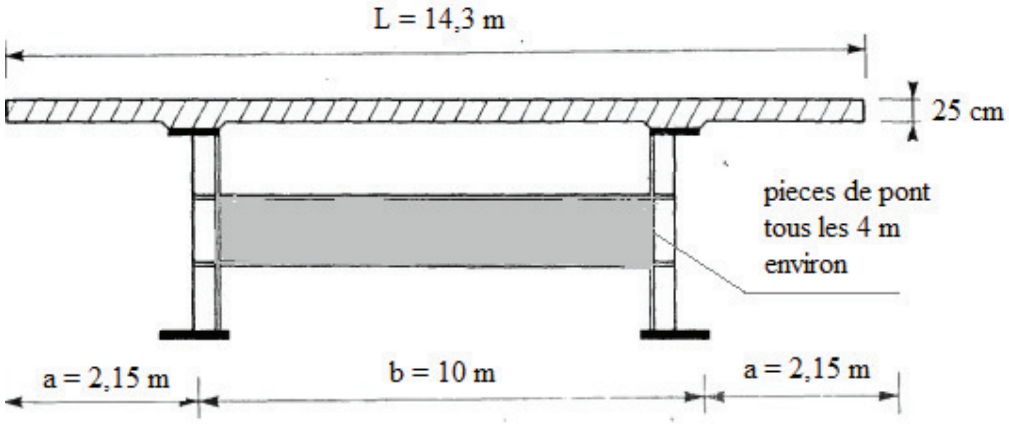


Figure III.3 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

- **Conception des poutres principales :**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le **Tableau III.2** ci-après.

Tableau III.2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ratio usuelle	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250mm
Hauteur de la poutre (H_P)	$H_P = \frac{L}{28}$	2200mm
Epaisseur de l'âme (t_w)	$t_w \geq 0{,}005 \times d$	30mm
Largeur semelle inferieure (b_i)	400 mm ≤ b_i ≤ 1300 mm	900mm
Largeur semelle supérieure (b_s)	400 mm ≤ b_s ≤ 1300 mm	700mm
Epaisseur semelle inferieure (t_{wi})	$t_{wi} \geq \frac{bi}{30}$	30mm
Epaisseur de la semelle supérieure (t_{ws})	$t_{ws} \geq \frac{bs}{30}$	25mm

- **Conception des entretoises :**

Les poutres secondaires, appelées « entretoises », n'ont aucun contact avec la dalle en béton. Ce sont des profilés reconstitués soudés de plus forte hauteur, elles ont comme rôle de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux (vent, séisme).

Les dimensions optées sont résumées dans le **Tableau III.3** ci-après :

Tableau III.3 : Pré-dimensionnement des pièces de pont.

Elément	Ratio usuelle	Valeur retenue
Hauteur de la pièce de pont (H_{pp})	$\frac{Lt}{15} < H_{pp} < \frac{Lt}{10}$	800 mm
Largeur de la semelle ($b_{w\text{-}pp}$)	220 mm ≤ $b_{w\text{-}pp}$ ≤ 300 mm	250 mm
Epaisseur de la semelle (b_{pp})	Environ 20 mm	20 mm
Epaisseur de l'âme t_{pp}	10mm ≤ tw-pp ≤ 12 mm	12 mm

- **Choix de la nuance d'acier :**

La nuance la plus courante dans les éléments longitudinaux de la majorité des ouvrages est : **S355**, la lettre S (pour acier de construction métallique) suivie de la limite élastique en N/mm^2.

III.2.3. VARIANTE 3 :

« Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console auto-porteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

III.2.3.1. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composé de deux travées principales de 70 m de longueur et deux travées de rives de 39m de longueur, ce qui résulte d'une longueur totale du pont égale à 218 m.

III.2.3.2. Découpage des voussoirs :

D'une façon générale, on distingue trois types de voussoirs : Voussoir Sur Pile (VSP), Voussoir Sur Clé (VSC) (ou également voussoirs de clavage) et enfin Voussoir Courant (VC) ; qui sont représentés dans la **Figure III.4**, ci-dessous :

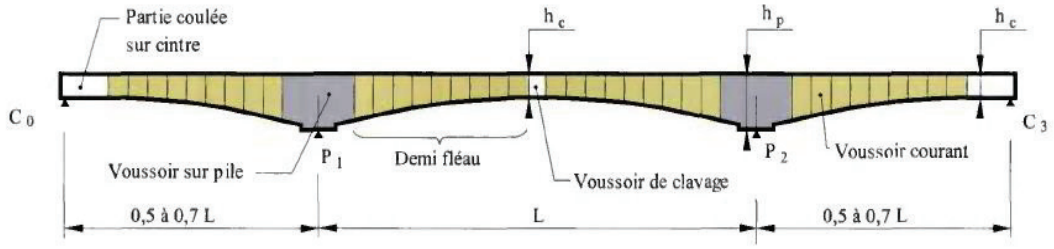


Figure III.4 : Découpage des voussoirs.

Pour notre cas, et pour des voussoirs préfabriqués, les valeurs retenues sont mentionnées dans le **Tableau III.4** suivant :

Tableau III.4 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs.

Type de voussoir	Description	Valeur retenue
Voussoir sur pile (VSP)	Ces dimensions sont fixées par les moyens de transport et d'élevage.	3,50 m
Voussoir sur clé (VSC)	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, ils varient entre 1,5 et 3 m.	1,50 m
Voussoir courant (VC)	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.	2,50 m

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 89.**

- ✓ 03 voussoirs sur pile.
- ✓ 04 voussoirs de clavage.
- ✓ 78 voussoirs courants.
- ✓ 04 voussoirs sur culée.

III.2.3.3. Conception transversale :

- **Pré-dimensionnement de la section transversale :**

Dans le présent paragraphe, est rapporté le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir, en se basant sur le guide SETRA (*ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs - 2003*).

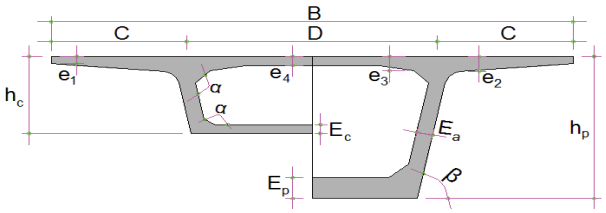


Figure III.5 : Notation des dimensions des éléments constitutifs du voussoir.

Les valeurs des notations précisées dans la **Figure III.5** sont présentées dans le **Tableau III.5** ci-dessous :

Tableau II.5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir.

Elément	Ratio usuelle	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	$\frac{1}{25}$ à $\frac{1}{20}$ de la portée maximale.	280 cm
Largeur du voussoir	B	1430 cm
C	$\frac{B}{4}$	357,5 cm
D	B - 2C	715 cm
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25 cm
e_2	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	45 cm
e_3	$e_3 > e_2$-10cm et $e_3 > 1{,}5\ e_4$	40 cm
e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	20%
E_a	$E_a \geq 0{,}26 + \frac{L}{500}$	50 cm
E_c	$E_c \geq (18cm\ ;\ 3\Phi\ ;\ \frac{Ea}{3})$	35 cm
Gousset supérieur	$30° < \alpha < 45°$	30°
Gousset inférieur	$30° < \alpha < 45°$	30°

III.3. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES :

L'analyse multicritère est un outil d'aide à la décision. Chacune des trois variantes proposées fera l'objet d'une comparaison selon des critères spécifiques afin d'en tirer la variante optimale pour le projet.

Les critères sur lesquels nous allons baser notre choix sont : **l'économie**, **la réalisation**, **l'esthétique** et enfin **l'entretien**.

III.3.1. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES VARIANTES :

Tableau III.6 : Avantages et inconvénients des trois variantes proposées.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N°1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP	**1-** Maitrise et rapidité d'exécution. **2-** Un mode de construction permettant d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. **3-** Insensibilité au tassement différentiel par son fonctionnement isostatique.	**1-** Une longueur limitée des travées et par conséquent un nombre important d'appuis. **2-** Aspect esthétique défavorable.
Variante N°2 : Pont mixte acier-béton bipoutre	**1-** La possibilité de franchir de grandes portées. **2-** Rapidité d'exécution.	**1 -** La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée (notamment pour la soudure). **2-** La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnent de l'ouvrage (les hauteurs de TIZI-OUZOU). **3-** Entretien périodique pour éviter la corrosion et la fatigue des éléments d'assemblage.
Variante N°3 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs	**1-** Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ. **2-** Aspect esthétique très favorable.	**1-** La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée. **2-** Un coût de réalisation assez élevé. **3-** Le poids du tablier est très important. **4-** Un entretien très compliqué en cas de grands dégâts (séisme).

III.3.2. DEVIS QUANTITAIF ET ESTIMATIF DES VARIANTES :

Le devis quantitatif et estimatif des trois variantes est élaboré en introduisant des ratios spécifiques **acier/béton** (c'est-à-dire la quantité d'acier nécessaire pour $1m^3$ de béton). Ceci diffère d'un élément de la structure à un autre.

Nous tenons à vous préciser que ce calcul reste approximatif, son objectif est de donner une idée globale sur la variante la moins couteuse.

Les résultats obtenus pour les trois variantes précédemment proposées, sont mentionnés dans le **Tableau III.7**, le **Tableau III.8** et le **Tableau III.9** ci-dessous :

Variante 01 : *« Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP »*

Tableau III.7 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°01.

Elément		Matériau	Quantité	Prix unitaire *(DZD)*	Montant *(DZD)*	Total partiel *(DZD*
Tablier	**Hourdis**	Béton *(m^3)*	715	20,000.00	14,300,000.00	154,740,000.00
		Acier *(t)*	108	120,000.00	12,960,000.00	
	Poutres	Béton *(m^3)*	1520	35,000.00	53,200,000.00	
		Acier actif *(t)*	84	450,000.00	37,800,000.00	
		Acier passif *(t)*	304	120,000.00	36,480,000.00	
Pile		Béton *(m^3)*	113	35,000.00	3,955,000.00	6,505,000.00
		Acier *(t)*	17	150,000.00	2,550,000.00	
Culée		Béton *(m^3)*	339	35,000.00	11,865,000.00	19,515,000.00
		Acier *(t)*	51	150,000.00	7,650,000.00	
Fondation	**Semelles**	Béton *(m^3)*	934	20,000.00	18,680,000.00	108,920,000.00
		Acier *(t)*	112	120,000.00	13,440,000.00	
	Pieux	L = 15m ; N = 48		1,600,000.00	76,800,000.00	
Equipements	**Appareils d'appui**	/	90	150,000.00	13,500,000.00	13,625,000.00
	Joints de chaussée	/	05	25,000.00	125,000.00	
TOTAL	**303,305,000.00 DZD**					

Variante 02 : *« Pont mixte bipoutre »*

Tableau III.8 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°02.

Elément		Matériau	Quantité	Prix unitaire *(DZD)*	Montant *(DZD)*	Total partiel *(DZD*
Tablier	**Hourdis**	Béton *(m^3)*	715	25,000.00	17,875,000.00	256,945,000.00
		Acier *(t)*	179	130,000.00	23,270,000.00	
	Poutres	Acier de charpente *(t)*	332	650,000.00	215,800,000.00	
Pile		Béton *(m^3)*	85	35,000.00	2,975,000.00	4,925,000.00
		Acier *(t)*	13	150,000.00	1,950,000.00	
Culée		Béton *(m^3)*	339	35,000.00	11,865,000.00	19,515,000.00
		Acier *(t)*	51	150,000.00	7,650,000.00	
Fondation	**Semelles**	Béton *(m^3)*	798	20,000.00	15,560,000.00	90,840,000.00
		Acier *(t)*	94	120,000.00	11,280,000.00	
	Pieux	L = 15m ; N = 40		1,600,000.00	64,000,000.00	
Equipements	**Appareils d'appui**	/	16	750,000.00	12,000,000.00	14,160,000.00
	Joints de chaussée	/	04	540,000.00	2,160,000.00	
TOTAL	**386,385,000.00 DZD**					

Variante 03 : *« Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »*

Tableau III.9 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°03.

Elément		Matériau	Quantité	Prix unitaire *(DZD)*	Montant *(DZD)*	Total partiel *(DZD*
Tablier	**Voussoir**	Béton *(m^3)*	2038	45,000.00	91,710,000.00	193,530,000.00
		Acier actif *(t)*	150	450,000.00	67,500,000.00	
		Acier passif *(t)*	286	120,000.00	34,320,000.00	
Pile		Béton *(m^3)*	85	35,000.00	2,975,000.00	4,925,000.00
		Acier *(t)*	13	150,000.00	1,950,000.00	
Culée		Béton *(m^3)*	339	35,000.00	11,865,000.00	19,515,000.00
		Acier *(t)*	51	150,000.00	7,650,000.00	
Fondation	**Semelles**	Béton *(m^3)*	778	20,000.00	15,560,000.00	90,840,000.00
		Acier *(t)*	94	120,000.00	11,280,000.00	
	Pieux	L = 15m ; N = 40		1,600,000.00	64,000,000.00	
Equipements	**Appareils d'appui**	/	10	1,380,000.00	13,800,000.00	15,960,000.00
	Joints de chaussée	/	04	540,000.00	2,160,000.00	
Déplacement des voussoirs		/	101	400,000.00	40,400,000.00	40,400,000.00
TOTAL		**365,170,000.00 DZD**				

III.4. CONCLUSION :

Le pré-dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritère de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre : **La Variante 01**.

Donc :

La Variante 01 : *« Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP »*, fera désormais l'object d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE IV

HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION :

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix du type et de la qualité des matériaux de construction.

Puisque la variante retenue est celle d'un VIPP, ce chapitre sera consacré aux trois matériaux essentiels sur lesquels reposera le reste de l'étude ; à savoir : **le béton**, les **armatures actives**, et **les armatures passives**, ainsi qu'un petit aperçu sur la **couche de roulement**.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :

1. Règles **BAEL 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites

2. Règles **BPEL 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites

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

4. **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art

5. **Fascicule 62 - Titre V** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations desouvrages de génie civil

6. Document **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

IV.3.1. BETON :

C'est un matériau composite obtenu en mélangeant un ensemble de constituants à savoir : ciment (comme liant), gravier, sable et eau. Des adjuvants sont aussi ajoutés quand cela est nécessaire.

N.B : La densité du béton armé est de **25 kN/m^3**.

IV.3.1.1. Classe et résistance du béton :

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton utilisé.

Béton	Superstructure	Infrastructure
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage *(Kg/m^3)*	450	350
f_{c28} *(MPa)*	40	30
f_{t28} *(MPa)*	3	2,4

Avec : $f_{t28}=0,6+0,06\ f_{c28}$

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours la formule utilisée est la suivante :

$fcj = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} * fc28$ si $f_{c28} \leq 40$ MPA

$fcj = \frac{j}{1{,}4+0{,}95j} * fc28$ si $f_{c28} > 40$ MPA

IV.3.1.2. Contrainte de calcul à l'ELU :

Selon les règles de **BAEL91**, la contrainte admissible à la compression à l'ELU est égale à :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\, fcj}{\theta.\gamma b}.$$

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

Le coefficient γb est calculé comme suit :

$$\gamma b = \begin{cases} 1{,}5 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

IV.3.1.3. Contrainte de calcul à l'ELS :

La contrainte de calcul à l'ELS est égale à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$ *(MPa)*

Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression du béton utilisé.

Etat limite	Contrainte limite		Superstructure *(MPa)*	Infrastructure *(MPa)*
ELU	f_{bu}	γb= 1,5	22,66	17
ELU		γb= 1,15	29,57	22,17
ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$		24	18

IV.3.1.4. Module d'élasticité longitudinale :

- **Module instantané :** $Eij = 11000\sqrt[3]{fc28}$
- **Module différé :** $Evj = 3700\sqrt[3]{fc28}$

IV.3.1.5. Module d'élasticité transversale :

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

v étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et déformation longitudinal, tel que : $\begin{cases} v = 0{,}2 & \text{à l'ELS} \\ v = 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$

Tableau IV.3 : Modules de déformation du béton utilisé.

Superstructure		Infrastructure	
Eij *(MPA)*	**Evj** *(MPA)*	**Eij** *(MPA)*	**Evj** *(MPA)*
37619,47	12539,82	34179,56	11393,19

IV.3.2. ARMATURE PASSIVE :

L'armature passive c'est l'ensemble d'éléments qu'on incorpore dans un matériau pour augmenter sa résistance à la traction.

L'armature passive utilisé dans notre ouvrage se présente comme suit :

IV.3.2.1. Nuance d'acier : FeE500

IV.3.2.2. Limite d'élasticité : f_e = 500 MPA

IV.3.2.3. Adhérence d'acier : Haute Adhérence (HA)

IV.3.2.4. Module de déformation élastique : 200 000 MPA

IV.3.2.5. Angle des armatures transversales : $\alpha = 90°$

IV.3.2.6. Contraintes admissibles de traction :

Tableau IV.4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite *(MPa)*		Superstructure *(MPA)*	Infrastructure *(MPA)*
Peu nuisible	$fe/\gamma s$	Durable **$\gamma s = 1,15$**	434,78	434,78
		Accidentelle **$\gamma s = 1$**	500	500
Préjudiciable	**max** $\{0,5 \times fe; 110\sqrt{\eta \times ftj}\}$ η =1,6 (HA)		250	250
Très préjudiciable	**max** $\{0,4 \times fe; 88\sqrt{\eta \times ftj}\}$ η =1,6 (HA)		200	200

IV.3.3. ARMATURE ACTIVE :

Les armatures actives (ou armatures de précontrainte) sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post tension.

Pour notre ouvrage, nous avons privilégié l'armature suivante :

IV.3.3.1. Type de câbles : 12T15 (12 torons de 15,2mm de diamètre)

IV.3.3.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier des torons :

- ✓ Contrainte de rupture garantie : f_{prg}= 1770 MPA.
- ✓ Contrainte élastique garantie : f_{peg} = 1593 MPA.
- ✓ Module d'élasticité : E_p = 195 000 MPA.
- ✓ Section droite d'un toron : $A_{p\,/Itoron}$ = 140 mm^2.
- ✓ Section d'un câble : A_p = 1680 mm^2.
- ✓ Diamètre de la gaine : Φ = 85 mm.
- ✓ Coefficient de relaxation des câbles : ρ = 2,5%.
- ✓ Coefficient du recul d'ancrage : g = 6mm.

IV.3.3.3. Classe de justification de la précontrainte :

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

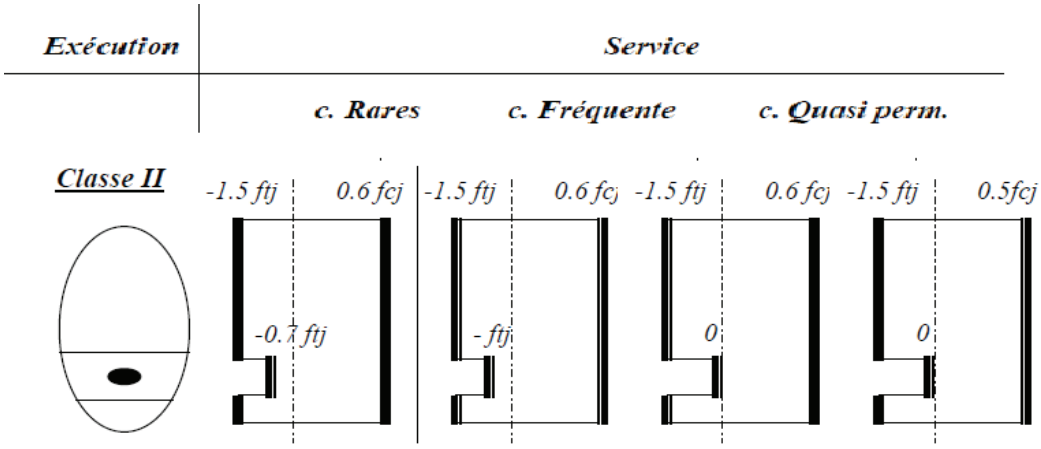


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en BP.

IV.3.4. COUCHE DE ROULEMENT :

La couche de roulement est constituée de béton bitumineux (**BB**). Elle doit être employée sur la largeur roulable.

IV.3.4.1. Caractéristiques du béton bitumineux :

- ✓ **Epaisseur :** e = 0,08 m.
- ✓ **Poids volumique :** ρ = 24 KN/m^3.

IV.4. CONCLUSION :

Les matériaux et leurs caractéristiques présentés dans ce chapitre seront pris en compte pour les calculs nécessaires à l'étude et la vérification de notre ouvrage **(V02)**.

CHAPITRE V

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION :

La résistance qu'une poutre offre dépend non seulement du matériau dont elle est faite, mais aussi de la configuration de son axe, de la forme et la dimension des sections transversales ainsi que de leur disposition par rapport aux charges de sollicitations.

Dans ce chapitre nous présenterons les caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre.

V.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DE LA POUTRE :

Les caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre ont été déterminées à partir du logiciel **AutoCAD 2016**.

Nous avons :

- La section d'about.
- La section intermédiaire.
- La section à mi- travée.

V.2.1. SECTION D'ABOUT :

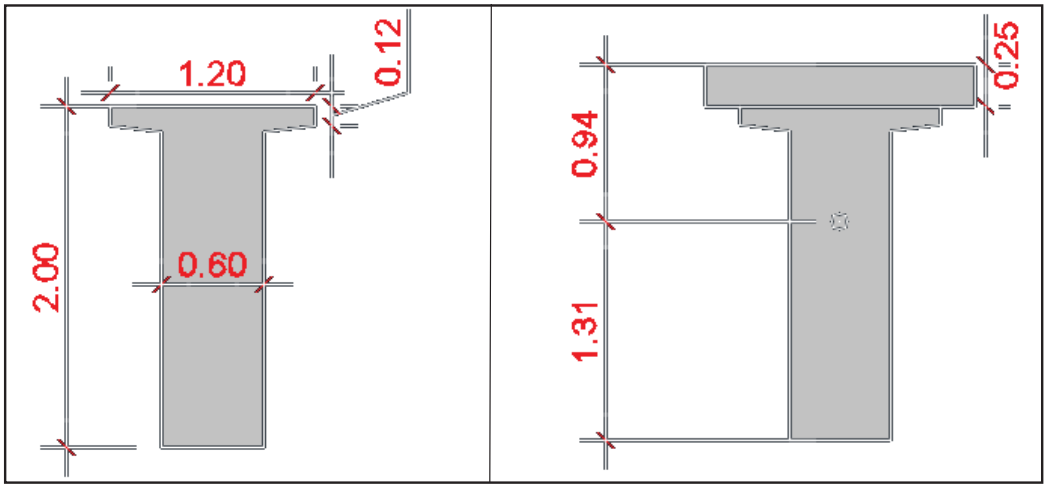


Figure V.1 : Section d'about – Poutre seule.

Figure V.2 : Section d'about – Poutre + dalle.

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques de la section d'about.

Caractéristiques géométriques	Section d'about	
	Poutre seule	Poutre + dalle
B *(m²)*	1,2794	1,681
V' *(m)*	1,0579	1,31
V *(m)*	0,9421	0,94
$I_{/G}$ *(m^4)*	0,4650	0,815
ρ *(%)*	36,47	39,40

V.2.2. SECTION INTERMEDIAIRE :

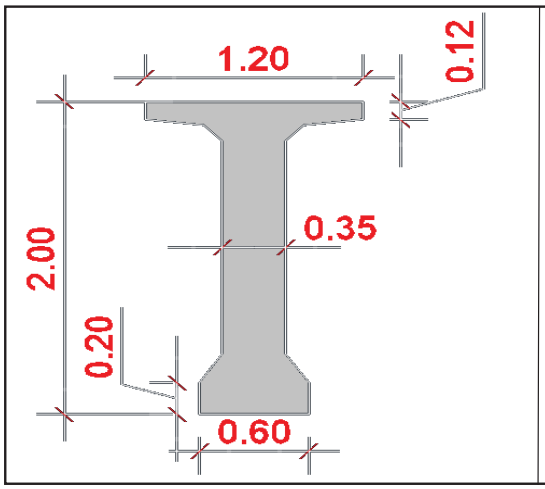


Figure V.3 : Section intermédiaire – Poutre seule.

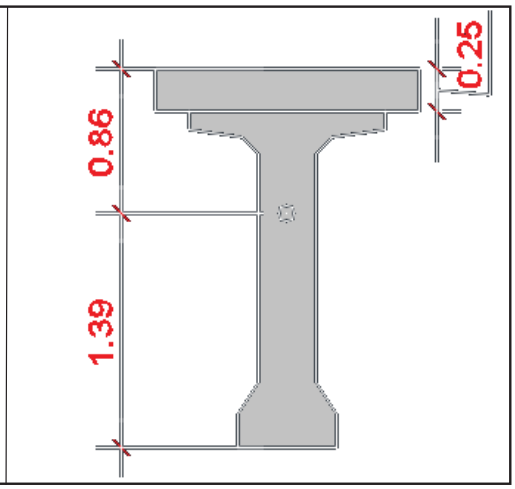


Figure V.4 : Section intermédiaire – Poutre + dalle.

Tableau V.2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.

Caractéristiques géométriques	Section intermédiaire	
	Poutre seule	Poutre + dalle
B *(m²)*	0,9008	1,303
V' *(m)*	1,0612	1,39
V *(m)*	0,9421	0,86
$I_{/G}$ *(m^4)*	0,3919	0,708
ρ *(%)*	43,67	45,50

V.2.3. SECTION À MI-TRAVEE :

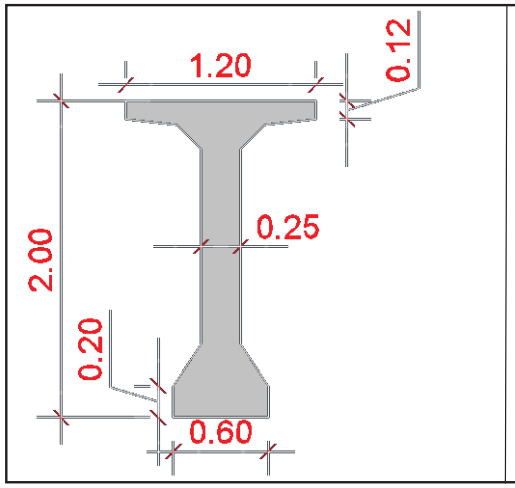


Figure V.5 : Section à mi- travée – Poutre seule.

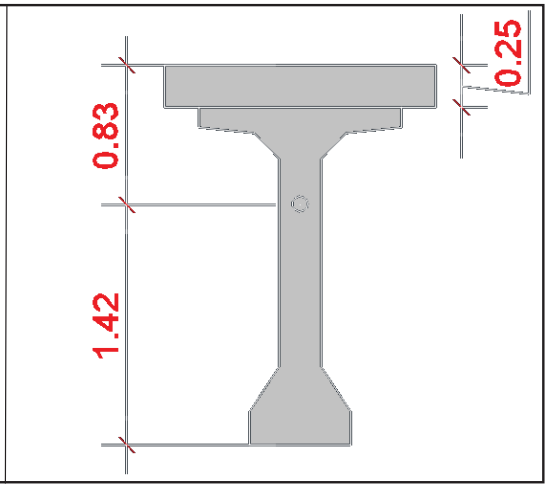


Figure V.6 : Section à mi- travée – Poutre + dalle.

Tableau V.3 : Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée.

Caractéristiques géométriques	Section à mi- travée	
	Poutre seule	Poutre + dalle
B *(m²)*	0,7711	1,173
V' *(m)*	1,0591	1,42
V *(m)*	0,9388	0,83
$I_{/G}$ (m^4)	0,3736	0,676
ρ *(%)*	48,73	48,90

V.3. CONCLUSION :

Pour la variante retenue (celle d'un VIPP), la section de la poutre est constante.

Néanmoins, un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires :

- ✓ En zone d'appuis les âmes sont épaisses pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant.
- ✓ En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres.

CHAPITRE VI

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

VI.1. INTRODUCTION :

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

Le présent chapitre est réservé au calcul des charges agissant sur notre pont, ainsi que les surcharges définies par le **RCPR** pour les ponts routiers.

On peut diviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principaux vis-à-vis de leur rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

- Charge permanente (CP).
- Complément de charge permanente (CPP).

VI.2. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES :

VI.2.1. CHARGES PERMANENTES (CP) :

VI.2.1.1. Calcul du poids de la poutre :

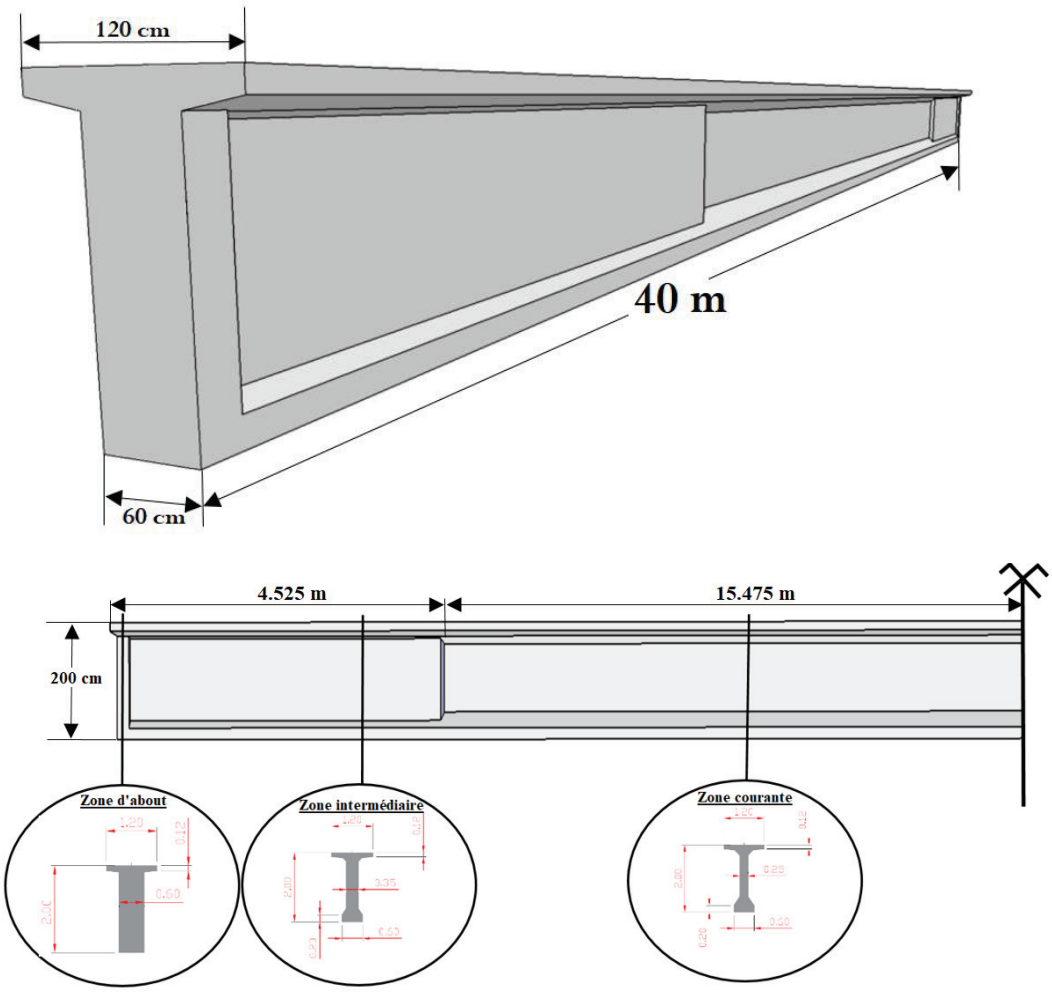


Figure VI.1 : Illustration des différentes sections de la poutre.

Calculons le poids de la poutre :

$$\mathbf{P_p = \sum Li \times \rho i \times Si} \qquad \text{(VI.1)}$$

Tel que :

L_i : Longueur de la section.

ρ_i : Poids volumique de matériau ($\rho_{béton}$ = 2,5 t/m^3)

S_i : Aire de la section.

$P_{p.tot} = 2 \times 2{,}5 \times (2{,}325 \times 1{,}2794 + 2{,}200 \times 0{,}9008 + 15{,}475 \times 0{,}7711)$

D'où : **$P_{p.tot}$ = 84,445 t**

Alors le poids linéaire de la poutre : $P_{1p} = \frac{Pp.tot}{L} = \frac{84{,}445}{40}$ → **P_{1p} = 2,111 t/ml**

Donc sur toute la largeur : Pp = $P_{1p} \times 9$ → P_p = 19,00 t/ml

VI.2.1.2. Calcul du poids de la dalle :

$$\mathbf{P_{dalle} = \rho i \times V_{dalle}} \qquad \text{(VI.2)}$$

Tel que : $\boldsymbol{V_{dalle}}$ → Volume de la dalle sur 1 ml.

$P_{dalle} = 2{,}5 \times (0{,}25 \times 14{,}3 \times 1)$ → P_{dalle} = 8,93 t/ml

VI.2.1.3. Calcul du poids des prédalles :

Dans notre cas, les prédalles sont des Profilés Métalliques Nervurés de type **TN40** d'une épaisseur de 1mm et **d'un poids négligeable**.

VI.2.2. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP) :

VI.2.2.1. Calcul du poids du trottoir :

Le poids du trottoir pour un côté :

$$\mathbf{Pt = Vt \times \rho i} \qquad \text{(VI.3)}$$

Tel que : **Vt** → Volume du trottoir sur 1ml.

$Vt = 0{,}25 \times 0{,}65 \times 1 = 0{,}1625$ m^3

$Pt = 0{,}1625 \times 2{,}5$ → **$P_{t/coté}$ = 0,4062 t/ml**

Alors pour les deux côtés : P_t = 0,8125 t/ml

VI.2.2.2. Calcul du poids du revêtement & l'étanchéité :

$$\mathbf{Pre = (Vr + Ve) \times \rho i} \qquad \text{(VI.4)}$$

Tel que :

Vr et Ve **:** Volumes du revêtement et de l'étanchéité respectivement sur 1ml.

ρi **:** Poids volumique du matériau (ρ_{bb} = 2,4t/m^3)

$Pr = [(0{,}08 \times 13 \times 1) + (0{,}01 \times 14{,}3 \times 1)] \times 2{,}4$ → P_{re} = 2,839 t/ml

VI.2.2.3. Calcul du poids du garde-corps :

Le poids du garde-corps pour chaque côté est égal à : $P_{GC/coté}$ = 0,15 t/ml

Donc pour les deux côtés : P_{GC} = 0,3 t/ml

VI.2.2.4 Calcul du poids des glissières de sécurité :

Le poids des glissières de sécurité pour chaque trottoir est égal à : $P_{GS/coté}$ = 0,15 t/ml

Donc pour les deux trottoirs : P_{GS} = 0,3 t/ml

VI.2.2.5 Calcul du poids des corniches :

Les corniches sont en acier de type **S275**. Leur poids propre est de 0,1t/ml pour chacune.

D'où : $P_{corniche}$ = 0,2 t/ml

VI.2.3. TABLEAU RECAPITULATIF :

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des charges agissant sur l'ouvrage.

Type de charge	Élément	Poids linéaire (t/ml)	Poids total (t)
Charges permanentes (CP)	**Poutre**	19,00	760,00
	Dalle	8,93	357,20
Complément des charges permanentes (CCP)	**Trottoir**	0,81	32,50
	Revêtement & étanchéité	2,84	113,56
	Garde-corps	0,30	12,00
	Glissière de sécurité	0,30	12,00
	Corniche	0,20	8,00
POIDS TOTAL D'UNE TRAVÉE			**1295,26 t**

VI.3. EVALUATION DES CHARGES D'EXPLOITATION :

VI.3.1. SYSTEMES DE CHARGE À CONSIDERER :

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type **A(l)** ;
- Système de charge routière type **B (B_C, B_T)** ;
- Système de charge militaire **Mc120** ;
- Convoi exceptionnel **D240** ;
- Les surcharges sur trottoirs.

VI.3.2. CARACTERISTIQUES DU PONT :

- **Largeur roulable (Lr) :** C'est la largeur du tablier comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou les bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG)…etc.

- **Largeur chargeable (Lc) :** Elle est égale à la largeur roulable (Lr) moins 0,5 m pour chaque dispositif de retenue.

- **Classe des ponts :** D'après le **RCPR** les ponts sont rangés en 03 classes suivant leur largeur roulable (Lr)

Tableau VI.2 : Les classes des ponts routes.

Classe du pont	Description
1ère classe	Lr ≥ 7m
2ème classe	5,50 m < Lr < 7m
3ème classe	Lr ≤ 5,50 m

Les caractéristiques de notre ouvrage (**V02**) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Caractéristiques de l'ouvrage.

Largeur roulable (Lr)	*13 m*
Classe du pont	*1ère classe*
Largeur chargeable (Lc)	13-(2×0,5) = *12 m*
Nombre de voie (Nv)	E ($\frac{12}{3}$) = *4*
Largeur d'une voie (v)	$\frac{12}{4}$ = *3 m*

VI.3.3. SYSTEME DE CHARGE « A(l) » :

La charge **A(l)**, exprimée en (kN/m^2 ou t/m^2) est donnée en fonction de la portée de la poutre (L) par la formule suivante :

$$A(L) = 2{,}30 + \frac{360}{L+12} \qquad \text{(VI.5)}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, sont données les valeurs du coefficient a_1 du **Tableau VI.4** :

Tableau VI.4 : Valeurs de a_1.

Nombre de voies chargées		01	02	03	04	> 05
Classe Du pont	1ère classe	1	1	0,90	0,75	0,70
	2ème classe	1	0,90	-	-	-
	3ème classe	0,90	0,80	-	-	-

La charge A_1 est obtenue par :

$$A1 = \max \begin{Bmatrix} a1 \times A(L) \\ (4 - 0{,}002\,L) \end{Bmatrix} \quad \text{en kN/m}^2 \qquad \text{(VI.6)}$$

La charge A_1 obtenue, est multipliée par un coefficient $\mathbf{a2 = v_0/v}$ donnant la charge A_2 :

- ✓ **v** étant la largeur d'une voie.
- ✓ v_0 ayant pour valeur = $\begin{Bmatrix} 3{,}50 \text{ m pour les ponts de la 1ère classe} \\ 3{,}00 \text{ m pour les ponts de la 2ème classe} \\ 2{,}75 \text{ m pour les ponts de la 3ème classe} \end{Bmatrix}$.

Les résultats obtenus, pour **L = 39m**, sont résumés dans le **Tableau VI.5** :

Tableau VI.5 : Valeurs de la charge A(l).

Nombre de voies	A(L) (t/m²)	a_1	A_1 (t/m²)	a_2	A_2 (t/m²)	Largeur de voie (m)	A(l) (t/ml)
1	0,936	1	0,936	1,16	1,085	3	**3,255**
2	0,936	1	0,936	1,16	1,085	6	**6,51**
3	0,936	0,90	0,8424	1,16	0,977	9	**8,793**
4	0,936	0,75	0,702	1,16	0,814	12	**9,768**

VI.3.4. SYSTEME DE CHARGE « B » :

Les charges de type **B** sont composées de 03 systèmes distincts :

- ➢ Le système $\mathbf{B_C}$ se composant de camions types.
- ➢ Le système $\mathbf{B_T}$ composé de groupes de 2 essieux (essieux-tandems).
- ➢ Le système **Br** qui est une roue isolée.

Ces convois sont mobiles et les valeurs de charges de ces trois types sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique, **δ**, qui sera explicité par la suite.

VI.3.4.1. Système de charge « B_C » :

Le convoi $\mathbf{B_C}$ se compose d'un ou au maximum de 2 camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égal au nombre de voies.

Les caractéristiques du convoi $\mathbf{B_C}$ sont présentées ci-après :

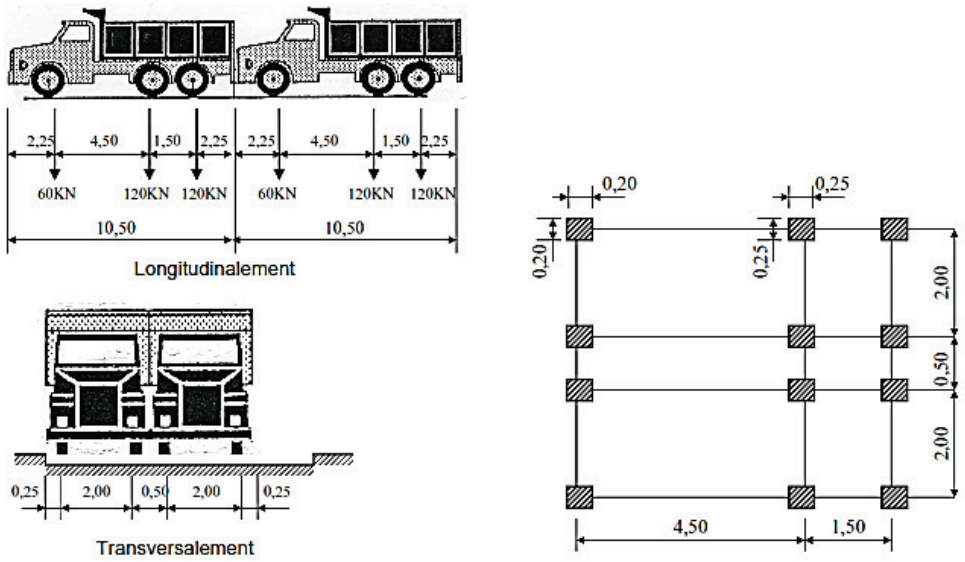


Figure VI.2 : Système de chargement B_C

La charge **B_C** maximale notée $S(B_C)$ est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{S(BC)} = \mathbf{Nc} \times \mathbf{Pc} \times \mathbf{bc} \qquad \text{(VI.7)}$$

Nc : Nombre de camions
Pc : Poids du camion
bc : coefficient indiqué dans le **Tableau VI.6** ci-dessous :

Tableau VI.6 : Coefficient bc.

Nombre de voies chargées		01	02	03	04	> 05
Classe Du pont	1ère classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2ème classe	1	1	-	-	-
	3ème classe	1	0,80	-	-	-

La charge **B_C** est majorée par un coefficient de majoration dynamique noté (**δ**) égal à :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times L} + \frac{0,6}{1+4\times\frac{G}{S}} \qquad \text{(VI.8)}$$

L : Longueur de l'élément considéré (**L = 39m**).
G : Poids propre de l'élément considéré (**G = 1295,26 t**).
S : Charge B_C maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le **Tableau VI.7** ci-dessous :

Tableau VI.7 : Coefficient de majoration dynamique du système B_C.

Nb de voies chargées	bc	$S(B_C)$ *(t)*	δ
01	1,20	72	1,053
02	1,10	132	1,060
03	0,95	171	1,064
04	0,80	192	1,066

VI.3.4.2. Système de charge « B_T » :

Un tandem se compose de 02 essieux munis de roues simples pneumatiques. Les caractéristiques du système **B_T** sont présentées ci-dessous :

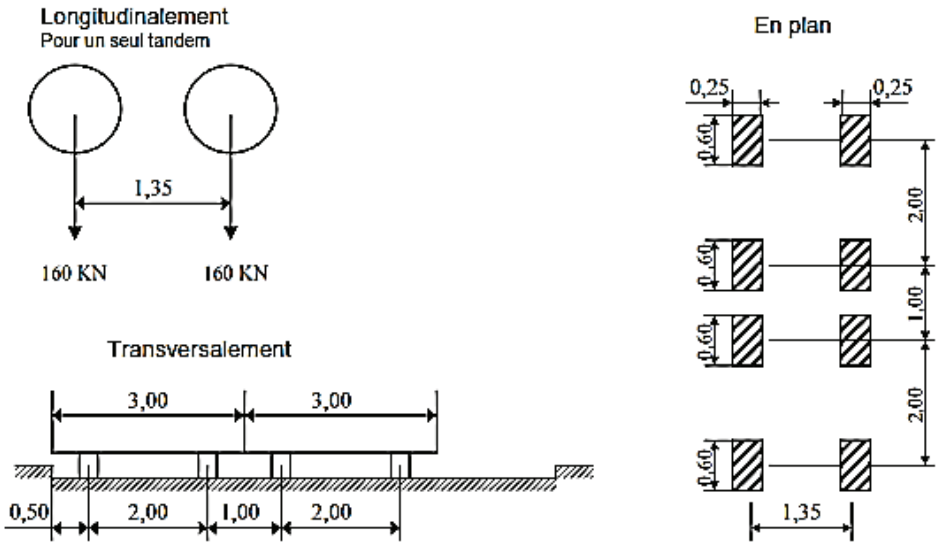


Figure VI.3 : Système de chargement B_T

La charge B_T maximale notée $S(B_T)$ est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{S(Bt) = Nt \times Pt \times bt} \qquad \text{(VI.9)}$$

Nt : Nombre de tandems ; $N_t \leq 2$
Pt : Poids du tandem
bt : coefficient indiqué dans le **Tableau VI.8** ci-dessous ;

Tableau VI.8 : Coefficient bt.

Classe du pont	1ère classe	2ème classe
bt	1,20	1,00

N.B : La charge **B_T** est également majorée par le coefficient de majoration dynamique **(δ)** cité précédemment.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le **Tableau VI.9** ci-dessous :

Tableau VI.9 : Coefficient de majoration dynamique du système B_T.

Nombre de tandems	bt	S(Bt) *(t)*	δ
01	1,20	38,4	1,049
02	1,20	76,8	1,054

VI.3.4.2. Système de charge « B_r » :

Il s'agit d'une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée.

Les caractéristiques de cette roue sont présentées ci-dessous :

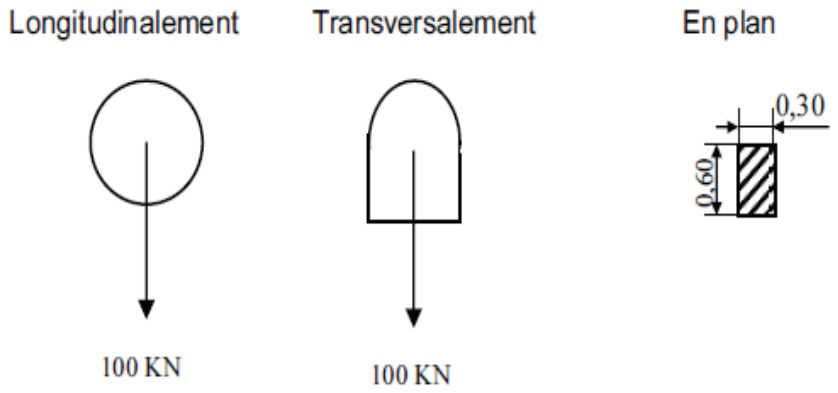


Figure VI.4 : Système de chargement B_r

La charge $\mathbf{B_r}$ est majorée par un coefficient de majoration dynamique ($\boldsymbol{\delta}$) qui est égal à :

$$\boldsymbol{\delta = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2\times L} + \frac{0{,}6}{1+4\times\frac{G}{S}}} \qquad \text{(VI.10)}$$

Pour : $\begin{cases} L = 39m \\ G = 1295{,}26\ t \\ S = 10\ t \end{cases}$ → $\boldsymbol{\delta} = 1{,}046$

Les résultats sont inscrits dans le **Tableau VI.10** ci-dessous :

Tableau VI.10 : Coefficient de majoration dynamique du système B_r.

Désignation	S(Br) *(t)*	δ
Br	10	1,046

VI.3.5. SYSTEME DE CHARGE « Mc 120 » :

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, la distance libre entre les points de contact des convois avec la chaussée doit être au moins égale à 30,50m.

Les caractéristiques du système **Mc 120** sont présentées ci-dessous :

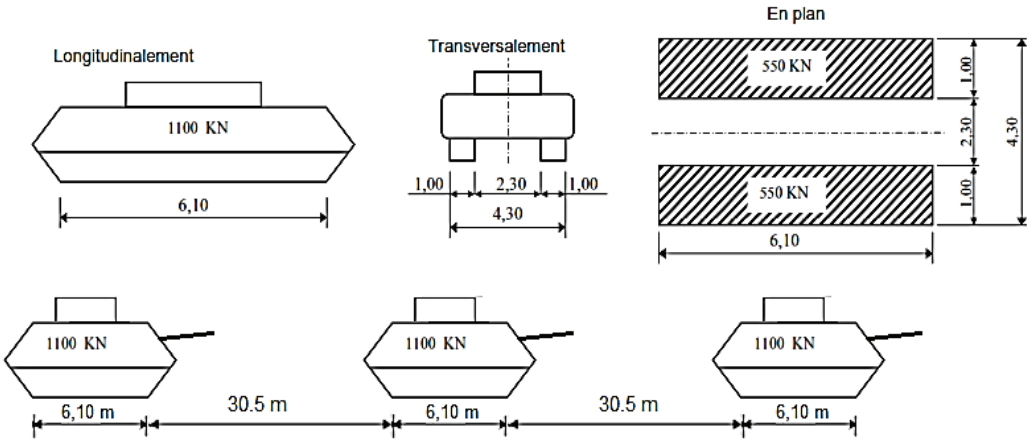


Figure VI.5 : Système de chargement Mc 120.

La charge du système **Mc120** est majorée par un coefficient de majoration dynamique (**δ**) égal à :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times L} + \frac{0,6}{1+4\times\frac{G}{S}} \qquad \text{(VI.11)}$$

Pour : $\begin{cases} L = 39m \\ G = 1295,26\ t \\ S = 110\ t \end{cases}$ → **δ** = 1,057

Les résultats sont inscrits dans le **Tableau VI.11** ci-dessous :

Tableau VI.11 : Coefficient de majoration dynamique du système Mc 120.

Désignation	S(Mc120) *(t)*	δ
Mc 120	110	1,057

VI.3.6. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE « D 240 » :

Le système de charge exceptionnelle **D 240** est souvent plus défavorable que le système A et B pour les hourdis et les entretoises ; les charges exceptionnelles ne sont pas majorées pour les effets dynamiques. Le convoi **D 240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

Ses caractéristiques sont présentées ci-dessous :

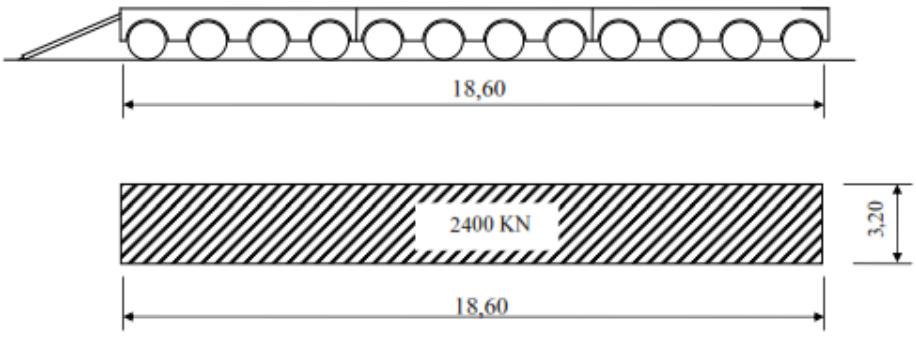


Figure VI.6 : Système de chargement D 240.

La charge linéaire est égale à :

$$D_{240} = \frac{240}{18,6} = 12,90\ \text{t/ ml}$$

VI.3.7. SURCHARGE SUR TROTTOIR :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 0,15 t/m^2 sur un largeur de 0,65 m réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

$$P = 2 \times 0,65 \times 0,15 = 0,195\ \text{t/ml}$$

VI.4. EFFORTS DE FREINAGE :

Les charges de type A et B_C sont susceptibles de développer des réactions de freinage. Dans l'étude du tablier, les efforts de freinage ne sont pas à considérer. Ces efforts n'intéressent que la résistance des appareils d'appui et la stabilité des appuis.

VI.4.1. EFFORT DE FREINAGE CORRESPONDANT AU SYSTEME A(l) :

L'effort de freinage correspondant est donné par :

$$\mathbf{F = \frac{A \times S}{20 + 0{,}0035 \times S}} \qquad \text{(VI.12)}$$

S : représente la surface chargée ; **S = 39 × 12 = 468 m²**

$$F = \frac{0{,}814 \times 468}{20 + 0{,}0035 \times 468} \rightarrow \boxed{F = 17{,}61 \text{ t}}$$

VI.4.2. EFFORT DE FREINAGE CORRESPONDANT AU SYSTEME B_C :

En ce qui concerne la charge B_C, un seul camion est supposé freiner. L'effet développé est égal à son poids, c.à.d. :

$$\boxed{F = 30 \text{ t}}$$

Cette valeur n'est multipliée ni par le coefficient bc, ni par le coefficient de majoration.

VI.5. CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établies par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale des ouvrages.

CHAPITRE VII

CALCUL DU TABLIER

VII.1. INTRODUCTION :

Après avoir calculé les charges et les surcharges dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre à la répartition longitudinale et transversale de ces dernières afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes puis sous l'effet des surcharges.

VII.2. CALCUL LONGITUDINAL :

VII.2.1. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX CHARGES :

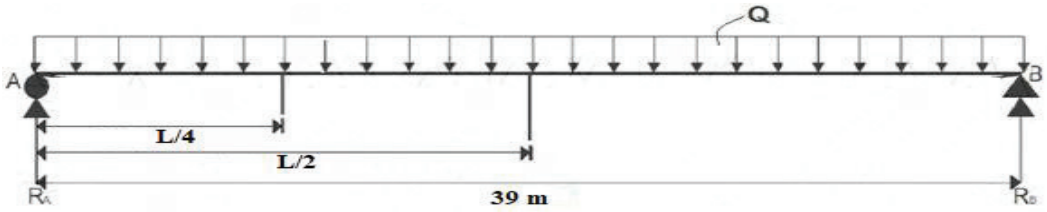


Figure VII.1 : Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge Q.

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie sont donnés par les formules suivantes :

$$\mathbf{M(x) = Ra.x - \frac{Q.x^2}{2}} \qquad \text{Et} \qquad \mathbf{T(x) = Ra - Q.x} \qquad \text{(VII.1)}$$

Les résultats sont inscrits dans les tableaux suivants :

VII.2.1.1. Poutre seule :

Réactions aux appuis : $\mathbf{R_A = R_B = 41{,}145\ t}$

Tableau VII.1 : Effort tranchant et moment fléchissant sous P_p.

Section	Longueur *(m)*	T_P (t)	M_P *(t.m)*
0	0,00	41,14	0,00
L/2	19,50	0,00	401,16

VII.2.1.2. Dalle :

Réactions aux appuis : $\mathbf{R_A = R_B = 19{,}621\ t}$

Tableau VII.2 : Effort tranchant et moment fléchissant sous P_{dalle}.

Section	Longueur *(m)*	T_P (t)	M_P *(t.m)*
0	0,00	19,62	0,00
L/2	19,50	0,00	191,30

VII.2.1.3. Complément des charges :

$Q = \frac{Gccp}{9} = \frac{4{,}1085}{9} = 0{,}4565$ t/ml,

Réactions aux appuis : $\mathbf{R_A = R_B = 8{,}901\ t}$

Tableau VII.3 : Effort tranchant et moment fléchissant sous CCP.

Section	Longueur *(m)*	T_P (t)	M_P *(t.m)*
0	0,00	8,90	0,00
L/2	19,50	0,00	86,79

Ci-dessous un tableau récapitulatif des éléments de réductions dus au charges permanentes :

Réactions aux appuis : $\mathbf{R_A = R_B = 69,668\ t}$

Tableau VII.4 : Récapitulatif des efforts sous charges permanentes.

Section	Longueur *(m)*	T_P *(t)*	M_P *(t.m)*
0	0,00	69,67	0,00
L/2	19,50	0,00	679,26

VII.2.2. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX SURCHARGES :

VII.2.2.1. Surcharge de type « A(l) » :

L'effort tranchant et le moment fléchissant pour les surcharges de type A(l) se calculent comme suit :

$$\begin{cases} T(x) = A(l).\frac{L}{2} & \textbf{Pour x = 0} \\ M(x) = A(l).\frac{L^2}{8} & \textbf{Pour x = L/2} \end{cases} \quad \text{(VII.2)}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le **TableauVII.5** et le **TableauVII.6** ci-dessous :

Tableau VII.5 : Effort tranchant sous A(l).

Nombre de voies	01	02	03	04
A(l) *(t/ml)*	3,255	6,510	8,793	9,768
T_{Max} *(t)*	63,472	126,945	171,463	190,476
Tp *(t)*	7,052	14,105	19,051	21,164

Tableau VII.6 : Moment fléchissant sous A(l).

Nombre de voies	01	02	03	04
A(l) *(t/ml)*	3,255	6,51	8,793	9,768
M_{Max} *(t.m)*	618,856	1237,713	1671,769	1857,141
Mp *(t.m)*	68,761	137,523	185,752	206,349

VII.2.2.2. Surcharges sur trottoirs :

L'effort tranchant et le moment fléchissant pour les surcharges sur trottoirs se calculent comme suit :

$$\begin{cases} T(x) = St.\frac{L}{2} & \textbf{Pour x = 0} \\ M(x) = St.\frac{L^2}{8} & \textbf{Pour x = L/2} \end{cases} \quad \text{(VII.3)}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le **TableauVII.7** et le **TableauVII.8** ci-dessous :

Tableau VII.7 : Effort tranchant sous St.

Nombre de trottoirs chargés	01	02
St *(t/ml)*	0,0975	0,195
$\mathbf{T_{Max}}$ *(t)*	1,901	3,802
Tp *(t)*	0,211	0,422

Tableau VII.8 : Moment fléchissant sous St.

Nombre de trottoirs chargés	01	02
St *(t/ml)*	0,0975	0,195
$\mathbf{M_{Max}}$ *(t.m)*	18,537	37,074
Mp *(t.m)*	2,059	4,119

VII.2.2.3. Surcharges de type « B » :

❖ **Théorème de Barré :**

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

VII.2.2.3.1. Système de chargement B_C :

➢ **Moment fléchissant :**

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que **R = 60 t** :

$$x_r = \frac{(12 \text{ x } 1{,}5) + (6 \text{ x } 6) + (12 \text{ x } 10{,}5) + (12 \text{ x } 12) + (6 \text{ x } 16{,}5)}{60} = 7{,}05\ m.$$

d = 10, 5 - 7,05 = **3,45 m** et **d'**= 3,45 / 2 = **1,725 m**.

- **Pour x = L/2 :**

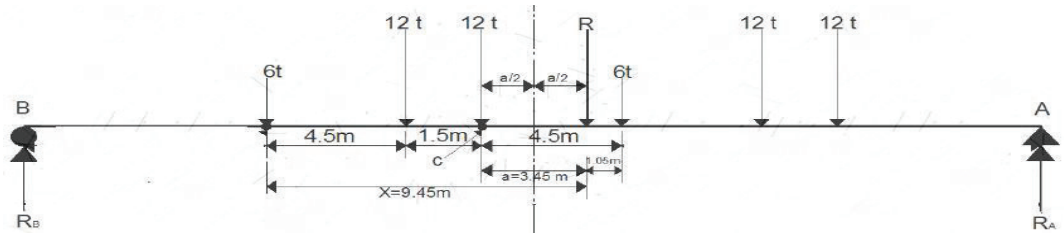


Figure VII.2 : Surcharge B_C à x=L/2.

$\sum \mathbf{Fv = 0}$ → $R_A + R_B = 60$

$\sum \mathbf{M/B = 0}$ → $R_A = \frac{60 \times 21{,}225}{39} = 32{,}75$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 32,65\ t} \\ \mathbf{RB = 27,35\ t} \end{cases}$

M (L/2) = 27,35 × 17,775 – (12×1,5 + 6×6) → **M (L/2) = 432,15 t.m**.

Le moment $\mathbf{M_{Max}}$ se calcule comme suit :

$$\mathbf{M_{Max} = M_0 \times Nv \times bc \times \delta_{Bc}} \qquad \text{(VII.4)}$$

Tableau VII.9 : Moment fléchissant sous charge B_C.

Nombre de voies chargées	01	02	03	04
$\mathbf{M_{Max}}$ *(t.m)*	546,06	1007,77	1310,45	1474,15
Mp *(t.m)*	60,67	111,97	145,60	163,79

N.B : Avec exactitude suffisante pour la pratique, on admet que le moment maximum absolu agit au milieu de la travée. Mais en vérité sa position réelle est donnée par le théorème de barré.

➢ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

- **Pour $x = 0$:**

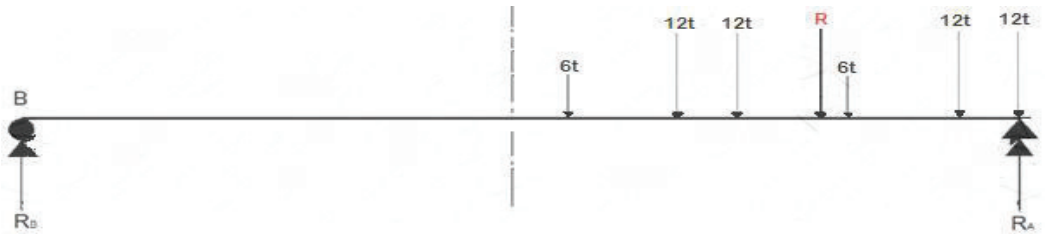


Figure VII.3 : Surcharge B_C à x=0.

$\sum \mathbf{Fv} = \mathbf{0}$ → $R_A + R_B = 60$

$\sum \mathbf{M/A} = \mathbf{0}$ → $R_B = \frac{60 \times 7,05}{39} = 10,85$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 49,15\ t} \\ \mathbf{RB = 10,85\ t} \end{cases}$

→ **$T = R_A = 49,15$ t**.

L'effort tranchant $\mathbf{T_{Max}}$ se calcule comme suit :

$$\mathbf{T_{Max} = T_0 \times Nv \times bc \times \delta_{Bc}} \qquad \text{(VII.5)}$$

Tableau VII.10 : Effort tranchant sous charge B_C.

Nombre de voies chargées	01	02	03	04
T_{Max} *(t)*	62,11	114,62	149,04	167,66
Tp *(t)*	6,90	12,74	16,56	18,63

VII.2.2.3.2. Système de chargement B_T :

➢ **Moment fléchissant :**

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que **R = 32 t** :

$$x_r = \frac{16 \times 1,35}{32} = 0,675\ m.$$

- **Pour x = L/2 :**

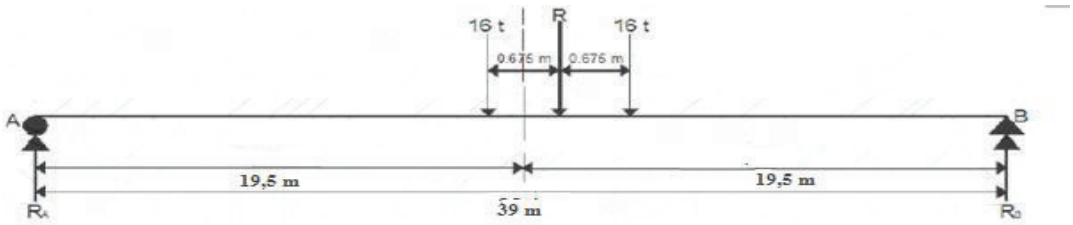


Figure VII.4 : Surcharge B_T à x=L/2.

$\sum \mathbf{Fv} = \mathbf{0}$ → $R_A + R_B = 32$

$\sum \mathbf{M/B = 0}$ → $R_A = \frac{32 \times 19{,}1625}{39} = 15{,}72$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 15,72\ t} \\ \mathbf{RB = 16,28\ t} \end{cases}$

M (L/2) = 15,72 × 19,1625 → **M (L/2) = 301,24 t.m**.

Le moment $\mathbf{M_{Max}}$ se calcule comme suit :

$$\mathbf{M_{Max} = M_0 \times Nt \times bt \times \delta_{BT}} \quad \text{(VII.6)}$$

Tableau VII.11 : Moment fléchissant sous charge B_T.

Nombre de tandems	01	02
M_{Max} *(t.m)*	379,20	762,02
Mp *(t.m)*	42,13	84,67

- **Effort tranchant :**

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

- **Pour $x = 0$:**

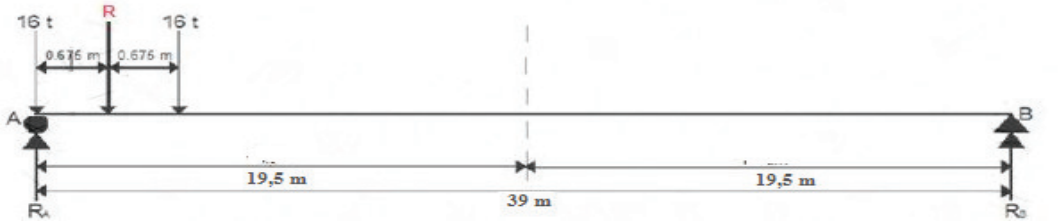


Figure VII.5 : Surcharge B_T à x=0.

$\sum \mathbf{Fv = 0}$ → $R_A + R_B = 32$

$\sum \mathbf{M/B = 0}$ → $R_A = \frac{32 \times 38{,}325}{39} = 31{,}45$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 31,45\ t} \\ \mathbf{RB = 0,55\ t} \end{cases}$

→ $\boldsymbol{T = R_A = 31{,}45\ t}$.

L'effort tranchant T_{Max} se calcule comme suit :

$$\mathbf{T_{Max} = T_0 \times Nt \times bt \times \delta_{BT}} \quad \text{(VII.7)}$$

Tableau VII.12 : Effort tranchant sous charge B_T.

Nombre de tandems	01	02
T_{Max} *(t)*	39,59	79,55
Tp *(t)*	4,40	8,84

VII.2.2.3.3. Système de chargement B_r :

- **Moment fléchissant :**

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge B_r au milieu de la portée.

- **Pour $x = L/2$:**

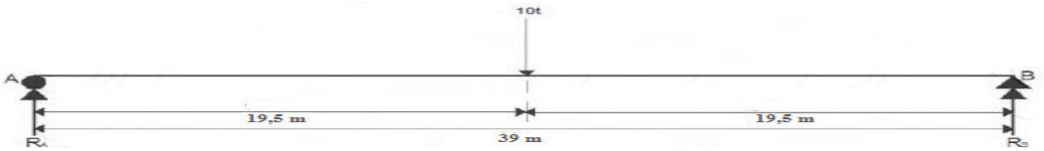


Figure VII.6 : Surcharge B_r à x=L/2

$\sum \mathbf{Fv = 0}$ → $R_A + R_B = 10$

$\sum \mathbf{M/B = 0}$ → $R_A = \frac{10 \times 19{,}50}{39} = 5$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 5\ t} \\ \mathbf{RB = 5\ t} \end{cases}$

M (L/2) = 5 × 19,50 → **M (L/2) = 97,5 t.m**.

Le moment $\mathbf{M_{Max}}$ se calcule comme suit :

$$\mathbf{M_{Max} = M_0 \times \delta_{Br}} \qquad \text{(VII.8)}$$

Tableau VII.13 : Moment fléchissant sous charge B_r.

M_{Max} *(t.m)*	Mp *(t.m)*
101,99	11,33

➢ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

- **Pour $x = 0$:**

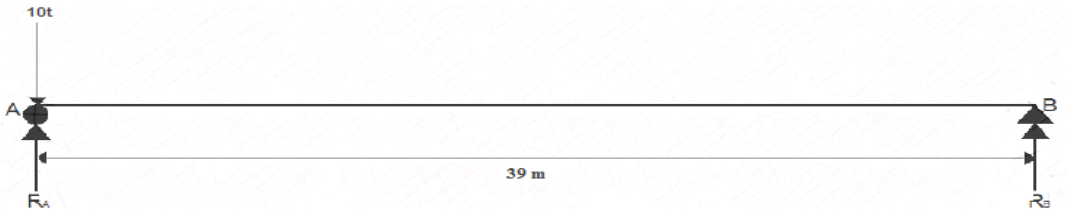


Figure VII.7 : Surcharge B_r à x=0.

$\sum \mathbf{Fv = 0}$ → $R_A + R_B = 10$

$\sum \mathbf{M/B = 0}$ → $R_A = \frac{10 \times 39}{39} = 10$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 10\ t} \\ \mathbf{RB = 0\ t} \end{cases}$

→ **T = R_A = 10 t**.

L'effort tranchant $\mathbf{T_{Max}}$ se calcule comme suit :

$$\mathbf{T_{Max} = T_0 \times \delta_{Br}} \qquad \text{(VII.9)}$$

Tableau VII.14 : Effort tranchant sous charge B_r.

T_{Max} *(t)*	Tp *(t)*
10,46	1,16

VII.2.2.4. Surcharge de type Mc 120 :

➢ **Moment fléchissant :**

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge **Mc120** au milieu de la portée.

- **Pour x = L/2 :**

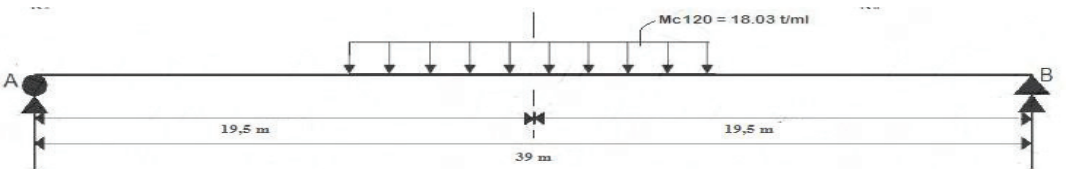


Figure VII.8 : Surcharge Mc 120 à x=L/2.

$\sum \mathbf{Fv = 0}$ → $R_A + R_B = 110$

$\sum \mathbf{M/B = 0}$ → $R_A = \frac{110 \times 19{,}50}{39} = 55$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 55\ t} \\ \mathbf{RB = 55\ t} \end{cases}$

$M\ (L/2) = 55 \times 19{,}5 - 18{,}03 \times \frac{3{,}05^2}{2}$ → **M (L/2) = 988,64 t.m**.

Tableau VII.15 : Moment fléchissant sous charge Mc 120.

M_{Max} *(t.m)*	Mp *(t.m)*
988,64	109,84

- **Effort tranchant :**

L'effort tranchant est obtenu lorsque le convoi Mc 120 est placé sur l'appui**.**

- **Pour $x = 0$:**

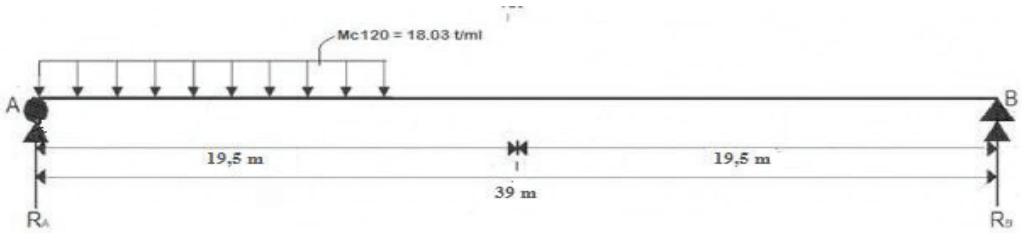


Figure VII.9 : Surcharge Mc 120 à *x*=0.

$\sum \mathbf{Fv = 0}$ → $R_A + R_B = 110$

$\sum \mathbf{M/A = 0}$ → $R_B = \frac{110 \times 3{,}05}{39} = 8{,}60$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 101,40\ t} \\ \mathbf{RB = 8,60\ t} \end{cases}$

→ **T = R_A = 101,40 t**.

Tableau VII.16 : Effort tranchant sous charge Mc 120.

TMax *(t)*	Tp *(t)*
101,40	11,26

VII.2.2.5. Surcharge de type D 240 :

- **Moment fléchissant :**

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge D 240 au milieu de la portée.

- **Pour $x = L/2$:**

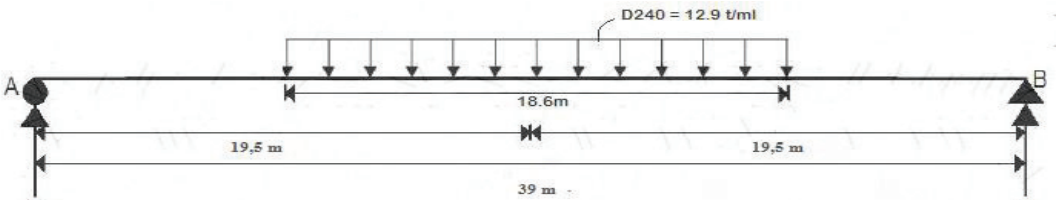


Figure VII.10 : Surcharge D 240 à *x*=L/2.

$\sum Fv = 0$ → $R_A + R_B = 240$

$\sum M/B = 0$ → $R_A = \frac{240 \times 19{,}50}{39} = 120$ t d'où : $\begin{cases} \mathbf{RA = 120\ t} \\ \mathbf{RB = 120\ t} \end{cases}$

$M\ (L/2) = 120 \times 19{,}5 - 12{,}9 \times \frac{9{,}3^2}{2}$ → **M (L/2) = 1782,14 t.m**.

Tableau VII.17 : Moment fléchissant sous charge D 240.

M_{Max} *(t.m)*	Mp *(t.m)*
1782,14	198,01

- **Effort tranchant :**

- **Pour $x = 0$:**

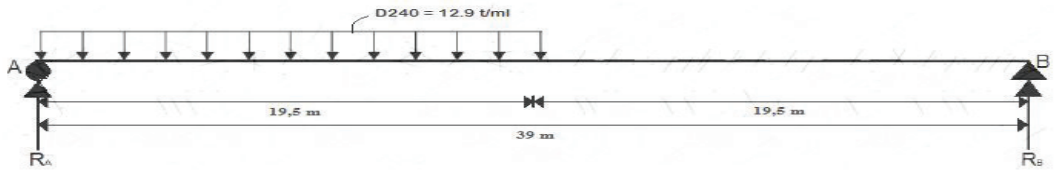


Figure VII.11 : Surcharge D 240 à *x*=0.

$\sum \mathbf{Fv = 0}$ → $R_A + R_B = 240$

$\sum \mathbf{M/A = 0}$ → $R_B = \frac{240 \times 9{,}3}{39} = 57{,}23$ t d'où : $\begin{cases} RA = 182{,}77\ t \\ RB = 57{,}23\ t \end{cases}$

→ **$T = R_A = 182{,}77$ t**.

Tableau VII.18 : Effort tranchant sous charge D 240.

T_{Max} *(t)*	Tp *(t)*
182,77	20,30

Ci-dessous deux tableaux (**TableauVII.19** et **TableauVII.20**) récapitulatifs des moments fléchissants et des efforts tranchants dus aux surcharges :

Tableau VII.19 : Récapitulatif des moments fléchissants dus aux surcharges.

Désignation		Pour x = L/2	
		M Max	M Poutre
A(l)	01 voies chargée	618,856	68,761
	02 voies chargées	1237,713	137,523
	03 voies chargées	1671,769	185,752
	04 voies chargées	1857,141	206,349
St	01 trottoir	18,537	2,059
	02 trottoirs	37,074	4,119
B_C	01 voie chargées	546,06	60,67
	02 voies chargées	1007,77	111,97
	03 voies chargées	1310,45	145,60
	04 voies chargées	1474,15	163,79
B_T	01 tandem	379,2	42,13
	02 tandems	762,02	84,67
B_r		101,99	11,33
Convoi Mc 120		1044,99	116,11
Convoi D 240		1782,14	198,01

Tableau VII.20 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.

Désignation		Pour $x = 0$	
		T_{Max}	T_{Poutre}
A(l)	01 voies chargée	63,472	7,052
	02 voies chargées	126,945	14,105
	03 voies chargées	171,4635	19,051
	04 voies chargées	190,476	21,164
St	01 trottoir	1,901	0,211
	02 trottoirs	3,802	0,422
B_C	01 voie chargées	62,11	6,90
	02 voies chargées	114,62	12,74
	03 voies chargées	149,04	16,56
	04 voies chargées	167,66	18,63
B_T	01 tandem	39,59	4,4
	02 tandems	79,55	8,84
B_r		10,46	1,16
Convoi Mc 120		107,18	11,91
Convoi D 240		182,77	20,30

VII.3. CALCUL TRANSVERAL :

Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et des plus utilisées, Elle permet d'étudier la répartition des charges sur un ouvrage en tenant compte de sa déformabilité transversale et, dans le cas le plus général, de sa rigidité torsionelle.

Elle consiste à tracer la ligne d'influence du coefficient de répartition transversale de chaque effort et cela pour les différentes excentricités de charges.

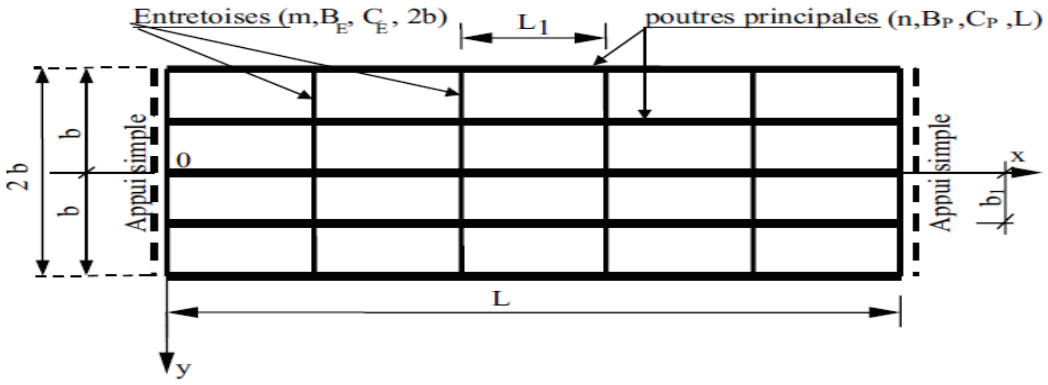


Figure VII.12 : Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet.

VII.3.1. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL :

❖ **Largeur active (b) :**

$$2b = n \times b_1 \qquad \text{(VII.10)}$$

Avec :

b_1 : Entraxe des poutres (**161 cm**)

n : Nombre de poutres (**09 poutres**) → **b = 7,245 m**

❖ **Positon active des poutres :**

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont.

La position active d'une poutre est le rapport entre sa position et la largeur **b**.

$$\mathbf{P_y = \frac{1{,}61}{7{,}245} \times Y \times b} \quad \text{avec :} \quad \mathbf{Y = \{-4\ ;\ -3\ ;\ -2\ ;\ -1\ ;\ 0\ ;\ +1\ ;\ +2\ ;\ +3\ ;\ +4\}}$$

Nous aurons :

(-0,8889b ; -0,6667b ; -0,4444b ; -0,2222b ; 0 ; +0,2222b ; +0,4444b ; +0,6667b ; +0,8889b)

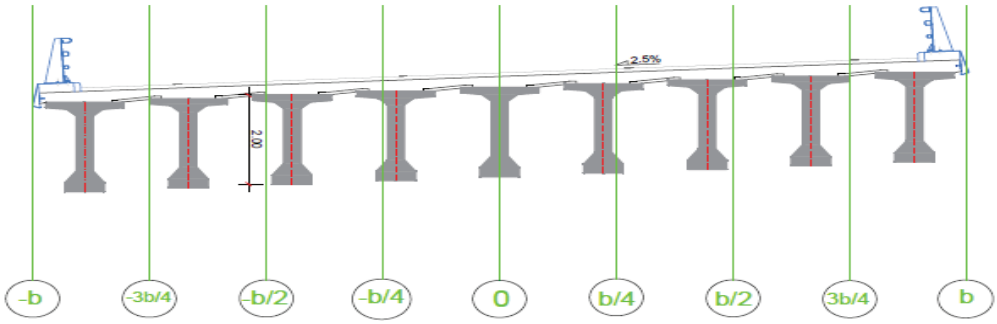


Figure VII.13 : Position transversale des poutres.

VII.3.2. CALCUL DES PARAMETRES « θ » ET « α » :

Le comportement du pont est défini par deux paramètres principaux :

❖ **Le paramètre d'entretoisement (θ) :**

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho P}{\rho E}} \qquad \text{(VII.11)}$$

Avec :

b : demi-largeur active du pont

L : la portée de travée

Rigidité flexionnelle de la poutre : $\rho P = \frac{Bp}{b1} = \frac{E \times I_p}{b1}$

I_p : Moment d'inertie de la poutre **($I_p = I_0 + 8 \times (I_M - I_0) \times \frac{1}{3\pi}$)**

I_0 : Inertie de la section d'about (**$I_0 = 81572032{,}00\ cm^4$**)

I_M : Inertie de la section a mi travée (**$I_M = 67617792{,}00\ cm^4$**)

Application Numérique :

$$\mathbf{I_p = 69721297{,}39\ cm^4} \quad \text{et} \quad \mathbf{\rho P = 433051{,}54\ E}$$

Pour notre cas le tablier de ponts à poutres sans entretoises intermédiaires, c'est alors l'hourdis qui joue le rôle des entretoises.

Rigidité flexionnelle de la dalle : $\rho D = \frac{BD}{l1} = \frac{E \times I_D}{l1}$ avec : $I_D = \frac{I_1 \times d^3}{12}$

I_1 : Distance entraxe des entretoises (on prend **l_1 = 100 cm**)

d : Epaisseur de la dalle (**25 cm**)

Application Numérique :

$$I_D = 38737390{,}77\ cm^4 \quad \text{et} \quad \rho E = \rho D = 1302.083E$$

D'où :

$$\theta = \frac{7{,}245}{39}\sqrt[4]{\frac{433051{,}54\ E}{1302{,}083E}} \quad \rightarrow \quad \theta = 0{,}79$$

- **<u>Le paramètre de torsion (α)</u> :**

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \times \rho_E}} \qquad \text{(VII.12)}$$

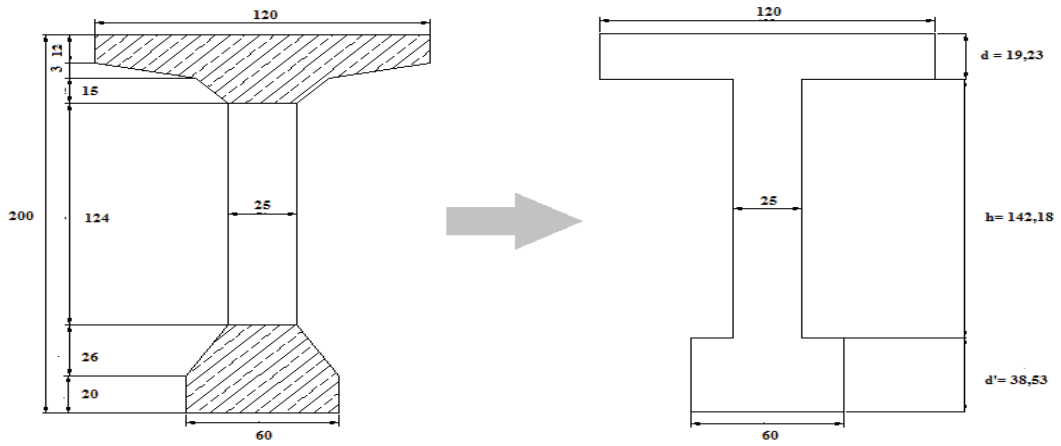
<u>Rigidité torsionnelle de la poutre</u> : $\gamma_P = \frac{C_p}{b1}$

C_p : Rigidité torsionnelle par unité de longueur ($C_p = \frac{G}{3}\left[\frac{b1 \times d^3}{2} + \sum ki \times h \times d^3\right]$)

Pour ν **= 0,2** on aura : $G = \frac{E}{2(1+0{,}2)} = 0{,}4167E$

<u>Calcul de la section simplifiée</u> : afin de simplifier les calculs, nous substituons la section réelle par une section équivalente.

Figure VII.14 : Section équivalente de la poutre.



La section réelle de la poutre est égale à : **7710,61 cm^2**

$$d = \frac{\text{La section de la table de compression}}{\text{La largeur de la table de compression}} = 19{,}23\ cm$$

$$d' = \frac{\text{La section du talon}}{\text{La largeur du talon}} = 38{,}59\ cm \quad \rightarrow \quad h = 200 - d - d' = 142{,}18\ cm$$

Application Numérique :

$$Cp = 900674{,}52 \quad \text{et} \quad \gamma_P = 5594{,}25E$$

Rigidité torsionnelle de la dalle : $\gamma_D = \frac{C_D}{I_1}$

C_D : Rigidité torsionnelle par unité de longueur ($C_D = 2 \times G \times I_D$)

Application Numérique :

$$C_D = 108515{,}62\ E \quad \text{et :} \quad \gamma_E = 1085{,}15\ E$$

D'où :

$$\alpha = \frac{5594{,}25E + 1085{,}15\ E}{2 \times \sqrt{433051{,}54\ E \times 1302{,}083E}} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0{,}14$$

VII.3.3. REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT :

❖ **Calcul du coefficient de répartition transversale « kα » :**

Le coefficient de répartition transversal du moment fléchissant kα dépend de K qui dépend de :

- ✓ La valeur du paramètre de torsion **α**
- ✓ La valeur du paramètre d'entretoisement **θ**
- ✓ L'excentricité de la charge **e**
- ✓ L'ordonnée de la poutre considérée **X**

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où **$0 < \alpha < 1$** on utilisera les formules d'interpolation.

D'après « *SATTLER* » :

Si : $0{,}3 \leq \theta \leq 1 \quad \rightarrow \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^\beta$ avec : $\beta = 1 - e^{[(0.065-\theta)/0.665)]}$

Donc :

$$K\alpha = K_0 + 0.273 \times (K_1 - K_0) \qquad \text{(VII.13)}$$

Le **θ** calculé ne figure pas dans les tableaux de Guyon-Massonnet donc on doit faire une interpolation entre la valeur **θ = 0,75** et **θ = 0,80** pour trouver les valeurs de **θ = 0,79**.

Pour ce faire on utilise les formules suivantes :

$$K_0\,(0{,}79) = K_0\,(0{,}75) + \frac{(0{,}79-0{,}75)}{(0{,}80-0{,}75)} \times [(K_0\,(0{,}80) - K_0\,(0{,}75))]$$

$$K_1\,(0{,}79) = K_1\,(0{,}75) + \frac{(0{,}79-0{,}75)}{(0{,}80-0{,}75)} \times [(K_1\,(0{,}80) - K_1\,(0{,}75))]$$

Les tableaux représentants K0 (0,79) et K1 (0,79) sont joints en annexe.

Les valeurs de Kα pour chaque poutre sont jointes sur un tableau en annexe.

Après avoir tracé les lignes d'influences, il y a lieu de disposer les surcharges suivant le **RCPR** :

- ✓ Dans le cas des charges concentrées, la valeur sera directement lue sur le graphe, puis on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour les charges.

  $K_{\alpha\ moyen} = \frac{\sum K_\alpha}{n}$ Avec : **n :** Nombre de charges

- ✓ Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$\mathbf{K}_{\alpha\ moyen} = \frac{\mathbf{S}}{\mathbf{l}}$ avec : **S :** Aire du graphe sous la largeur chargée (via **AUTOCAD**)
l : Largeur chargée

❖ **Calcul des moments fléchissant réels :**

Les moments longitudinaux dus aux surcharges à mi- travée sont multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par la poutre étudiée : $\mathbf{M_{réel} = K\alpha_{moyen} \times M_0}$ (VII.14)

VII.3.4. REPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT :

Le calcul de la répartition de l'effort tranchant se fait de la même manière que pour le moment fléchissant, sauf que la répartition est différente pour les sections sur appui et les sections en travée.

❖ **Calcul du coefficient de répartition transversal de l'effort tranchant :**

Pour les sections d'abouts $\boldsymbol{\varepsilon'\alpha}$:

L'effort tranchant est maximum sur appui donc il convient également de le vérifier.

On utilise le coefficient de répartition $\boldsymbol{\varepsilon'\alpha}$ pour les sections sur appuis :

$$\boldsymbol{\varepsilon'_\alpha = \varepsilon'_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon'_0) \times \alpha} \qquad \textbf{si} \qquad \boldsymbol{|Y| + |e| \leq \frac{3b}{4}}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon'_\alpha = \varepsilon'_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon'_0) \times \sqrt{\alpha}} \qquad \textbf{si} \qquad \boldsymbol{|Y| + |e| > \frac{3b}{4}}$$

On doit faire une interpolation entre la valeur $\boldsymbol{\theta = 0{,}75}$ et $\boldsymbol{\theta = 0{,}80}$ pour trouver les valeurs de $\boldsymbol{\theta = 0{,}79}$.

Pour ce faire on utilise les formules suivantes :

$$\boldsymbol{\varepsilon'_0\ (0{,}79) = \varepsilon'_0\ (0.75) + \frac{(0.79-0.75)}{(0.80-0.75)} \times [(\varepsilon'_0\ (0.80) - \varepsilon'_0\ (0.75))]}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon'_1\ (0{,}79) = \varepsilon'_1\ (0.75) + \frac{(0.79-0.75)}{(0.80-0.75)} \times [(\varepsilon'_1\ (0.80) - \varepsilon'_1\ (0.75))]}$$

NB : Le calcul de $\boldsymbol{\varepsilon\alpha_{moyen}}$ et de $\boldsymbol{\varepsilon'\alpha_{\ moyen}}$ suit les mêmes étapes vues précédemment pour le calcul de $\mathbf{K\alpha_{\ moyen}}$.

Les tableaux représentant $\boldsymbol{\varepsilon'0}$, $\boldsymbol{\varepsilon'1}$ et $\boldsymbol{\varepsilon'\alpha}$ pour $\boldsymbol{\theta = 0{,}79}$ sont joints en annexe.

Les valeurs de $\boldsymbol{\varepsilon'\alpha}$ pour chaque poutre sont jointes sur un tableau en annexe.

❖ **Calcul des efforts tranchants réels :**

Les valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à mi- travée sont données par la formule suivante : $\mathbf{T_{réel} = \varepsilon'\alpha_{\ moyen} \times T_0}$ (VII.15)

Les tableaux représentant les valeurs des moments fléchissants et efforts tranchants réels sous les différentes surcharges sont joints en annexe.

VII.3.5. COMBINAISON DES EFFORTS :

D'après le **RCPR** (**art 6.2.2**), Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir la sollicitation correspondante aux différents états limites à considérer.

Tableau VII.21 : Combinaisons de charge des moments fléchissants en (*t.m*).

COMBINAISONS		P0	P1	P2	P3	P4
ELS	G + 1,2 (A(l) + S_t)	966,99	985,92	981,84	967,86	963,34
	G + 1,2 (B_C + S_t)	917,58	925,15	924,26	931,27	908,52
	G + 1,2 (B_t + S_t)	834,19	829,89	852,82	860,05	861,37
	G + 1,2 (B_r + S_t)	703,68	704,47	709,24	727,83	747,63
	G + MC120	856,91	861,55	884,77	893,56	873,16
	G + D240	1005,98	1009,94	**1011,92**	962,41	895,09
ELU	1,35G + 1,6(A(l)+S_t)	1300,65	1326,39	1321,11	1302,3	1295,84
	1,35G + 1,6(B_C+S_t)	1234,76	1244,57	1244,35	1253,51	1222,74
	1,35G + 1,6(B_t+S_t)	1123,58	1118,36	1149,1	1158,55	1159,88
	1,35G + 1,6(B_r+S_t)	949,56	951,13	957,66	982,27	1008,23
	1,35(G + MC120)	1156,83	1163,09	1194,44	1206,31	1178,76
	1,35(G + D240)	1358,07	1363,42	**1366,09**	1299,24	1208,37

Tableau VII.22 : Combinaisons de charge des efforts tranchants en (*t*).

COMBINAISONS		P0	P1	P2	P3	P4
ELS	G + 1,2 (A(l) + S_t)	110,93	115,14	115,35	115,46	117,51
	G + 1,2 (B_C + S_t)	108,01	109,30	109,41	111,36	109,52
	G + 1,2 (B_t + S_t)	92,67	91,81	95,91	96,02	96,02
	G + 1,2 (B_r + S_t)	73,23	73,34	73,99	74,42	74,42
	G + MC120	95,68	94,32	98,65	98,65	98,65
	G + D240	117,19	117,19	**120,79**	118,99	118,99
ELU	1,35G + 1,6(A(l)+S_t)	149,06	154,67	155,11	155,25	157,84
	1,35G + 1,6(B_C+S_t)	145,17	146,75	147,19	149,78	147,19
	1,35G + 1,6(B_t+S_t)	124,72	123,57	129,19	129,33	129,19
	1,35G + 1,6(B_r+S_t)	98,80	98,95	99,95	100,53	100,39
	1,35(G + MC120)	128,80	127,34	133,17	133,17	133,17
	1,35(G + D240)	158,20	158,20	**163,06**	160,63	160,63

VII.4. CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION) :

La modélisation du tablier a été faite moyennant le logiciel « **Autodesk Robot Structural Analysis 2018** » utilisé pour le calcul et l'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.

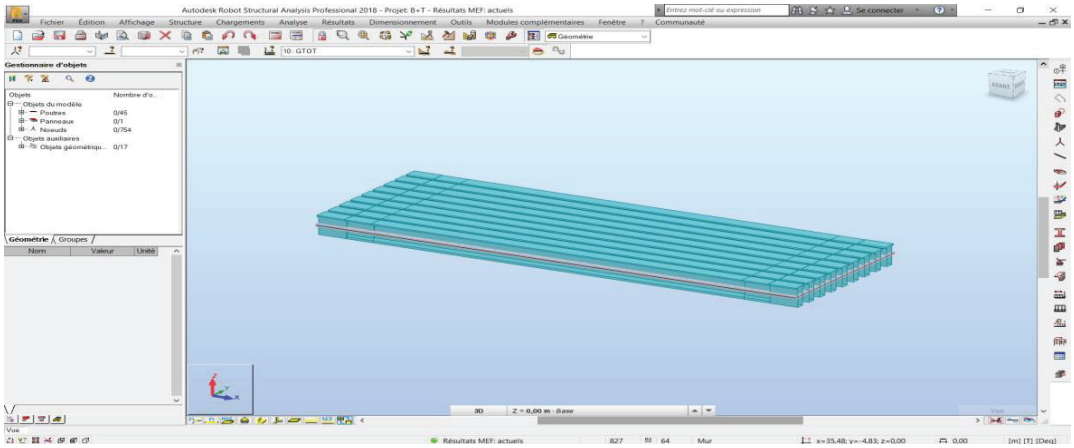


Figure VII.15 : Modélisation – Interface du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2018.

L'ouvrage est isostatique comportant 05 travées identiques et indépendantes, on étudiera donc une seule travée (une dalle en béton armé de 25 cm reposant sur 09 poutres).

Les résultats du calcul par « Autodesk Robot Structural Analysis 2018 » se trouvent en annexe.

VII.5. ETUDE COMPARATIVE :

Les résultats des deux méthodes de calcul sont inscrits dans le **Tableau VII.23** ci-dessous :

Tableau VII.23 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques.

Combinaisons		Moment fléchissant *(t.m)*			Effort tranchant *(t)*		
		MANU	AUTO	ERR	MANU	AUTO	ERR
ELS	G + 1,2(Al + S_t)	985,92	949,38	3,70%	117,51	99,61	15,23%
	G + 1,2(B_C + S_t)	931,27	914,26	1,82%	111,36	101,75	8,62%
	G + Mc120	893,56	895,28	0,19%	98,65	96,30	2,38%
	G + D240	**1011,92**	**952,65**	5,85%	**120,79**	**113,72**	5,85%
ELU	1,35G + 1,6(Al+ S_t)	1326,39	1277,00	3,72%	157,84	134,06	15,06%
	1,35G + 1,6(B_C + S_t)	1253,51	1230,16	1,86%	149,78	136,81	8,65%
	1,35 (G + Mc120)	1206,31	1208,63	0,19%	133,17	130,01	2,37%
	1,35 (G + D240)	**1366,09**	**1286,08**	5,85%	**163,06**	**153,52**	5,85%

VII.6. CONCLUSION :

Nous concluons que la poutre la plus sollicitée est la poutre **P2** sous la combinaison la plus défavorable (**G + D240**).

Pour le reste du calcul, nous utiliserons les résultats obtenus par la méthode automatique.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.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 contraintes préalables qui permet au béton de rester dans le domaine de compression

VIII.2. PRINCIPE DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION :

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide de vérins prenant appuis sur la pièce à précontraindre. Pour permettre le mouvement relatif du câble, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant le bétonnage.

Une fois les aciers tendus et ancrées, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de ciment. L'injection se fait de façon que tous les vides à l'intérieur de la gaine soient remplis. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion, produit leur adhérence au béton et améliore la résistance de la pièce à la fissuration.

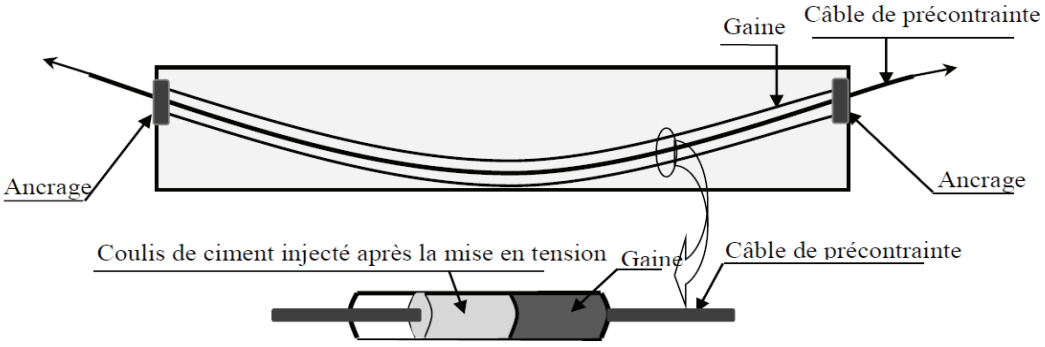


Figure VIII.1 : Principe de précontrainte par post-tension.

VIII.3. DONNEES DE CALCUL :

Ci-après, un rappel des caractéristiques géométriques de la poutre ainsi que les données utilisées pour le dimensionnement de la précontrainte :

Tableau VIII.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre.

Caractéristiques des sections	Section d'about		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m^2)	1,28	1,68	0,77	1,17
υ' (m)	1,06	1,31	1,06	1,42
υ (m)	0,94	0,94	0,94	0,83
I_G (m^4)	0,47	0,82	0,38	0,68
i^2 (m^2)	0,36	0,48	0,49	0,58
ρ	0,36	0,39	0,49	0,49

Tableau VIII.2 : Données de dimensionnement de la précontrainte.

DONNEES DE L'OUVRAGE		**CARACTERISTIQUES DES CABLES**	
H_P	2 *m*	**Câble**	T15
H_{P+D}	2,25 *m*	**Nb Torons**	12
L_{Poutre}	40 *m*	Ap_{1toron}	0,00014 m^2
$L_{Portée}$	39 *m*	**Ap**	0,00168 m^2
$N_{Poutres}$	9	F_{prg}	1770 *MPa*
E_{Dalle}	0,25 *m*	F_{p0}	21000,6 *kN*
Enrobage	0,03 *m*	F_{peg}	1593 *MPa*
λ	1,61 *m*	D_{gaine}	0,085 *m*
L_{TC}	1,2 *m*	**f**	0,18 rd^{-1}
B_{About}	0,6 *m*	**ϕ**	0,002 m^{-1}
		g	6 *mm*
CARACTERISTIQUES DU BETON		**μ_0**	0,42
F_{c28}	40 *MPa*	ρ_{1000h}	2,5
F_{t28}	3 *MPa*	E_P	195000 *MPa*
σ_{bc}	24 *MPa*	**fe**	500 *MPa*
σ_{bt}	-4,5 *MPa*	σ_s	434,783 *MPa*

Les moments et efforts tranchants obtenus précédemment sont égaux à :

Tableau VIII.3 : Moments fléchissants et efforts tranchants de calcul.

Moment de la poutre seule sous son poids propre	→	M_{gp} = 4,01 *MN.m*
Moment max de combinaison à l'ELS	→	M_M = 9,527 *MN.m*
Moment sous G à l'ELS	→	M_m = 6,693 *MN.m*
Effort tranchant max de combinaison à l'ELS	→	V_M = 1,114 *MN*
Effort tranchant sous G à l'ELS	→	V_m = 0,744 *MN*

VIII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VIII.4.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE « P_{MIN} » :

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{MIN} = Max\ [\ P_I\ ;\ P_{II}\ ] \qquad \text{(VIII.1)}$$

Avec :

$P_I = \dfrac{\Delta M + \frac{1}{\upsilon'}\sigma bt1 + \frac{1}{\upsilon}\sigma bt2}{\rho \times h}$ → **Section sous-critique.**

$P_{II} = \dfrac{M + \frac{1}{\upsilon'}\sigma bt2}{\upsilon' + \rho \times \upsilon - d'}$ → **Section sur-critique.**

Tel que :

- $\Delta M = M_M - M_m$
- **υ** et **υ' :** Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.
- **$\sigma bt1$** = $-1{,}5f_{tj}$ et **$\sigma bt2$** = $-f_{tj}$ **(Classe II)**.
- **ρ :** Le rendement géométrique.
- **h :** La hauteur de la section.
- **d'** = 0,1 × h

Les résultats des calculs sont mentionnés dans le **Tableau VIII.4** suivant :

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

σbt2	- 3,00 *MPa*
σbt2	- 4,50 *MPa*
d'	0,23 *m*
P_I	- 1,59 *MN*
P_{II}	5,06 *MN*
P_{MIN} = 5,06 MN	

VIII.4.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES :

Le nombre de câbles nécessaires est donné par la formule suivante : $\mathbf{n \geq \frac{PMIN}{P0}}$ (VIII.2)

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble 1T15 peut créer ; il est estimé à **25%** de pertes, tel que : $\mathbf{P_0 = min\ \{(0{,}8\ x\ f_{prg}\ x\ A_p)\ ;\ (0{,}9\ x\ f_{peg}\ x\ A_p)\}}$ (VIII.3)

Les résultats sont mentionnés dans le **Tableau VII.5** ci-dessous :

Tableau VIII.5 : Détermination du nombre de câbles.

ΔP_0 =	25 %
P_0 =	2,38
n ≥	2,84
On prend donc **03 câbles** de **12T15**	

❖ **Nombre de câbles à l'about :**

Le nombre de câbles à l'about est déterminé en vérifiant les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} - \frac{\vartheta}{I_n}\left(P \times e_0 - M_g\right) \geq -1{,}5 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}} \quad \text{(VIII.4)}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} + \frac{\vartheta'}{I_n}\left(P \times e_0 - M_g\right) \leq 0{,}6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{(VIII.5)}$$

En faisant sortir le paramètre « P » on obtient les résultats suivants :

Tableau VIII.6 : Détermination du nombre de câbles à l'about.

P ≤ 9,70	→	**n ≤ 4,08**
P ≤ 18,76	→	**n ≤ 7,89**
Donc les **03 câbles** iront jusqu'à l'about et **nous n'aurons pas de câbles en extrados**.		

VIII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les trois câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes vis-à-vis des états limites s'ils sont satisfaites ou non.

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

Tableau VIII.7 : Caractéristiques relatives aux quatre phases de vérification des contraintes.

PHASE 1 : Après 7 jours		**PHASE 2 : Après 28 jours**	
F_{c7}	26,49 *MPa*	F_{c28}	40,00 *MPa*
F_{t7}	2,19 *MPa*	F_{t28}	3,00 *MPa*
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1,53 *MPa*	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2,10 *MPa*
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-3,28 *MPa*	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,50 *MPa*
$\bar{\sigma}_{bc7}$	15,89 *MPa*	$\bar{\sigma}_{bc}$	24,00 *MPa*
Δp	5 %	**Δp**	10 %
Nb câbles	03	**Nb câbles**	03

PHASE 3 : Après coulage de la dalle		**PHASE 4 : En service**	
F_{c28}	40,00 *MPa*	F_{c28}	40,00 *MPa*
F_{t28}	3,00 *MPa*	F_{t28}	3,00 *MPa*
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2,10 *MPa*	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-3,00 *MPa*
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,50 *MPa*	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,50 *MPa*
$\bar{\sigma}_{bc}$	24,00 *MPa*	$\bar{\sigma}_{bc}$	24,00 *MPa*
Δp	15 %	**Δp**	25 %
Nb câbles	03	**Nb câbles**	03

Avec :

$fcj = \frac{j}{4,76+0,83j} fc28$; $\bar{\sigma}_{bcj} = 0,6 f_{cj}$; $ftj = 0,6 + 0,06 f_{cj}$; $\bar{\sigma}_{bt1} = -1,5 f_{tj}$; $\bar{\sigma}_{bt2} = -0,7 f_{tj}$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII.8 : Résultats de vérification des contraintes.

Phase	e_0	**M**	**P**	σ_{sup}	σ_{inf}	**Obs**
	(m)	*(MN.m)*	*(MN)*	*(MPa)*	*(MPa)*	
Phase 1	0,84	4,01	3,39	7,31	1,11	C.V
Phase 2	0,84	4,01	6,42	4,98	12,11	C.V
Phase 3	1,20	5,92	6,07	3,54	7,96	C.V
Phase 4	1,20	9,53	5,35	8,41	-2,01	C.V

Avec :

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

C.V : contraintes vérifiées.

❖ **Interprétation :**

✓ Au niveau de la fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bcj}}$

✓ Au niveau de la fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bcj}}$

VIII.6. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE :

VIII.6.1. DISPOSITION DES CABLES :

VIII.6.1.1. En section d'about :

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correct et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure.

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.

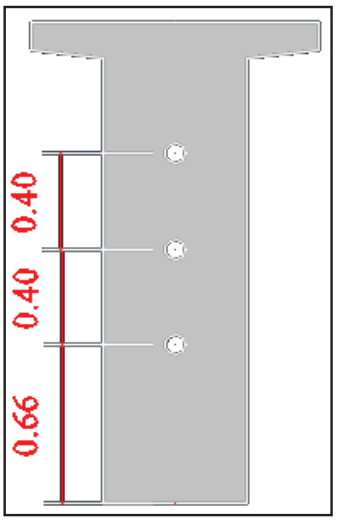


Figure VIII.2 : Disposition des câbles à l'about

VIII.6.1.2. En section médiane :

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.

Ces dispositions doivent tout de même tenir compte des espacements et couvertures exigées par le **BPEL91**, en suivant la 3ème disposition de la figure représentée ci-dessous :

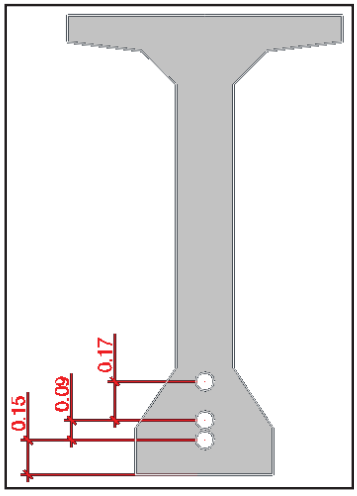


Figure VIII.3 : Disposition des câbles à mi- travée

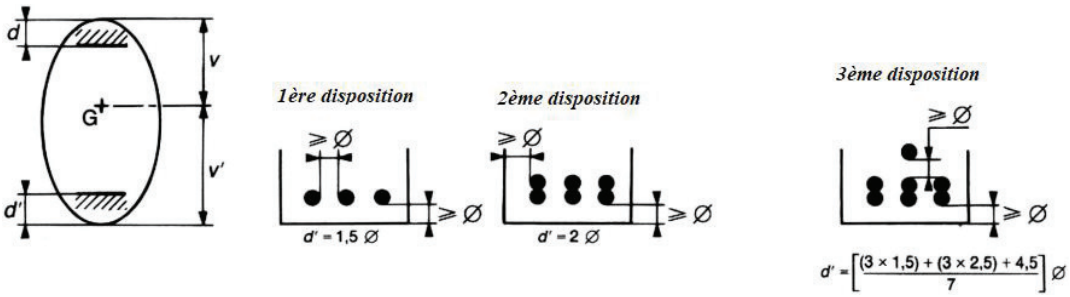


Figure VIII.4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

Les caractéristiques nettes des sections sont calculées via AutoCAD 2016 et se trouvent en annexe.

VIII.6.2. TRACE DES CABLES :

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

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

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

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.

L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l'équation : $\beta = 4 \times \frac{f}{\ell}$

VIII.6.3. CALCUL DE L'ANGLE DE RELEVAGE « α » :

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

$$\text{Arc sin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right) \qquad \text{(VIII. 6)}$$

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

$$\alpha = \text{Arcsi n}\left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}\right) \qquad \text{(VIII. 7)}$$

Avec :

$\bar{V}$ **:** Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8h$

$\bar{\tau}$ **:** Contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3})}$

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

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

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

Le plan de câblage de notre poutre est représenté en annexe.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII.9 : Caractéristiques du tracé des câbles.

$b_n =$	0,515 *m*	$l =$	40 *m*
$B_n =$	1,66 m^2	$l_{rel} =$	1,2 *m*
$P =$	5,35 *MN*	$l_{pb} =$	37,6 *m*
$\sigma_x =$	3,22 *MPa*		
$\bar{\tau} =$	2,48 *MPa*	$-12,78° \leq \alpha \leq 34,64°$	
$\bar{V} =$	2,30 *MPa*		

$\alpha_{C1} = 1,89°$	$\alpha_{C2} = 3,58°$	$\alpha_{C3} = 4,52°$

N° câble	l (*m*)	α_{rel} (°)	Yi (*m*)			f (*m*)	R (*m*)	β(l) (*rd*)
			x=0	*x*=1,2	*x*=20			
C1	37,6	1,89	0,66	0,62	0,15	0,47	375,68	0,050
C2	37,6	3,58	1,06	0,98	0,24	0,74	237,23	0,079
C3	37,6	4,52	1,46	1,37	0,41	0,96	185,02	0,102

VIII.7. CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES :

VIII.7.1. PERTES INSTANTANEES :

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent trois types de pertes instantanées, à savoir :

- ✓ Les pertes par frottement.
- ✓ Les pertes par recul de l'ancrage.
- ✓ Les pertes 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 : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$ (VIII.8)

VIII.7.1.1. Pertes par frottement :

Ce type de perte se produit par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. Il existe deux types de frottement :

- ➢ **Frottement en courbe :** le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.

- **Frottement en lignes droites :** à cause des défauts de réalisation, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente souvent des courbures d'où l'existence de frottement.

Donc, 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 :

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

Avec :

σ_{p0} : tension à l'origine (***MPa***).

f : coefficient de frottement en courbe (***rd^{-1}***).

β : déviation angulaire totale du câble sur la distance x (***rd***).

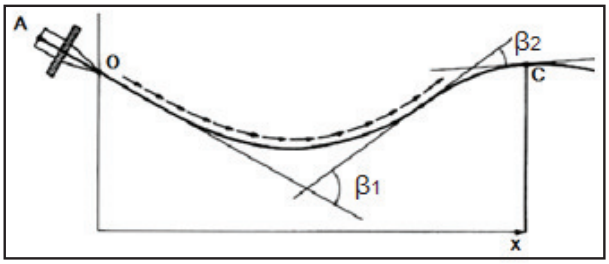


Figure VIII.5 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur (***m^{-1}***).

x : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension (***m***).

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

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]}) \qquad \text{(VIII.9)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10 : Pertes par frottement.

N° câble	Pour x = L/4				
	β	f x β + φ x x	Δσ φ *(MPa)*	Δσmoy *(MPa)*	Δσ φ *(%)*
C1	0,021	0,024	33,28	35,76	2,53
C2	0,032	0,026	36,01		
C3	0,040	0,027	38,00		
N° câble	**Pour x = L/2**				
	β	f x β + φ x x	Δσ φ *(MPa)*	Δσmoy *(MPa)*	Δσ φ *(%)*
C1	0,050	0,049	67,72	74,23	5,24
C2	0,079	0,054	74,79		
C3	0,102	0,058	80,18		

VIII.7.1.2. Pertes par 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.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x) \qquad \text{(VIII.10)}$$

Avec :

$\mathbf{k} = \mathbf{f} \times \frac{\boldsymbol{\beta}}{\ell} + \boldsymbol{\varphi}$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage ; $\mathbf{d} = \sqrt{\frac{\mathbf{Ep} \times \mathbf{g}}{\boldsymbol{\sigma}\mathbf{p0} \times \mathbf{k}}}$

Ep : Module de déformation longitudinale de l'acier.

g : Intensité du recul d'ancrage.

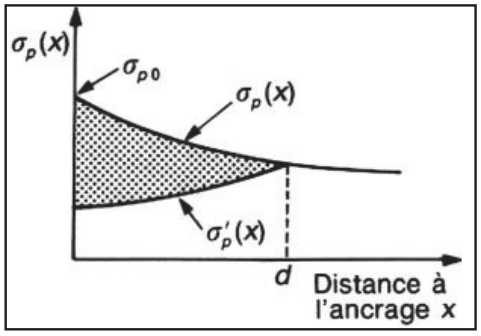


Figure VIII.6 : Tension le long du câble, avant et après relâchement du vérin.

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.11 : Pertes par recul d'ancrage.

N° câble	Pour x = 0				
	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_p$ *(MPa)*	$\Delta\sigma_{moy}$ *(MPa)*	$\Delta\sigma_p$ *(%)*
C1	0,0020	20,33	115,12	115,12	8,12
C2	0,0020	20,33	115,12		
C3	0,0020	20,33	115,12		
N° câble	**Pour x = L/4 = 10 m**				
	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_p$ *(MPa)*	$\Delta\sigma_{moy}$ *(MPa)*	$\Delta\sigma_p$ *(%)*
C1	0,0022	19,43	58,45	58,34	4,12
C2	0,0023	19,00	58,34		
C3	0,0024	18,71	58,22		
N° câble	**Pour x = L/2 = 20 m**				
	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_p$ *(MPa)*	$\Delta\sigma_{moy}$ *(MPa)*	$\Delta\sigma_p$ *(%)*
C1	0,0025	18,36	0,00	0,00	0,00
C2	0,0027	17,45	0,00		
C3	0,0029	16,84	0,00		

VIII.7.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton :

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

$$\Delta\sigma_e = \mathbf{k} \times \frac{\mathbf{Ep}}{\mathbf{Eij}} \boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bj}} \qquad \text{(VIII.11)}$$

Avec :

k : coefficient multiplicateur ($\mathbf{k} = \frac{1}{2}$ pour notre cas : variations de contrainte dues à la précontrainte relative à la phase de mise en tension des armatures considérées et aux actions permanentes appliquées simultanément).

$\mathbf{E_{ij}}$ **:** Module de déformation longitudinale instantané du béton.

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bj}}$ **:** désignant la variation de contrainte agissant dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j ; $\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bj}} = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{B}} + \frac{\mathbf{P} \times \mathbf{e}^2}{\mathbf{I_G}} - \frac{\mathbf{M_p} \times \mathbf{e}}{\mathbf{I_G}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.12 : Pertes par déformation instantanée du béton.

Pour x = 0		Pour x = L/4		Pour x = L/2	
P *(MN)*	6,55	**P** *(MN)*	6,66	**P** *(MN)*	6,76
B *(m^2)*	1,26	**B** *(m^2)*	0,75	**B** *(m^2)*	0,75
e *(m)*	0,00	**e** *(m)*	0,55	**e** *(m)*	0,81
I_G *(m^4)*	0,46	I_G *(m^4)*	0,36	I_G *(m^4)*	0,36
M_p *(MN.m)*	0,00	M_p *(MN.m)*	3,00	M_p *(MN.m)*	4,01
σ_{bj} *(MPa)*	5,19	σ_{bj} *(MPa)*	9,85	σ_{bj} *(MPa)*	12,26
$\Delta\sigma_e$ *(MPa)*	13,46	$\Delta\sigma_e$ *(MPa)*	25,52	$\Delta\sigma_e$ *(MPa)*	31,76
$\Delta\sigma_e$ *(%)*	0,95	$\Delta\sigma_e$ *(%)*	1,80	$\Delta\sigma_e$ *(%)*	2,24

VIII.7.2. PERTES DIFFEREES :

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte. On distingue :

- ✓ Les pertes par retrait du béton.
- ✓ Les pertes par relaxation des aciers.
- ✓ Les pertes par fluage du béton.

VIII.7.2.1. Pertes par retrait du béton :

Le retrait est un raccourcissement naturel du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'excédent de l'eau de gâchage, qui engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature de précontrainte. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times (1 - r(j)) \times Ep \qquad \text{(VIII.12)}$$

Avec :

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

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

Ep : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte (Ep =195 000 *MPa*).

On peut négliger r(j) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r \approx \varepsilon_r . Ep$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.13 : Pertes par retrait du béton.

$\Delta\sigma_r$ =	39,00 *MPa*
$\Delta\sigma_r$ =	2,75 *%*

VIII.7.2.2. Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation des aciers est un relâchement de la tension à longueur constante, 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 :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_{pi}(x) \qquad \text{(VIII.13)}$$

Avec :

ρ_{1000} **:** Valeur de la relaxation garantie à 1000 heures ; ρ_{1000} **= 2,5%**.

$\sigma_{pi}(x)$ **:** Tension initiale (après toutes les pertes instantanées).

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.14 : Pertes par relaxation des aciers.

$\Delta\sigma_{rel}$ =	60,94 *MPa*
$\Delta\sigma_{rel}$ =	4,30 *%*

VIII.7.2.3. Pertes par fluage du béton :

Le fluage du béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante permanente de compression. Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir la même déformation donc une diminution de leur tension.

La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = \left(\sigma_b(x) + \sigma_{Max}(x)\right)\frac{E_p}{E_{ij}} \qquad \text{(VIII. 14)}$$

Avec :

$\sigma_{Max}(x)$ **:** Contrainte maximale dans le béton ; après les pertes de tension instantanées ;

$$\sigma_{Max}(x) = \frac{-M_p}{I_{Gn}} . e_p . n . A_p(\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst})\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_{Gn}}\right)$$

$\sigma_b(x)$ **:** Contrainte finale dans le béton ; après toutes les pertes de tension ;

$$\sigma_b(x) = \frac{-M_m}{I_{Gn}} . e_p + n . A_p(\sigma_0 - \Delta\sigma_T)\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{p+d}^2}{I_{Gn}}\right)$$

M_p **:** Moment dû à la combinaison max à l'ELS.

M_m **:** Moment dû aux charges permanentes à l'ELS.

Lorsque $\sigma_{Max}(x) \leq$ **1,5** σ_b on peut, par simplification, se contenter de l'estimation (par excès) :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.15 : Pertes par fluage du béton.

Pour x = 0		Pour x = L/4		Pour x = L/2	
P *(MN)*	5,98	**P** *(MN)*	6,03	**P** *(MN)*	6,10
B *(m^2)*	1,66	**B** *(m^2)*	1,15	**B** *(m^2)*	1,15
e *(m)*	0,26	**e** *(m)*	0,92	**e** *(m)*	1,18
I_G *(m^4)*	0,81	I_G *(m^4)*	0,65	I_G *(m^4)*	0,65
M_p *(MN.m)*	0,00	M_p *(MN.m)*	4,79	M_p *(MN.m)*	6,69
σ_{bj} *(MPa)*	4,08	σ_{bj} *(MPa)*	6,23	σ_{bj} *(MPa)*	6,13
$\Delta\sigma_e$ *(MPa)*	52,83	$\Delta\sigma_e$ *(MPa)*	80,76	$\Delta\sigma_e$ *(MPa)*	79,38
$\Delta\sigma_e$ *(%)*	3,73	$\Delta\sigma_e$ *(%)*	5,70	$\Delta\sigma_e$ *(%)*	5,61

VIII.7.3. RECAPITULATION :

Voici un tableau récapitulatif des pertes totales (instantanées et différées) obtenues après calcul :

Tableau VIII.16 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées et différées.

Abscisse		x = 0		x = L /4		x = L/2	
Type de perte		Valeur *(MPa)*	Pourcentage *(%)*	Valeur *(MPa)*	Pourcentage *(%)*	Valeur *(MPa)*	Pourcentage *(%)*
Pertes instantanées	$\Delta\sigma_\varphi$	0,00	0,00	35,76	2,53	74,23	5,24
	$\Delta\sigma_p$	115,12	8,12	58,34	4,12	0,00	0,00
	$\Delta\sigma_e$	13,46	0,95	25,52	1,80	31,76	2,24
Somme pertes instantanées		128,59	9,08	119,62	8,45	105,99	7,49
Pertes différées	$\Delta\sigma_r$	39,00	2,75	39,00	2,75	39,00	2,75
	$\Delta\sigma_{rel}$	60,94	4,30	60,94	4,30	60,94	4,30
	$\Delta\sigma_{fl}$	52,83	3,73	80,76	5,70	79,38	5,61
Somme pertes différées		142,62	10,07	170,54	12,04	169,16	11,95
SOMME TOTALE		**271,21**	**19,15**	**290,16**	**20,49**	**275,15**	**19,43**

On aura un pourcentage total de pertes égal à :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_e + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl} = 20{,}49\ \%$$

Le pourcentage de pertes calculé **(20,49%)** est inférieur au pourcentage de pertes estimé auparavant à **25%**.

VIII.8. DETERMINATION DU FUSEAU DE PASSAGE :

Le calcul du fuseau de passage consiste en la vérification des inégalités suivantes :

$$a = \text{Max}\begin{cases} -\gamma - \frac{M_{min}}{P_i} \\ -c' - \frac{M_{min}}{P_i} \end{cases} \leq e_p \leq a' = \text{Min}\begin{cases} \gamma - \frac{M_{max}}{P_i} \\ c - \frac{M_{max}}{P_i} \end{cases} \qquad \text{(VIII.15)}$$

$$\begin{cases} \gamma' = \rho \times v_h \times \left(\frac{B_h \times \overline{\sigma_{bc}}}{P_i} - 1\right) \\ \gamma = \rho \times v'_h \times \left(\frac{B_h \times \overline{\sigma_{bc}}}{P_i} - 1\right) \end{cases} \quad \begin{cases} c' = \rho_h \times v'_h \times \left(1 - \frac{B_h \times \overline{\sigma_{bt1}}}{P_i}\right) \\ c = \rho_h \times v_h \times \left(1 - \frac{B_h \times \overline{\sigma_{bt2}}}{P_i}\right) \end{cases} \quad \text{(VIII.16)}$$

Avec : $\mathbf{P_i = P_m \times \sum \cos \alpha_i}$

Les résultats du calcul du fuseau de passage se trouvent en annexe.

❖ **Conclusion :**

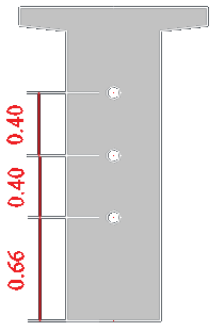
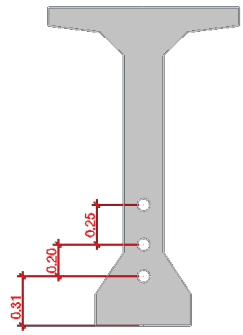
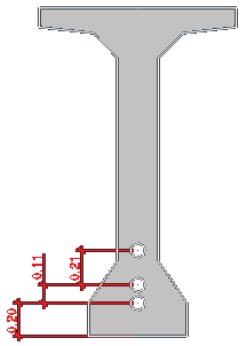
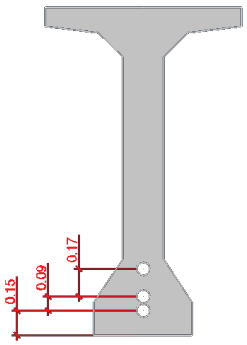
Le câble moyen se trouve à l'intérieur du fuseau de passage.

VIII.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Cette vérification consiste à calculer les contraintes normales et tangentielles dans le béton et les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction mais également pour la phase de service

VIII.9.1. SECTIONS DE VERIFICATION :

Tableau VIII.17 : Sections de vérification.

x = 0	x = L/4
	
x = 3L/8	**x = L/2**
	

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

VIII.9.2. LIMITATION DES CONTRAINTES :

Tableau VIII.18 : Limitation des contraintes.

j = 7 jours	$\overline{\sigma_{bcj}}$	15,89 *MPa*	Exécution / Q. Rares / Q. Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3,28 *MPa*	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,53 *MPa*	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2,19 *MPa*	Q. Rares
j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma_{bcj}}$	24,00 *MPa*	Exécution / Q. Rares / Q. Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,50 *MPa*	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2,10 *MPa*	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3,00 *MPa*	Q. Rares

VIII.9.3. CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS DE CALCUL :

Elles sont estimées en utilisant le logiciel AutoCAD 2016, et sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.19 : Caractéristiques nettes des sections de calcul.

	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_n *(m^2)*	1,262	1,665	0,754	1,157	0,754	1,157	0,754	1,157
v_n *(m)*	0,942	0,934	0,929	0,812	0,925	0,809	0,923	0,808
v'_n (m)	1,058	1,316	1,071	1,438	1,075	1,441	1,077	1,442
I_{nG} *(m^4)*	0,463	0,813	0,368	0,662	0,364	0,656	0,362	0,653
ρ *(%)*	36,82	39,72	49,07	49,00	48,60	48,62	48,35	48,43

VIII.9.4. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS :

Pour ces calculs justificatifs, on prendra en compte la notion de la valeur caractéristique de la précontrainte, tel que :

$$\mathbf{P_1 = 1,02\ P_0 - 0,8\ \Delta P} \quad \text{et} \quad \mathbf{P_2 = 0,98\ P_0 - 1,2\ \Delta P}$$

Pour $\mathbf{P_0 = 2,38}$ ***MN***, les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.20 : Caractéristiques des quatre phases de vérification.

	Nb câbles	**M.T** *(%)*	**ΔP** *(%)*	**P1** *(MN)*	**P2** *(MN)*	**d x=0** *(m)*	**d x=L/4** *(m)*	**d x=3L/8** *(m)*	**d x=L/2** *(m)*
Phase 1	03	50	3,74	3,53	3,34	1,06	0,53	0,34	0,27
Phase 2	03	100	7,49	6,85	6,35	1,06	0,53	0,34	0,27
Phase 3	03	100	13,46	6,51	5,84	1,06	0,53	0,34	0,27
Phase 4	03	100	19,43	6,17	5,33	1,06	0,53	0,34	0,27

VIII.9.4.1. Justification des contraintes normales :

On vérifie que la contrainte normale $\boldsymbol{\sigma_y}$ est comprise entre les contraintes limites $\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ et $\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt}}}$, c'est-à-dire : $\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt}}} \leq \boldsymbol{\sigma_y} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$.

Nous avons : $$\boldsymbol{\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{P\, e_0 - M}{I_n} y} \quad \text{(VIII.17)}$$

Avec :

P : Effort de précontrainte ;

$\mathbf{B_n}$: Surface nette de la section considérée ;

$\mathbf{I_n}$: Inertie nette de la section considérée ;

$\mathbf{e_0}$: Excentricité du câble moyen de précontrainte ;

M : Moment fléchissant extérieur ;

y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats obtenus sont mentionnées ci-dessous :

Tableau VIII.21 : Vérification des contraintes normales de la Phase 1 et la Phase 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e *(m)*		0,00	0,54	0,73	0,81	0,00	0,54	0,73	0,81
M_{ELS} *(MN.m)*		0,00	3,00	3,76	4,01	0	3,00	3,76	4,01
P_1 *(MN)*		3,52	3,52	3,52	3,52	6,80	6,80	6,80	6,80
P_2 *(MN)*		3,32	3,32	3,32	3,32	6,27	6,27	6,27	6,27
σ_{Max} *(MPa)*	σ_{sup}	2,80	7,40	7,67	7,62	5,41	7,25	5,93	5,20
	σ_{inf}	2,77	1,51	4,10	1,22	5,35	11,05	12,60	**16,53**
σ_{Min} *(MPa)*	σ_{sup}	2,64	7,41	7,78	7,77	4,99	7,27	6,21	5,59
	σ_{inf}	2,61	0,92	3,39	0,47	4,94	9,52	10,76	14,56

Tableau VIII.22 : Vérification des contraintes normales de la Phase 3 et la Phase 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e *(m)*		0,26	0,91	1,10	1,18	0,26	0,91	1,10	1,18
M_{ELS} *(MN.m)*		0,00	4,43	5,55	5,92	0	6,4	8,8	9,53
P_1 *(MN)*		6,45	6,45	6,45	6,45	6,11	6,11	6,11	6,11
P_2 *(MN)*		5,75	5,75	5,75	5,75	5,24	5,24	5,24	5,24
σ_{Max} *(MPa)*	σ_{sup}	1,98	3,80	3,69	3,52	1,87	6,30	7,87	8,19
	σ_{inf}	6,55	8,73	8,94	9,25	6,20	3,47	0,68	0,10
σ_{Min} *(MPa)*	σ_{sup}	1,76	3,98	4,03	3,93	1,61	6,53	8,30	8,70
	σ_{inf}	5,84	6,74	6,66	6,84	5,32	1,00	-2,17	**-2,92**

❖ **Conclusion :**

On constate que les valeurs de contraintes obtenues sont comprises entre les deux valeurs de contraintes admissibles, et ceci pour chacune des phases de construction, ce qui nous permet de dire que **les contraintes normales sont bel et bien vérifiées**.

VIII.9.4.2. Justification des contraintes tangentielles :

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

$$\tau^2 \leq 0,4\, f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_1} \quad \text{et} \quad \tau^2 \leq 2\, \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times \left[0,6\, f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_2}$$

Avec :

τ **:** Contrainte tangentielle

σ_x **:** Contrainte normale.

- Si $\sigma_x < 0,4\, f_{cj}$ on aura $\overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}$, on devra alors vérifier uniquement que $\tau < \overline{\tau_1}$

Détermination de la contrainte normale :

La contrainte normale est donnée par la formule suivante : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$; avec :

P : Effort de précontrainte ; $P = \sum P_i \cos \alpha_i$

B_n : Surface nette de la section considérée.

Détermination de la contrainte tangentielle :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante : $\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$; avec :

V_{red} : Effort tranchant réduit ; $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section située au-dessus de l'axe neutre ;

b_n : largeur nette de la section

I_n : Moment d'inertie net de la section.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VIII.23 : Vérification des contraintes tangentielles.

		P.cosα	P.sinα
P1 *(MN)*	1,89	1,89	0,06
P2 *(MN)*	1,89	1,89	0,12
P3 *(MN)*	1,89	1,89	0,15
Somme		**5,66**	**0,33**

B_n *(m²)*	1,66
σ_x *(MPa)*	3,40
V_{ser} *(MN)*	1,11
V_{red} *(MN)*	0,78
S_n *(m³)*	0,51
I_n *(m⁴)*	0,81
b_n *(m)*	0,52

τ *(MPa)*	$\overline{\tau_1}$ *(MPa)*
0,96	**2,77**

❖ **Conclusion :**

On constate que $\tau = 0,96\ \text{MPa} < \overline{\tau_1} = 2,77\ \text{MPa}$, donc les contraintes tangentielles sont bel et bien vérifiées.

VIII.9.5. FERRAILLAGE PASSIF :

La précontrainte, même en **classe I** ou **II** ne dispense pas de disposer de armatures passives. Le ferraillage passif des poutres précontraintes se compose :

- **D'armatures de peau longitudinales et transversales**, dont le rôle consiste essentiellement à limiter les fissurations susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques,
- **D'un ferraillage longitudinal des zones tendues**, qui s'apparente à une condition de non fragilité,
- **D'un ferraillage transversal** calculé à l'effort tranchant.

Le présent titre traite des deux premiers types d'armatures. Un titre particulier sera consacré au dernier.

VIII.9.5.1. Armature de peau :

➢ **Armature longitudinale :**

Dans le sens longitudinal, la section minimale d'armatures à mettre en place est de $3cm^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inferieure a 0,1% de la section brute de la poutre.

$$\mathbf{A_l = max\begin{cases} 3cm^2/ml \times \Omega \\ 0,1\% \times B \end{cases}} \rightarrow \mathbf{A_l = max\begin{cases} 3 \times 5,9548 \\ 0,1\% \times 7711 \end{cases}} \rightarrow \mathbf{A_l = 17,86\ cm^2}$$

→ On prend **6 HA20** (As = 18,85 cm^2).

➢ **Armature transversale :**

Dans le sens transversal, la section minimale à mettre en place est de $2cm^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

→ On disposera d'un cadre **HA12/ml** (A_s = 2,26 cm^2).

VIII.9.5.2. Armature longitudinale des zones tendues :

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale **As** égale à :

$$\mathbf{A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}\right)} \qquad \text{(VIII. 18)}$$

Avec :

$\mathbf{B_t}$: Aire du béton tendu
$\mathbf{N_{Bt}}$: Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercés sur B_t
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII.24 : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues.

$\mathbf{B_t}$	0,2401 m^2
$\mathbf{N_{Bt}}$	0,413 *MN*
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$	2,92 *MPa*

On aura : **As = 10,90 cm^2**

Tenant compte de la **Figure VIII.8** représentée ci-dessous :

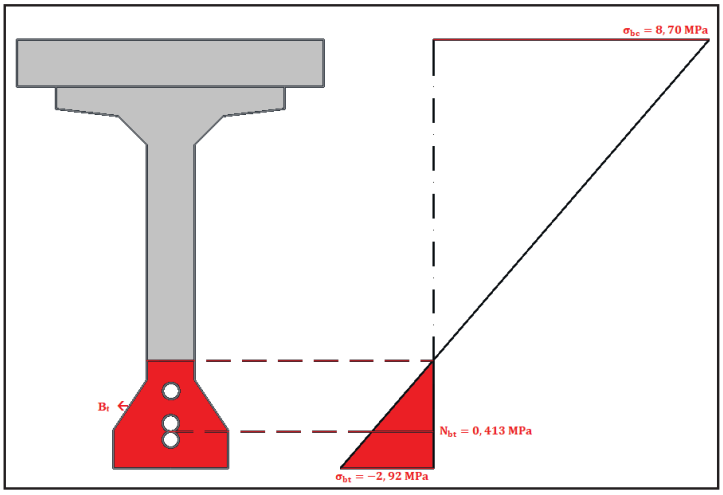


Figure VIII.7 : Diagramme des contraintes pour la zone la plus tendue.

❖ **Conclusion :**

On prend **4 HA20** (As = 12,57 cm^2) avec un espacement de **15 cm**.

VIII.9.6. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU :

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime consistent à vérifier :

- ✓ La non rupture des armatures transversales.
- ✓ Le non écrasement des bielles de béton.
- ✓ La vérification des contraintes normales.

➢ **Vérification à la non rupture des armatures transversales :**

La première étape consiste à déterminer l'angle **βu** que froment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, il est donné par :

$$\mathbf{tg\,2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}}\ \text{; avec } \boldsymbol{\beta \geq 30°} \qquad \text{(VIII.19)}$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_x}$, $\boldsymbol{\sigma_y}$ **:** Contraintes normales au niveau de G ; $\boldsymbol{\sigma_x = \frac{P}{B_n}}$

$\boldsymbol{\tau_u}$ **:** Contrainte tangentielle ultime ; $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_{u\,red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}}$.

Les résultats sont donnés ci-dessous :

Tableau VIII.25 : Détermination de l'angle β_u .

V_{ult}	1,50 *MN*	**B_n**	1,66 m^2
$V_{u\,red}$	1,17 *MN*	**σ_x**	3,40 *MPa*
S_n	0,51 m^3	**τ_u**	1,44 *MPa*
I_n	0,81 m^4	**β_u**	20,16°
b_n	0,52 *m*	**On prend : β_u= 30°**	

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

$$\frac{\mathbf{A_t} \times \mathbf{f_e}}{\mathbf{b_n} \times \mathbf{S_t} \times \boldsymbol{\gamma_s}} \geq \left[\boldsymbol{\tau_u} - \frac{\mathbf{f_{tj}}}{\mathbf{3}}\right] \times \mathbf{tg}\ \boldsymbol{\beta_u} \qquad \text{(VIII. 20)}$$

Avec :

$\mathbf{A_t}$ **:** Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales

$\mathbf{f_e}$ **:** Limite d'élasticité de l'acier

$\mathbf{b_n}$ **:** Largeur nette de la section d'appui

$\mathbf{S_t}$ **:** Espacement de deux cours d'armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre

$\boldsymbol{\gamma_s}$ = 1,15 pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Application Numérique : $\boxed{\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{3,027\ cm^2/m}}$

- **Minimum d'armatures transversales :**

Le minimum d'armatures transversales à disposer est donné par le rapport suivant :

$$\frac{\mathbf{A_t} \times \mathbf{f_e}}{\mathbf{S_t} \times \mathbf{b_n} \times \boldsymbol{\gamma_s}} \geq \mathbf{0,4\ MPa} \text{ Avec : } \boldsymbol{S_t \leq Min\{1m\ ;\ 0,8h\ ;\ 3b_0\}}$$

(**h** étant la hauteur totale de la poutre et $\mathbf{b_0}$ la largeur brute de l'âme).

Application Numérique : $\boxed{\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{4,738\ cm^2/m} \text{ Avec } \boldsymbol{S_t \leq 1m}}$

Nous retiendrons donc un **cadre HA 12** (At = 2,26 cm^2) avec un espacement constant S_t égal à : $S_t \leq \frac{2,26}{0,04738} = 47,6995$ cm **;** On prend $\mathbf{S_t}$ **= 45 cm.**

- **Vérification au non écrasement des bielles de béton :**

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure à la contrainte ultime du béton.

Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\boldsymbol{\tau_u = 1,44\ MPa} \leq \frac{\mathbf{f_{c28}}}{\mathbf{6}} = \frac{\mathbf{40}}{\mathbf{6}} = \mathbf{6,67\ MPa} \quad \textbf{(Contrainte Vérifiée)}.$$

- **Vérification des contraintes normales :**

On définit (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le **BPEL**), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constitué par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes, $\bar{\mathbf{S}}_\mathbf{u}\ (\bar{\mathbf{M}}_\mathbf{u}, \bar{\mathbf{N}}_\mathbf{u})$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N,M), et on définit une courbe fermée dite (courbe d'interaction effort normal – moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation S_u n'a pas atteint L'ELU, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_u\ (M_u, N_u)$ est bien à l'intérieur de ce domaine.

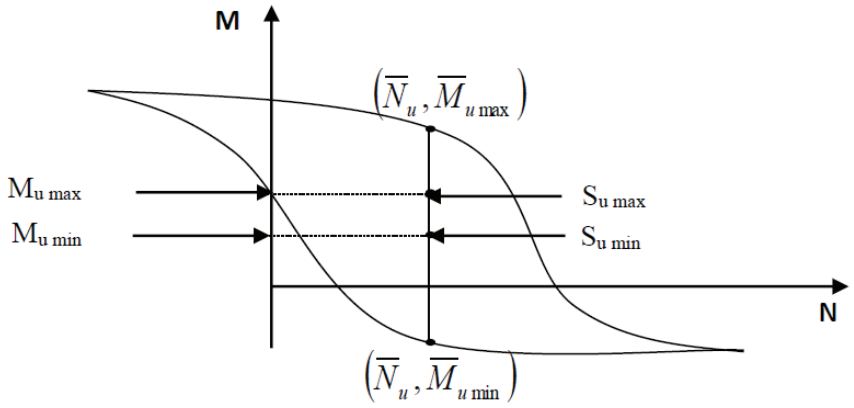


Figure VIII.8 : Diagramme d'interaction moment fléchissant-effort normal.

En admettant le diagramme des contraintes représenté ci-dessous :

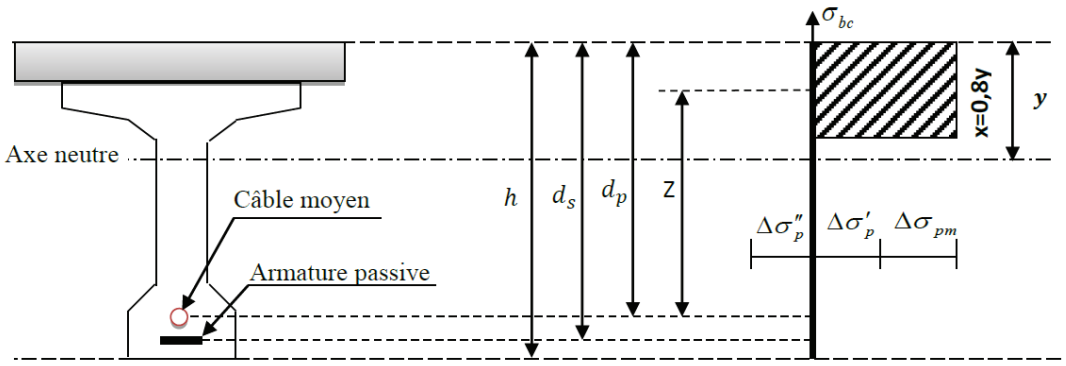


Figure VIII.9 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

Avec :

$\Delta\sigma_{pm}$: Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$: 1er complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformée du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$: 2eme complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

Et en suivant la démarche suivante :

- On fixe $\overline{\mathbf{N}}_\mathbf{u}$
- On détermine les deux moments résistant ultimes $(\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{u\,min}}, \overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{u\,max}})$ correspondants à N_u.
- On procède à la justification sur le moment M_u et on doit avoir :

$$\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{u\,min}} \leq \mathbf{M}_\mathbf{u} \leq \overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{u\,max}}$$

Les sollicitations à l'ELU sont :

- $\mathbf{N_u = B(x).\frac{0{,}85.f_{cj}}{\theta.\gamma_b} - A_p.\Delta\sigma_p - A_s\sigma_s}$
- $\mathbf{\overline{M}'_{u\,max} = B(x).\frac{0{,}85.f_{cj}}{\theta.\gamma_b}.Z + A_s(d_s - d_p).\sigma_s}$

Avec :

$\mathbf{A_p.\Delta\sigma_p}$ **:** Surtension de la précontrainte

$\mathbf{A_s\sigma_s}$ **:** Tension dans les armatures passives

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

On obtient alors les résultats mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII.26 : Données de calcul pour la vérification des contraintes normales à l'ELU.

h *(m)*	e_p *(m)*	d_s *(m)*	d_p *(m)*	A_p *(m^2)*	A_s *(m^2)*	N_u *(MN)*	$M_{u\ min}$ *(MN.m)*	$M_{u\ max}$ *(MN.m)*
2,25	1,18	2,22	1,98	0,0017	16,77	5,68	9,04	12,86

1ère itération :

Après calcul nous obtenons : $N_u = 10{,}44\ MN > \overline{N}_u = 5{,}68\ MN$

- Donc il faut pivoter le diagramme de déformation autour de A et $\varepsilon b < 3{,}5‰$

2ème itération :

On cherche la valeur de εb de telle sorte que $N_u = 5{,}68\ MN$

Nous obtenons donc pour $\varepsilon b = 1{,}6‰$:

$$N_u = 5{,}68\ MN = \overline{N}_u = 5{,}68\ MN$$
$$M_u = 12{,}86\ MN < \overline{M}_u = 16{,}71\ MN$$

- Donc le couple (N_u, M_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction et par conséquent les contraintes normales sont vérifiées.

Les détails du présent calcul se trouvent en annexe.

VIII.9.7. CALCUL JUSTIFICATIF EN SECTIONS PARTICULIERES :

Certaines zones du béton précontraint sont soumises à des efforts concentrés. Nous distinguons :

- Les zones d'ancrage des armatures de précontrainte (Zone d'About).
- Les zones d'application des réactions d'appui (Zone d'Appui).

VIII.9.7.1. Etude de la zone d'about :

La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'efforts dus à la transmission des réactions par l'appui, et a l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, composant ce qu'on appelle « Zone de régularisation » :

- Une zone de surface tendue.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement tendue.

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle ou les contraintes normales passent d'une **variation discontinue** à une **variation continue**.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce, c'est-à-dire : $\mathbf{L_r = h = 2m.}$

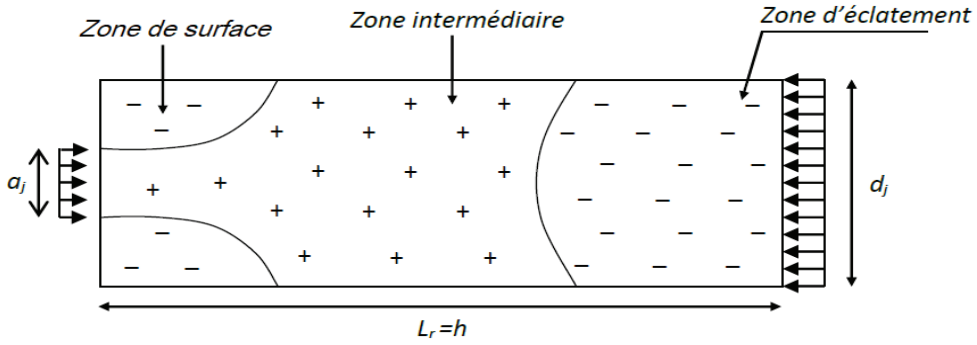


Figure VIII.10 : Zone de régularisation à l'aval des systèmes d'ancrage.

❖ **Zone de surface :**

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

$$\mathbf{A_s = 0,04 \times \frac{P_{j0}}{\sigma_s}} \qquad \text{(VIII. 21)}$$

Avec : $\mathbf{P_{j0} = P_0 - \Delta P = 2,18\ MN}$ et $\mathbf{\sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = 434,78\ MPa}$.

D'où : $\boxed{\mathbf{A_s = 2,00\ cm^2}}$ → On disposera d'un **cadre HA12** (As = 2,26 cm^2)

❖ **Effets d'éclatement :**

Contrainte de traction du béton :

La contrainte de traction du béton σ_{tj} doit vérifier :

$$\mathbf{\sigma_{tj} = 0,5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1,25 f_{tj}} \qquad \text{(VIII. 22)}$$

Avec :

$\mathbf{a_j}$ **:** dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ; $\mathbf{a = 0,22\ m}$
$\mathbf{d_j}$ **:** hauteur du prisme symétrique de niveau j
b : largeur de la poutre ; $\mathbf{b = 0,6\ m}$
$\mathbf{f_{tj}}$ **:** contrainte caractéristique de traction du béton à « j » jour ; $\mathbf{f_{tj} = 3\ MPa}$.

- **Détermination des dimensions du prisme :**

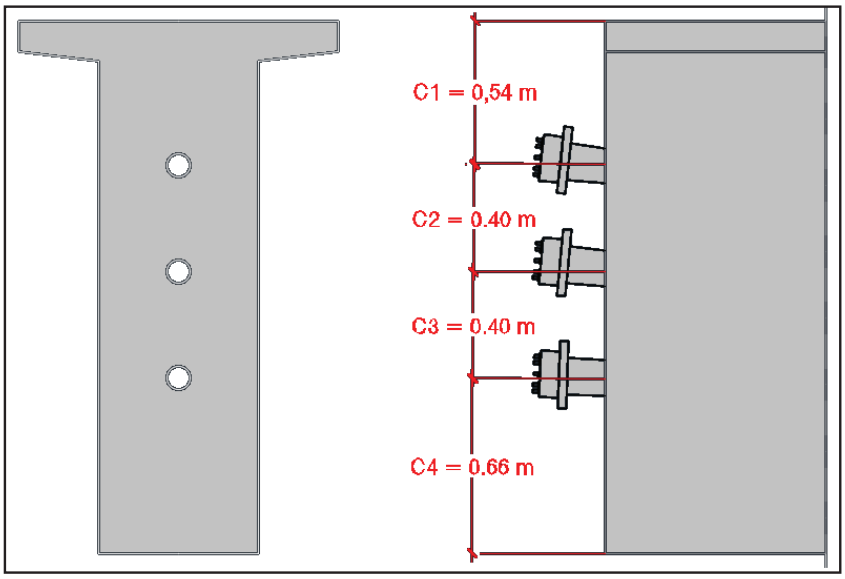


Figure VIII.11 : Dimensions du prisme.

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j :

d_1 = Min (2C1 ; C2) = Min (2 x 0,54 ; 0,40) = 0,40 m.

d_2 = Min (C2 ; C3) = Min (0,40 ; 0,40) = 0,40 m.

d_3 = Min (C3 ; 2C4) = Min (0,40 ; 2 x 0,66) = 0,40 m.

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII.27 : Vérification de la contrainte de traction.

j	d_j *(m)*	σ_{tj} *(MPa)*	1,25 f_{tj} *(MPa)*	Observation
1	0,40	2,04	3,75	**Contrainte vérifiée**
2	0,40	2,04	3,75	**Contrainte vérifiée**
3	0,40	2,04	3,75	**Contrainte vérifiée**

Contrainte de compression du béton :

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

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \qquad \text{(VIII. 23)}$$

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII.28 : Vérification de la contrainte de compression.

j	d_j *(m)*	σ_{mj} *(MPa)*	2/3 f_{cj} *(MPa)*	Observation
1	0,40	9,07	26,67	**Contrainte vérifiée**
2	0,40	9,07	26,67	**Contrainte vérifiée**
3	0,40	9,07	26,67	**Contrainte vérifiée**

Frettage d'éclatement :

La section de ferraillage est calculée comme suit :

$$A_e = Max \begin{cases} 0,25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{s\,lim}} \\ 0,15\frac{P_{j0}}{\sigma_{s\,lim}} \end{cases} \rightarrow \boxed{A_e = 7,51\ cm^2}$$

→ On disposera de **2 cadres HA16** (As = 8,04 cm^2)

Ces aciers sont à répartir sur une longueur **d = 60 cm** à l'aval des systèmes d'ancrage.

❖ Equilibre général de diffusion pure :

On calcule les contraintes qui existeraient à l'about si les principes de « Résistance des matériaux » s'appliquaient, qui sont données par :

$$\sigma = \frac{P}{S} \pm P \times e_0 \times \frac{v\,(v')}{I} \quad \text{et} \quad \tau_{max} = \frac{P \times \sin\alpha}{b_n \times z}$$

Pour cela nous considérons une section équivalente rectangulaire (60cm × 210cm) représentée ci-dessous :

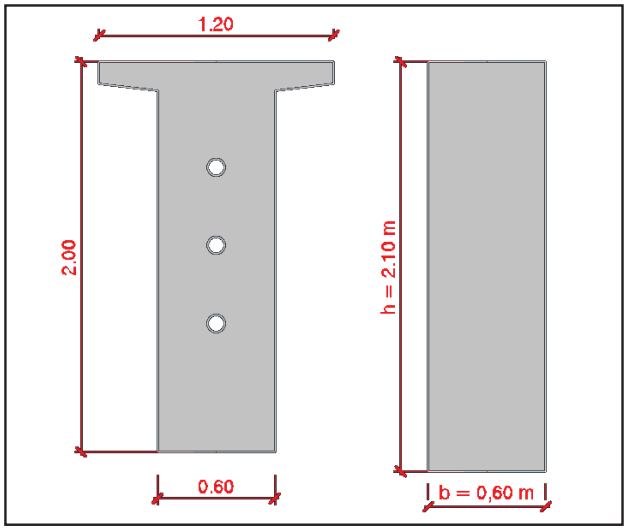


Figure VIII.12 : Section équivalente de la poutre.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.29 : Contraintes de compression et de cisaillement.

B *(m²)*	1,26
B_{eq} *(m²)*	1,26
b *(m)*	0,60
h_{eq} *(m)*	2,10
v *(m)*	1,05
v' *(m)*	1,05
I *(m⁴)*	0,466
e_0 *(m)*	-0,008

α_i *(°)*	P × cos α	P × sin α
1,89	2,176	0,071
3,58	2,173	0,135
4,52	2,171	0,171
Total	6,52	0,38

σ_{sup} *(MPa)*	5,29
σ_{inf} *(MPa)*	5,05
τ_{max} *(MPa)*	0,53

Calcul des sollicitations :

$$\mathbf{X} = \int \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{P_j}) \times \mathbf{b}\, \mathbf{dt} \qquad \text{(VIII. 24)}$$

Avec : $\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{P_j}) = \mathbf{5,29 - 0,11\ t}$ D'où : $\boxed{\mathbf{X(t) = 3,17\ t - 0,03\ t^2}}$

Et :

$$\mathbf{T} = \int \boldsymbol{\tau}(\mathbf{P_j}) \times \mathbf{b}\, \mathbf{dt} \qquad \text{(VIII. 25)}$$

Avec : $\boldsymbol{\tau}(\boldsymbol{P_j}) = \mathbf{0,47}\ \boldsymbol{t}\ (\mathbf{2,10} - \boldsymbol{t})$ D'où : $\boxed{\boldsymbol{T(t) = 0,30\ t^2 - 0,09\ t^3}}$

On peut alors calculer l'effort tranchant à chaque niveau d'ordonnée t (positive en descendant vers l'appui) :

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII.30 : Effort tranchant V_x en fonction de t.

t *(m)*	**V_x** *(MN)*
0	*0,00*
0,42	*-1,34*
0,66	*0,09*
0,94	*-0,78*
1,18	*0,65*
1,34	*0,16*
1,58	***1,60***
2,10	*0,00*

La vérification de la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\tau_{g\ max} \leq 1,5\ f_{tj}} \quad \text{avec :} \quad \boldsymbol{\tau_{g\ max} = \tau_d + \tau}$$

Où :

$\boldsymbol{\tau_d}$ **:** représente un cisaillement conventionnel égal à :

$$\boldsymbol{\tau_d} = \frac{\mathbf{2 \times V_x}}{\mathbf{b \times \ell_r}} = \frac{\mathbf{2 \times 1,60}}{\mathbf{0,60 \times 2\ ,10}} = \mathbf{2,54\ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau}$ **:** représente le cisaillement le plus défavorable dû à l'ensemble des sollicitations calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\tau = 0,47\ t\ (2,10 - t) = 0,47\ \times 1,58\ (2,10 - 1,58) = 0,39\ MPa}$$

D'où :

$\tau_{g\ max} = \tau_d + \tau = 2,54 + 0,39 = \mathbf{2,93\ MPa} \leq 1,5\ f_{tj} = 1,5 \times 3 = \mathbf{4,5\ MPa}$

(Contrainte vérifiée).

Armatures transversales :

Elles sont calculées par : $\mathbf{A_s} = \frac{\mathbf{V_{xe\ max} - N_{tc}}}{\boldsymbol{\sigma_s}}$ et distribuées sur une longueur 2/3 ℓ_r à partir de la surface d'about.

Où :

$\mathbf{N_{tc}}$ **:** Effort normal égal à :

$$\mathbf{N_{tc} = P_h - T = 0,38 - (0,30\ \times 1,58^2 - 0,09 \times 1,58^3) = 0,00594\ MN}$$

$\mathbf{V_{xe\ max}}$ **:** Effort tranchant max calculé comme suit :

$$\mathbf{V_{xe\ max} = V_{x\ max} \times \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3 \times \tau_{d\ max}}\right)^2\right] = 1,60 \times \left[1 - \left(\frac{3}{3 \times 2,54}\right)^2\right] = 1,35\ MN}$$

On aura donc :

$$\mathbf{A_s = \frac{V_{xe\ max} - N_{tc}}{\frac{2}{3} \times f_e} = \frac{1,35 - 0,00594}{434,78} \rightarrow \boxed{A_s = 30,82\ cm^2}}$$

Tableau récapitulatif :

Tableau VIII.31 : Récapitulation du ferraillage de la zone d'about.

Nature	Section minimale *(cm²)*	Répartition
A_s	**2,00**	Près de la surface d'about.
A_e	**7,51**	sur **60 cm** à partir de l'about
A_c	30,82 – 2,00 – 7,51 = **21,31**	**4 cadres HA20** sur **1,33 m** à partir de l'about

VIII.9.7.2. Etude de la zone d'appui :

Cette zone est soumise à des forces concentrées dues aux réactions d'appui et à l'ancrage des armatures de précontrainte.

Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur.

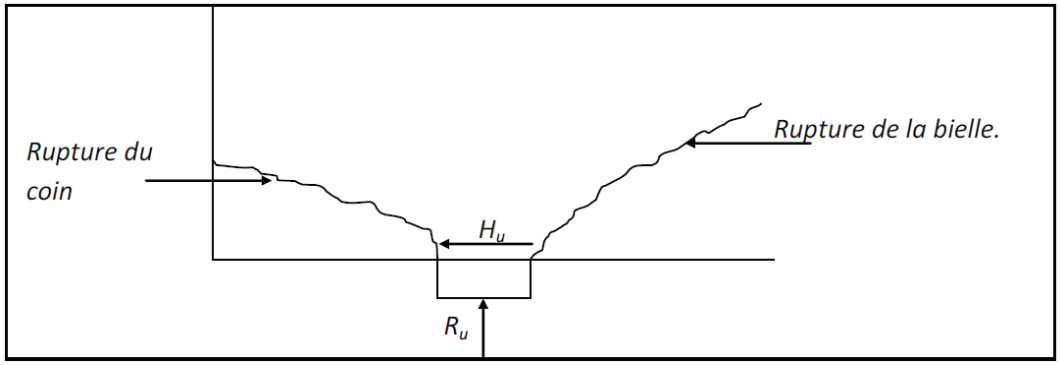


Figure VIII.13 : Rupture de la bielle et du coin inférieur.

❖ **Justification de la bielle d'about :**

L'appui transmet au béton une réaction verticale R_u et une réaction horizontale H_u. Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte $\sum P_i \sin \alpha_i$ et $\sum P_i \cos \alpha_i$.

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison θ dépasse l'angle d'application β_u donnée par la formule :

$$\mathbf{tg\ 2\beta_u = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}} \quad \text{avec :} \quad \mathbf{\sigma_{yu} = 0} \qquad \text{(VIII.26)}$$

donc : $\mathbf{tg\ 2\beta_u = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_{xu}}}$

La condition à vérifier : $\boxed{\boldsymbol{\theta \leq \beta_u}}$

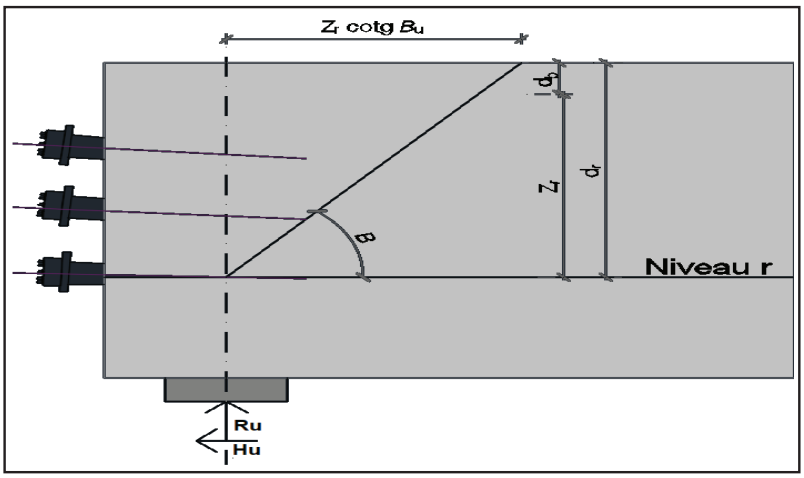


Figure VIII.14 : Représentation de la bielle d'about.

Le calcul consiste en premier lieu à rechercher le rang **r** des câbles nécessaire pour reprendre l'effort de la bielle avec un angle inférieur à β_u ; ce rang **r** existe si :

$$\sum \bar{P}_i \times \cos \alpha_i - H_u \geq \left(R_u - \sum \bar{P}_i \times \sin \alpha_i\right) \times \text{cotg}\, \beta_u \qquad \text{(VIII. 27)}$$

Avec :

$\bar{P}_i$ **:** Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite ;

$$\bar{P}_i = \text{Min}\left\{1,2\, P_0 ; \frac{f_{prg} \times A_p}{1,15}\right\}$$

α_i **:** Inclinaison sur l'horizontale du câble de rang i ;

R_u **:** Composante verticale de la réaction d'appui ;

H_u **:** Composante horizontale de la réaction d'appui ;

β_u **:** Défini précédemment, nous le prenons égal à 30° **(Recommandation)**.

Application numérique :

$\sum \bar{P}_i \times \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \times \sin \alpha_i) \times \text{cotg}\, \beta_u \rightarrow 6{,}81 \geq 1{,}91$ **(Vérifiée)**

La condition est vérifiée, on peut donc dire que **r** existe.

En commençant par le câble **1** :

$tg\, \theta_1 = 0{,}64 \rightarrow \theta_1 = 32{,}70° > \beta_u = 30° \rightarrow$ **(Non vérifiée)**.

$tg\, \theta_1 = 0{,}28 \rightarrow \theta_1 = 15{,}86° < \beta_u = 30° \rightarrow \boxed{r = 2}$

On a : $Z_r = d_r - d_b$

Avec :

d_r **:** la distance à l'extrados du câble de rang r au droit de l'axe de l'appui ; $d_r = 0{,}94$ m

d_b **:** la distance à l'extrados de la résultante de compression du béton, que l'on peut prendre égale à h/10 ; $d_b = 0{,}2$ m.

D'où : $\mathbf{Z_r = d_r - d_b = 0,94 - 0,2 = 0,74\ m}$

Et : $\mathbf{Z = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 2 = 1,33\ m}$

Comme l'on a $\mathbf{Z_r = 0,74\ m < Z = 1,33\ m}$; la section d'acier transversal déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant doit être majorée par le rapport $\mathbf{Z/Z_r}$:

$$\mathbf{(1,33 / 0,74) \times 0,047 = 0,085\ cm^2/m}$$

Cette section sera appliquée sur une longueur :

$$\mathbf{Z_r \times cotg\ \beta_u = 1,14 \times cotg\ 30 = 1,28\ m}$$

❖ **Equilibre du coin inférieur :**

Sous l'effet de la réaction verticale et des forces de précontraintes il y a un risque de rupture du coin inférieur.

Nous devons s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de rupture du coin inférieur en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\frac{\mathbf{A_e \times f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}} \geq \boldsymbol{\lambda} \times (\mathbf{R_u - F_{V\,lim}}) + \mathbf{H_u - F_{H\,lim}} \qquad \text{(VIII. 28)}$$

Avec :

$\mathbf{A_e}$ **:** Section des aciers de couture (notre inconnue) ;

$\mathbf{R_u}$ **:** Composante verticale de la réaction d'appui ; $\mathbf{R_u = 1,50\ MN}$

$\mathbf{H_u}$ **:** Composante horizontale de la réaction d'appui ; $\mathbf{H_u = 0,0744\ MN}$

$\mathbf{F_{V\,lim}}$ **:** Composante verticale de la force de précontrainte arrêtée dans le coin ;

$\mathbf{F_{H\,lim}}$ **:** Composante horizontale de cette même force ;

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{\text{cotg}\,\varphi - \text{tg}\,\theta}{1 + \text{cotg}\,\varphi \times \text{tg}\,\theta} = \frac{1,5 - \text{tg}\,\theta}{1 + 1,5 \times \text{tg}\,\theta}$$

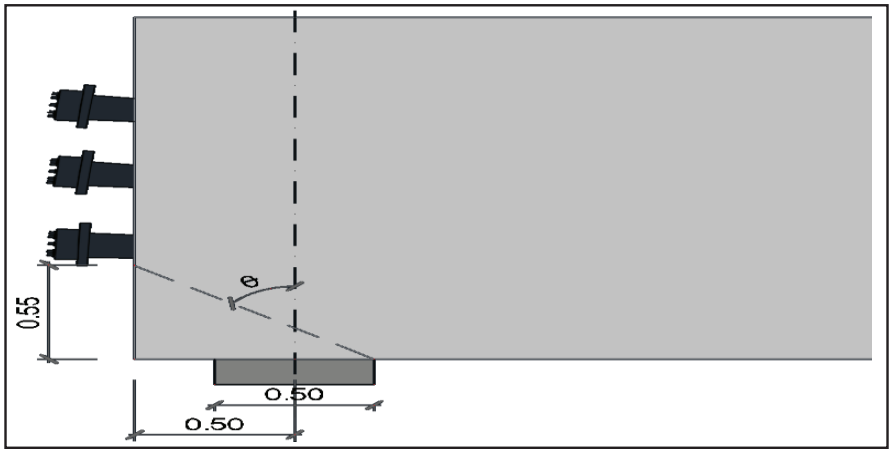


Figure VIII.15 : Représentation du coin inférieur.

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII.32 : Equilibre du coin inférieur.

Plan de rupture	tg θ	λ	F_V	F_H	$\frac{A_e \times f_e}{\gamma_s}$	A_e
AC1	1,36	0,04	0	0	0,14	0,000326
AC2	0,77	0,33	0,08	2,61	-2,00	0,00
AC3	0,55	0,51	0,24	5,22	-4,24	0,00

Calcul de la section d'acier minimale (Armature de couture) :

Il y a lieu de mettre en place une section minimale d'aciers passifs longitudinaux assurant la couture du coin inférieur :

$$\mathbf{tg\ \emptyset = \frac{2}{3} = \frac{0{,}55}{x} \quad \rightarrow \quad x = 0{,}825\ m > 0{,}75\ m}$$

Nous avons :

$$\mathbf{A_{emin} = \frac{0{,}04 \times R_u}{\sigma_s} \times (5 - 4k) \quad avec \quad 0 \leq k \leq 1}$$

Le cas le plus défavorable correspond à une valeur nulle de k ($\mathbf{k = 0}$) ; d'où :

$\boxed{\mathbf{A_{emin} = 6{,}92\ cm^2}}$ → On prend **4 HA16** (As = 8,04 cm^2)

Ci-dessous le schéma général du ferraillage de la poutre :

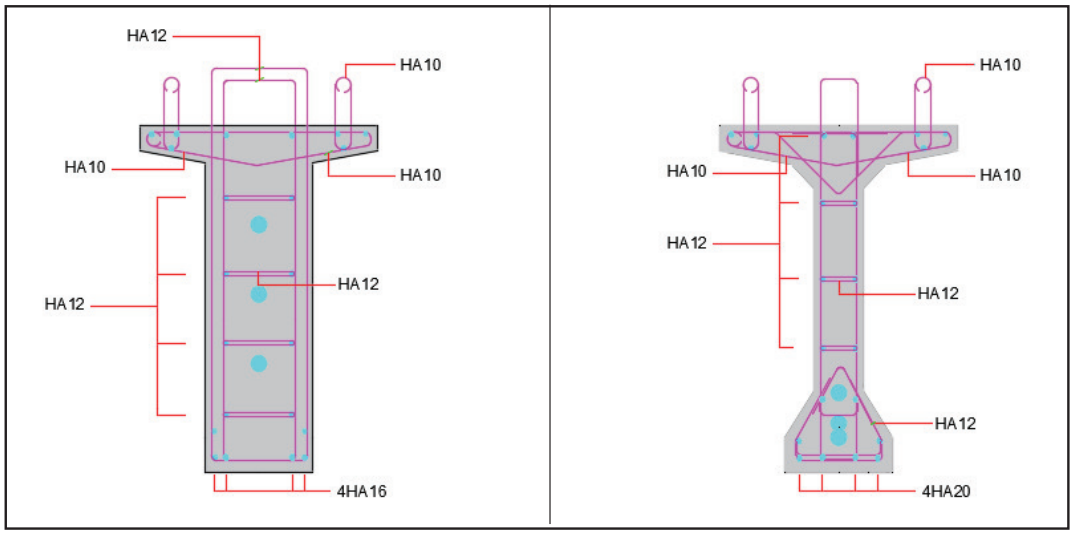


Figure VIII.16 : Schéma général du ferraillage de la poutre.

VIII.10. CONCLUSION :

L'étude de la précontrainte, nous a permis tout d'abord de déterminer le câblage, mais également de vérifier que ce dernier satisfait bien la vérification des contraintes tant sur les sections courantes que sur les sections particulières.

Les poutres sont ensuite surmontées par une dalle qui permet le placement des équipements sur le tablier, ces dernières seront traitées dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IX

ETUDE DE LA DALLE

IX.1. INTRODUCTION :

Une dalle est un élément d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, elle est chargée perpendiculairement à son plan moyen. La dalle d'un pont à poutres est souvent connue sous le nom d'**hourdis**. Elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement + chape d'étanchéité), ainsi que les surcharges, et transmettre ces dernières aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la répartition transversale des efforts faisant naitre une flexion globale (ou générale), déterminée via la méthode de **Guyon-Massonnet**. L'hourdis supporte en plus de la flexion globale, une flexion dite locale.

IX.2. ETUDE MANUELLE DE LA FLEXION DE LA DALLE :

IX.2.1. FLEXION GLOBALE :

D'après Guyon-Massonnet les moments fléchissants sont donnés par la formule suivante :

$$\mathbf{M_y = b \sum \mu_n \times q_n \times \sin(\frac{n.\pi.x}{lc})} \qquad \text{(IX.1)}$$

Avec :

b : la demie largeur active
x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale
$\boldsymbol{\mu_n}$ **:** Coefficient de répartition

Pour un calcul manuel, on peut se contenter des deux premiers termes (1 ; 3)

$$\mathbf{M_y = P_m \times b \times [\mu_1(\theta 1) - \mu_3(\theta 3)]} \qquad \text{(IX.2)}$$

Paramètres de calcul :

$$\mathbf{b = 7{,}245\ m \ ; \ \theta 1 = 0{,}79 \ ; \ \theta 3 = 3 \times \theta 1 = 2{,}37 \ ; \ \alpha = 0{,}14}$$

Pour un calcul rigoureux de $\boldsymbol{\mu}$ on utilisera les formules d'interpolation de **Sattler** :

$\mu\alpha = \mu\ 0 + (\mu\ 1 - \mu\ 0)\ \alpha^{0,05}$	**Si**	$0 \leq \theta \leq 0{,}1$
$\mu\alpha = \mu\ 0 + (\mu\ 1 - \mu\ 0)\ \alpha^{\beta}$	**Si**	$0{,}1 \leq \theta \leq 1$
$\mu\alpha = \mu\ 0 + (\mu\ 1 - \mu\ 0)\ \sqrt{\alpha}$	**Si**	$\theta \geq 1$

Les paramètres **θ1** et **θ3** calculés ne figurent pas dans les tableaux de Guyon-Massonnet, donc on doit faire une interpolation pour trouver leurs valeurs.

Après ça, on trace les lignes d'influence du coefficient $\boldsymbol{\mu_\alpha}$ (via AutoCAD) pour **y = 0**, le cas le plus défavorable donnant les valeurs maximales positives et négatives.

- **Cas des charges concentrées :**
  $\boldsymbol{\mu_{\alpha\ max} = \sum Y_{i\ max}}$ avec : **Yi :** Ordonnée de la charge Pi.
- **Cas des charges réparties :**
  $\boldsymbol{\mu_{\alpha\ max} = \Omega_{max}}$ avec : **Ω :** Aire limitée par les extrémités du chargement.

Détermination de P_m :

P_m est défini selon le cas de charge :

- **Charge uniformément répartie q :** $P_m = \frac{4 \times q}{\pi}$

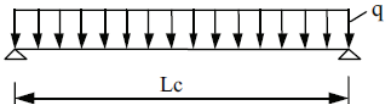


Figure IX.1 : charge uniformément répartie.

- **Charge concentrée P :** $P_m = \frac{2}{Lc} \sum Pi \times \sin \frac{\pi.di}{Lc}$

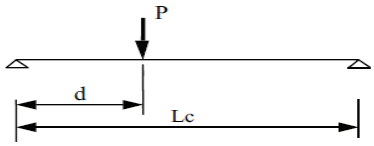


Figure IX.2 : charge concentrée.

- **Charge uniformément répartie sur une longueur 2c :** $P_m = \frac{4 \times q}{\pi} \sin \frac{\pi \times C}{Lc} \sin \frac{\pi \times d}{Lc}$

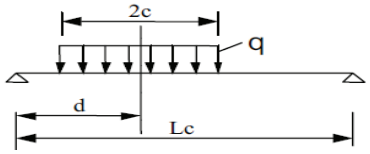


Figure IX.3 : charge uniformément répartie sur une longueur.

N.B : Les moments dus aux surcharges : $\mathbf{B_C}$, $\mathbf{B_t}$ et **Mc120** seront multipliés par le **coefficient de majoration dynamique** correspondant ainsi que par les coefficients **bc** et **bt** pour les deux premières surcharges.

Les résultats de calcul se trouvent en annexe.

IX.2.2. FLEXION LOCALE :

L'étude de la flexion locale fait appel aux abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments fléchissants au centre d'une dalle rectangulaire, simplement appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque.

IX.2.2.1. Caractéristiques de l'hourdis :

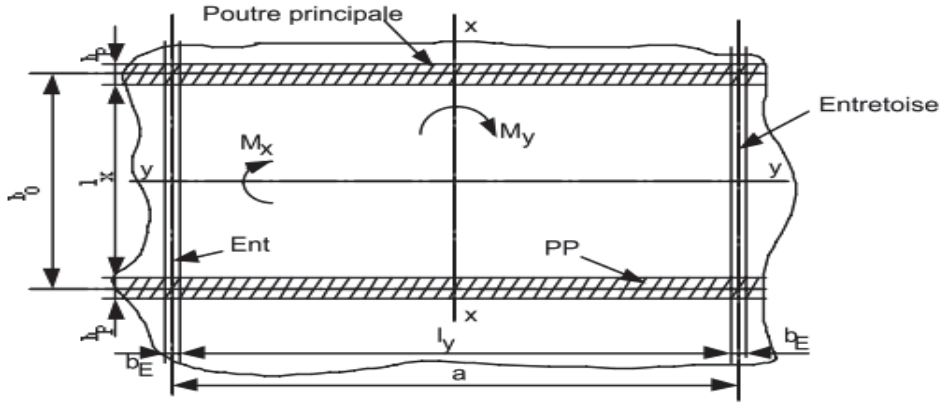


Figure IX.4 : Notation des différentes dimensions du modèle de calcul.

b_0 : Entraxe des poutres ; **b_0 = 1,61 m**
a : Entraxe des entretoises ; **a = 0,39 m**
b_p : Epaisseur de l'âme ; **b_p = 0,25 m**
b_E : Epaisseur de l'entretoise ; **b_E = 0,50 m**

Nous avons, par convention : $\mathbf{l_x < l_y}$; Avec :

$\mathbf{l_x} = b_0 - b_p = \mathbf{1,36\ m}$ et $\mathbf{l_y} = a - b_E = \mathbf{38,50\ m}$ d'où : $\boldsymbol{\rho} = \frac{lx}{ly} = \frac{1,36}{38,5} = \mathbf{0,035 < 0,4}$

Donc la dalle est considérée portante dans une seule direction vis-à-vis des charges uniformément réparties et portante dans les deux sens vis-à-vis des charges concentrées.

L'hourdis est calculé sous l'effet des :

- Charges permanentes (Poids de l'hourdis + revêtement + étanchéité)
- Surcharge roulantes et militaires

Dans les dalles continues, les moments au milieu des travées Mt_x et Mt_y peuvent être réduits de 20% et les moments sur appuis sont évalués à 50% du moment M_{0x}. Ces calculs doivent être effectués pour chaque type de charge.

IX.2.2.2. Moments dus aux charges permanentes :

L'hourdis sera calculé comme une poutre de 1 m de largeur et de longueur égale à l_x.

Nous avons : $$\mathbf{M_{0x}= \frac{Gper \times lx^2}{8}} \quad \text{(IX. 3)}$$

Avec : $G_{per} = G_{hourdis} + G_{revêtement} + G_{étanchéité} = 0,625 + 0,192 + 0,024 =$ **0,841 t/m**

D'où : $$\mathbf{M_{0x}= \frac{0,814 \times 1,36^2}{8} = 0,188 \text{ t.m/m}}$$

<u>À mi- travée</u> : $M_{0t} = 0,8 \times M_{0x} = 0,15$ t.m/m

<u>Sur appui</u> : $M_{0a} = - 0,5 \times M_{0x} = - 0.09$ t.m/m

IX.2.2.3. Moments dus aux surcharges « A(l) » :

Le moment du à la surcharge A(l) est donné par :

$$\mathbf{M_{0x}= \frac{Q \times lx^2}{8}} \quad \text{(IX.4)}$$

Avec : $Q = A(l) \times a_1 \times a_2$

D'où : $$\mathbf{M_{0x}= \frac{0,841 \times 1,36^2}{8} = 0,194 \text{ t.m/m}}$$

<u>À mi- travée</u> : $M_{0t} = 0,8 \times M_{0x} = 0,155$ t.m/m

<u>Sur appui</u> : $M_{0a} = - 0,5 \times M_{0x} = - 0,097$ t.m/m

IX.2.2.4. Moments dus au système des charges « B » :

Les abaques de **THENOZ** donnent directement les valeurs des moments fléchissants sous l'effet des charges réglementaires pour les valeurs de ($a \geq 2m$) et nous avons dans notre cas : **a = 1.36 m** qui ne figure pas dans les abaques donc on prend : **a = 2 m**.

On définit :

Ma : Moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée, ce moment est dit «transversal».

Mb : Moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée, ce moment est dit «longitudinal».

E = $\frac{1}{2}$ × hauteur de la dalle + $\frac{3}{4}$ × hauteur du revêtement = **0,185 m**

<u>Moments dus aux surcharges B_C</u> :

- **Coefficient de majoration dynamique :**

L = inf **[**sup (entraxe des poutres de rive ; largeur roulable) **;** portée de la poutre**]** = 13 m

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de coté 13 m ; $G = G_{hourdis} + G_{revêtement} + G_{étanchéité} = 142,13$ t

S = 192 t

D'où : $$\mathbf{\delta_{Bc}= 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 13} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{142,13}{192}} = 1,263}$$

- **Calcul des Moments (longitudinal et transversal) :**

Les moments Ma et Mb sont calculés comme suit :

$$\mathbf{Ma = M_{tran} \times bc \times \delta_{bc}} \quad ; \quad \mathbf{Mb = M_{long} \times bc \times \delta_{bc}} \quad \text{(IX.5)}$$

Tableau IX.1 : Calcul de Ma et Mb sous B_C.

	a *(m)*	b *(m)*	E *(m)*	Abaque	δ_{Bc}	bc	M *(t.m/m)*	Mb *(t.m/m)*	Ma *(t.m/m)*
Sens long.	2	infini (38,5)	0,185	N°25	1,263	0,8	1,23	1,243	/
Sens trans.	2	infini (38,5)	0,185	N°09	1,263	0,8	2.47	/	2,495

Sur appui :
$M_{ba} = - 0,5 \times Mb = - 0,62$ t.m/m
$M_{aa} = - 0,5 \times Ma = - 1,24$ t.m/m

À mi- travée :
$M_{bt} = 0,8 \times Mb = 0,99$ t.m/m
$M_{at} = 0,8 \times Ma = 1,99$ t.m/m

Moments dus aux surcharges B_t :

- **Coefficient de majoration dynamique : $\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times 13} + \frac{0,6}{1+4\times\frac{142,13}{76,8}} = 1,183$**
- **Calcul des Moments (longitudinal et transversal) :**

Les moments Ma et Mb sont calculés comme suit :

$$\mathbf{Ma = M_{tran} \times bt \times \delta_{bt}} \quad ; \quad \mathbf{Mb = M_{long} \times bt \times \delta_{bt}} \qquad (IX.6)$$

Tableau IX.2 : Calcul de Ma et Mb sous B_t.

	a *(m)*	b *(m)*	E *(m)*	Abaque	δ_{Bt}	bt	M *(t.m/m)*	Mb *(t.m/m)*	Ma *(t.m/m)*
Sens long.	2	infini (38,5)	0,185	N°15	1,183	1,2	1,10	1,561	/
Sens trans.	2	infini (38,5)	0,185	N°10	1,183	1,2	2.34	/	3,321

Sur appui :
$M_{ba} = - 0,5 \times Mb = - 0,78$ t.m/m
$M_{aa} = - 0,5 \times Ma = - 1,66$ t.m/m

À mi- travée :
$M_{bt} = 0,8 \times Mb = 1,24$ t.m/m
$M_{at} = 0,8 \times Ma = 2,65$ t.m/m

Moments dus aux surcharges B_r :

- **Coefficient de majoration dynamique : $\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times 13} + \frac{0,6}{1+4\times\frac{142,13}{10}} = 1,121$**
- **Calcul des Moments (longitudinal et transversal) :**

Les moments Ma et Mb sont calculés comme suit :

$$\mathbf{Ma = M_{tran} \times \delta_{br}} \quad ; \quad \mathbf{Mb = M_{long} \times \delta_{br}} \qquad (IX.7)$$

Tableau IX.3 : Calcul de Ma et Mb sous B_r.

	a *(m)*	b *(m)*	E *(m)*	Abaque	δ_{Br}	M *(t.m/m)*	Mb *(t.m/m)*	Ma *(t.m/m)*
Sens long.	2	infini (38,5)	0,185	N°20	1,121	1,13	1,266	/
Sens trans.	2	infini (38,5)	0,185	N°30	1,121	1.63	/	1,827

Sur appui :
$M_{ba} = - 0,5 \times Mb = - 0,63$ t.m/m
$M_{aa} = - 0,5 \times Ma = - 0,91$ t.m/m

À mi- travée :
$M_{bt} = 0,8 \times Mb = 1,01$ t.m/m
$M_{at} = 0,8 \times Ma = 1,46$ t.m/m

IX.2.2.5. Moments dus aux systèmes de charges militaires :

Moments dus aux surcharges Mc120 :

- **Coefficient de majoration dynamique : $\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times 13} + \frac{0,6}{1+4\times\frac{142,13}{110}} = 1,227$**
- **Calcul du Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant est calculé comme suit :

$$\mathbf{Ma = M_a \times \delta_{Mc}} \qquad \text{(IX.8)}$$

En utilisant **l'Abaque N°35**, et les données : **E = 0,185 m** ; **a = 2 m** ; **b = infini (38,5)**

On trouve les résultats suivants :

$$\mathbf{M_a = 2,75\ t.m/m \rightarrow Ma = 2,75 \times 1,227 = 3,37\ t.m/m}$$

<u>À mi- travée</u> : $M_{at} = 0,8 \times Ma = 2,69$ t.m/m

<u>Sur appui</u> : $M_{aa} = -0,5 \times Ma = -1,68$ t.m/m

<u>Moments dus aux surcharges D240</u> :

Le convoi D240 est une charge uniformément repartie sur un rectangle (U×V) au milieu de la dalle. Cependant, en raison de l'inexistence de la valeur correspondante dans les abaques de THENOZ, nous supposerons dans notre calcul qu'elle est uniformément répartie sur toute la surface.

Nous avons : $\mathbf{Q = \frac{P}{U\times V} = \frac{240}{3,2\times 18,6} = 4,03\ t/m^2}$

D'où : $\mathbf{M_{0x} = \frac{Q \times lx^2}{8} = \frac{4,03 \times 1,36^2}{8} = 0,931\ (t.m/m)}$

IX.2.3. TABLEAU RECAPITULATIF :

Ci-dessous un tableau récapitulatif des moments obtenus manuellement au niveau de la dalle sous différentes combinaisons :

Tableau IX.4 : Moments fléchissants manuels sur la dalle à l'ELS.

COMBINAISONS DE CHARGES		Sur appui		En travée	
		Mxx *(t.m)*	Myy *(t.m)*	Mxx *(t.m)*	Myy *(t.m)*
ELS	G + 1,2 × (A(l) + S_t)	-3,28	-1,09	5,243	1,75
	G + 1,2 × (B_C + S_t)	-4 ,7	-1,57	7,53	2,51
	G + Mc 120	-4,24	-1,41	6,78	2,26
	G + D 240	-5,33	-1,77	8,54	2,85

IX.2.4. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

IX.2.4.1. Effort tranchant dû aux charges permanentes :

Nous avons : $\mathbf{G_{per} = 0,817\ t/m}$

D'où : $\mathbf{T_G = \frac{G \times Lx}{2} \rightarrow T_G = \frac{0,817 \times 1,36}{2} = 0,55\ t}$

IX.2.4.2. Effort tranchant dû aux surcharges « A(l) » :

Nous avons : $\mathbf{Q = A(l) \times a_1 \times a_2 = 0,814\ t/m}$

D'où : $\mathbf{T_G = \frac{Q \times Lx}{2} \rightarrow T_G = \frac{0,814 \times 1,36}{2} = 0,55\ t}$

IX.2.4.3. Effort tranchant dû aux surcharges « B » :

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sur le bord de la dalle par unité de longueur sont égales à :

1er cas : **u > u**

- Au milieu de v (dans le sens de xx) : $\mathbf{T_{ap_x} = \frac{P}{3 \times U}}$
- Au milieu de u (dans le sens de yy) : $\mathbf{T_{ap_y} = \frac{P}{2 \times U + V}}$

2ème cas : **u < v**

- Au milieu de v (dans le sens de xx) : $\mathbf{T_{ap_x} = \frac{P}{2 \times V + U}}$
- Au milieu de u (dans le sens de yy) : $\mathbf{T_{ap_y} = \frac{P}{3 \times V}}$

IX.2.4.3.1. Effort tranchant dû à la surcharge B_C :

Nous avons :

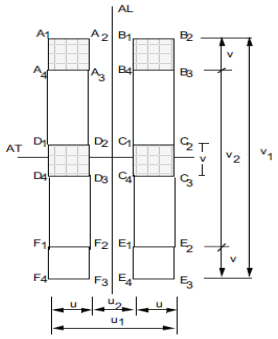
$$\mathbf{P = u \times v \times \frac{6}{0{,}25 \times 0{,}25}} \qquad \text{(IX.9)}$$

Avec :

U = u + 2E

V = v + 2E

Les résultats obtenus sont résumés dans le **Tableau IX.5** Ci-dessous :



$$(A_1,A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4)+(C_1,C_2,C_3,C_4)+(D_1,D_2,D_3,D_4) \cong \frac{1}{2}[(A_1,B_2,E_3,F_4)-(A_2,B_1,E_4,F_3)-(A_4,B_3,E_2,F_1)+(A_3,B_4,E_1,F_4)] + (D_1,C_2,C_3,D_4) - (D_2,C_1,C_4,D_3)$$

Figure IX.5 : Etude de l'effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe (B_C).

Tableau IX.5 : Effort tranchant dû à la surcharge B_C.

Effets	u	U *(m)*	v	V *(m)*	P	Tu	Tv
(A1,B2,E3,F4)	0,75	1,12	3,25	3,62	234	21,77	28,26
(A2,B1,E4,F3)	0,25	0,62	3,25	3,62	78	7,25	10,02
(A4,B3,E2,F1)	0,75	1,12	2,75	3,12	198	21,36	26,41
(A3,B4,E1,F2)	0,25	0,62	2,75	3,12	66	7,12	9,71
(D1,C2,C3,D4)	0,75	1,12	0,25	0,62	18	6,35	5,40
(D2,C1,C4,D3)	0,25	0,62	0,25	0,62	6	3,25	3,22
Sollicitations réelles						**3,22**	**2,9**

Les valeurs obtenues sont multipliées par les coefficients : **bc = 0,8** et δ_{Bc} **= 1,263**.

IX.2.4.3.2. Effort tranchant dû à la surcharge B_T :

Nous avons :

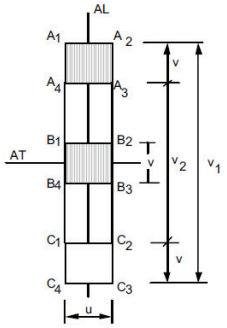
$$\mathbf{P = u \times v \times \frac{6}{0{,}6 \times 0{,}25}} \qquad \text{(IX.10)}$$

Avec :

U = u + 2E

V = v + 2E

Les résultats obtenus sont résumés dans le **Tableau IX.6** Ci-dessous :



$$(A_1,A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4) \cong \frac{1}{2}[(A_1,A_2,C_3,C_4)-(A_4,A_3,C_2,C_1)]+(B_1,B_2,B_3,B_4)$$

Figure IX.6 : Etude de l'effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe (B_T).

Tableau IX.6 : Effort tranchant dû aux surcharges B_T.

Effets	u	U *(m)*	v	V *(m)*	P	Tu	Tv
(A1,A2,C3,C4)	0,6	0,97	2,95	3,32	94,4	13,45	19,5
(A4,A3,C2,C1)	0,6	0,97	2,45	2,82	78,4	13,15	16,84
(B1,B2,B3,B4)	0,6	0,97	0,25	0,62	8	4,43	3,9
Sollicitations réelles						**4,58**	**5,23**

Les valeurs obtenues sont multipliées par les coefficients : **bt = 1,2** et δ_{Bt} **= 1,183**.

IX.2.4.3.3. Effort tranchant dû à la surcharge B_r :

Nous avons : U = u + 2E = 0,6 + 2 × 0,185 = 0,97 m
V = v + 2E = 0,3 + 2 × 0,185 = 0,67 m

Et : δ_{Br} = 1,121 ; **P =** 10 t

Avec : **U > V**

D'où :

$$\mathbf{Tu = \frac{P \times \delta_{Br}}{2 \times U + V} = \frac{10 \times 1{,}121}{2 \times 0{,}97 + 0{,}67} = 4{,}29\ t} \quad ; \quad \mathbf{Tv = \frac{P \times \delta_{Br}}{3 \times U} = \frac{10 \times 1{,}121}{3 \times 0{,}97} = 3{,}85\ t}$$

IX.2.4.4. Effort tranchant dû aux charges militaires :

IX.2.4.4.1. Effort tranchant dû à la surcharge Mc 120 :

Nous avons : U = u + 2E = 1 + 2 × 0,185 = 1,36 m
V = v + 2E = 6,1 + 2 × 0,185 = 6,47 m

Et : δ_{Mc} = 1,227 ; **P =** 55 t

Avec : **U < V**

D'où :

$$\mathbf{Tu = \frac{P \times \delta_{Mc}}{3 \times V} = \frac{55 \times 1{,}227}{3 \times 6{,}47} = 3{,}47\ t} \quad ; \quad \mathbf{Tv = \frac{P}{2 \times V + U} = \frac{55 \times 1{,}227}{2 \times 6{,}47 + 1{,}36} = 4{,}74\ t}$$

IX.2.4.4.2. Effort tranchant dû à la surcharge D 240 :

Nous avons : U = 1,36m
V = b' + 2E = 18,6 + 2 × 0,185 = 18,97 m

Et : **P =** 4,03 × 1,36 × 18,6 = 101,94 t

Avec : **U < V**

D'où :

$$\mathbf{Tu = \frac{P}{3 \times V} = \frac{101{,}94}{3 \times 18{,}97} = 1{,}79\ t} \quad ; \quad \mathbf{Tv = \frac{P}{2 \times V + u} = \frac{101{,}94}{2 \times 18{,}97 + 1{,}36} = 2{,}59\ t}$$

IX.2.5. ARMATURES TRANSVERSALES

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente τ_u est t.q : $\tau_u = \frac{T}{b \times d} < 0{,}07 \times \frac{fc28}{\gamma b}$

Avec :

T : Valeur de l'effort tranchant à l'ELU
d : Hauteur utile de l'hourdis
b = 100 cm.

Nous aurons : τ_u = 0,31 Mpa < 0,07 × $\frac{40}{1,5}$ = 1,86 Mpa → **Pas d'armature d'âme**.

IX.3. ETUDE AUTOMATIQUE ET COMPARAISON DES RESULTATS :

La dalle présente une largeur de 14,30m et une épaisseur de 25cm, et s'appuie longitudinalement sur 09 poutres avec un entraxe de 1,61m.

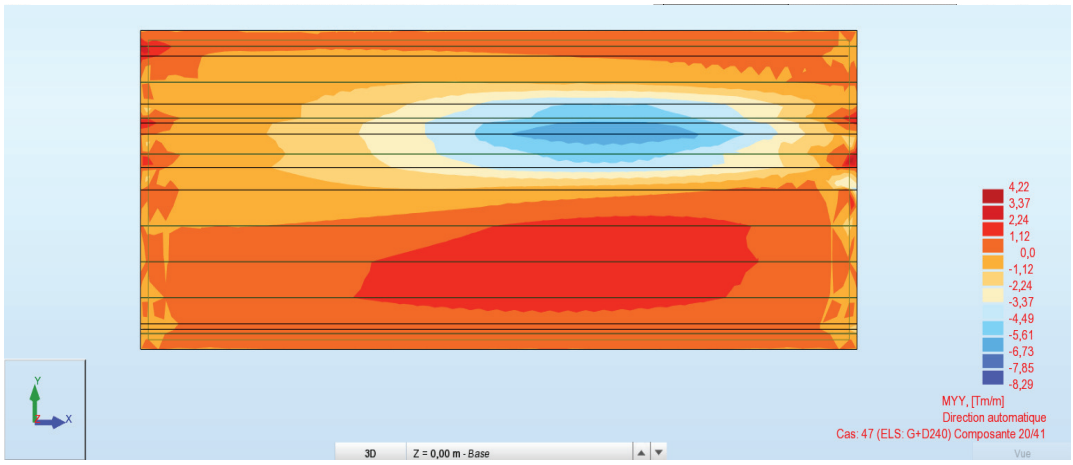


Figure IX.7 : Moment fléchissant de la dalle pour la combinaison G+D240.

Ci-dessous la comparaison des résultats obtenus à l'ELS pour le cas le plus défavorable :

Tableau IX.7 : Comparaison des résultats obtenus manuellement et automatiquement.

COMBINAISONS DE CHARGES		Sur appui		En travée	
		Mxx *(t.m)*	Myy *(t.m)*	Mxx *(t.m)*	Myy *(t.m)*
AUTO	G + D 240	-4,22	-1,40	8,29	2,76
MANU	G + D 240	-5,33	-1,77	8,54	2,85

Les valeurs des moments fléchissants obtenus par le calcul automatique serviront pour la détermination du ferraillage de la dalle, que nous traiterons dans ce qui suit.

IX.4. FERRAILLAGE DE LA DALLE :

IX.4.1. FERRAILLAGE TRANSVERSAL :

Ce type de ferraillage se calcule par rapport au moment de flexion transversale quand une charge répartie, partiellement répartie ou ponctuelle est appliquée. La présence de poutres sous la dalle mène à découper cette dernière en plusieurs panneaux de largeur unitaire de 1m ; ce type de flexion se manifeste dans un seul sens (moment suivant xx).

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration préjudiciable (**Chapitre IV**), le dimensionnement du ferraillage de la dalle ainsi que la vérification des contraintes se font à l'ELS [**Pratique BAEL**] sur la section rectangulaire suivante :

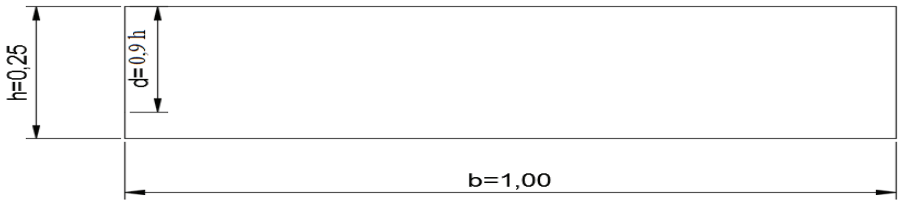


Figure IX.8 : Panneau unitaire de 1m.

Le dimensionnement des armatures se fait comme suit **[BAEL]** :

M_{ser} : Moment max obtenu à l'ELS et $\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times x \times Z$ (IX.11)

- Lorsque $M_{ser} < \overline{M_1}$ la section d'acier A_s est donnée par : $\mathbf{A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{st}}}}$ (S.A.A.C)

Avec :

$Z = d - \frac{x}{3}$; $x = \frac{15\,\overline{\sigma_{bc}}}{15\,\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 0{,}6 \times 40 = 24$ MPa

$\overline{\sigma_{st}} = \max\left[0{,}5\, f_e\ ;\ 110\sqrt{n f_{tj}}\right] = \max[250\ ;\ 240{,}99] = 250$ MPa

- La section d'acier minimale (condition de non fragilité) est donnée par :

$$\mathbf{A_{min} = 0{,}23\, b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.8 : Dimensionnement des armatures transversales à l'ELS.

	En travée	Sur appui
$\mathbf{M_{ser}}$ *(MN)*	0,0829	0,0422
x *(m)*	0,132	0,132
Z *(m)*	0,181	0,181
$\overline{\mathbf{M_1}}$ *(MN.m)*	0,286	0,286
$\mathbf{A_s}$ *(cm²)*	**18,32**	**9,33**
$\mathbf{A_{min}}$ *(cm²)*	3,10	3,10

Les sections d'acier retenues seront alors :

Tableau IX.9 : Choix des armatures transversales à l'ELS.

	Section d'acier	Choix des barres
Nappe inférieure	**18,32** *cm²*	**6 HA20/ml** (As = 18,85 cm²)
Nappe supérieure	**9,33** *cm²*	**6 HA16/ml** (As = 12,06 cm²)

IX.4.2. FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

Ce type de ferraillage se calcule par rapport au moment de flexion longitudinale (moment suivant yy).

En suivant la même démarche décrite auparavant nous obtenons les résultats suivants :

Tableau IX.10 : Dimensionnement des armatures longitudinales à l'ELS.

	En travée	Sur appui
$\mathbf{M_{ser}}$ *(MN)*	0,0276	0,0140
x *(m)*	0,132	0,132
Z *(m)*	0,181	0,181
$\overline{\mathbf{M_1}}$ *(MN.m)*	0,286	0,286
$\mathbf{A_s}$ *(cm²)*	6,10	3,10
$\mathbf{A_{min}}$ *(cm²)*	3,10	3,10

Les sections d'acier retenues seront alors :

Tableau IX.11 : Choix des armatures longitudinales à l'ELS.

	Section d'acier	Choix des barres
Nappe inférieure	6,10 *cm²*	**4 HA14/ml** (As = 6,16 cm²)
Nappe supérieure	3,10 *cm²*	**4 HA10/ml** (As = 3,14 cm²)

IX.4.3. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE :

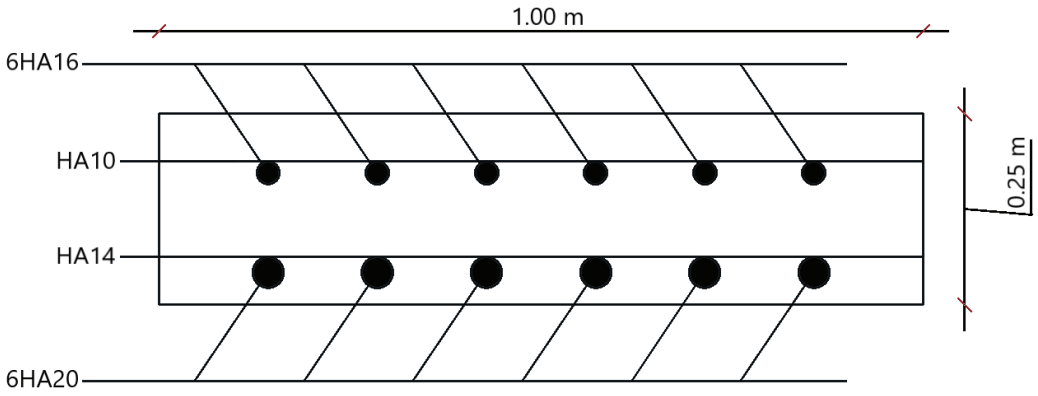


Figure IX.9 : Schéma de ferraillage de la dalle.

❖ **Vérification de l'ELS vis-à-vis de la durabilité :**

On détermine d'abord l'axe neutre (calcul de X) de la section par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b\,X^2}{2} + n\,A'_s\,(X - c') - n\,A_s\,(d - X) = 0 \quad \rightarrow \quad \mathbf{X = 0{,}089\ m}$$

On calcule ensuite l'inertie de la section homogénéisée :

$$I_1 = \frac{b\,X^3}{3} + n\,A'_s\,(X - c')^2 + n\,A_s\,(d - X)^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{I_1 = 7{,}796 \times 10^{-4}\ m^4}$$

Puis on remplace pour calculer les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1}\,X \qquad ; \qquad \sigma_{st} = n\,\frac{M_{ser}}{I_1}\,(d - X)$$

Enfin, on compare ces dernières aux contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\,f_{c28} \qquad ; \qquad \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e\,;\,\max\left[0{,}5\,f_e\,;\,110\sqrt{n\,f_{tj}}\right]\right)$$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.12 : Vérification de l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

σ_{bc} *(MPA)*	$\overline{\sigma_{bc}}$ *(MPA)*	**Commentaire**
9,46	24	Vérifié
σ_{st} *(MPA)*	$\overline{\sigma_{st}}$ *(MPA)*	**Commentaire**
216,93	250	Vérifié

❖ **Vérification des espacements :**

Pour le cas où la fissuration est préjudiciable, les espacements sont vérifiés comme suit [Pratique BAEL] :

$$S_{tx} \text{ et } S_{ty} \leq \min \begin{cases} 2\,h_0 \\ 25\text{ cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad \Phi \geq 6\text{ mm (sens l}x\text{)}$$

$\mathbf{S_{tx}} = 25\text{ cm} \leq 25\text{ cm} \rightarrow$ **Vérifié** et Φ_{min} (sens lx) $= 16\text{ mm} \geq 6\text{ mm} \rightarrow$ **Vérifié**

$\mathbf{S_{ty}} = 25\text{ cm} \leq 25\text{ cm} \rightarrow$ **Vérifié**

❖ **Vérification du non poinçonnement :**

Pas d'armatures transversales de poinçonnement si :

$$\mathbf{Q_u \leq Q = 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}} \qquad \text{(IX. 12)}$$

Avec :

$\mathbf{Q_u}$ **:** charge de calcul à l'ELU ; $\mathbf{Q_u = 1,6 \times P \times \delta}$

$\mathbf{h_0}$ **:** épaisseur de la dalle ; $h_0 = 25$ cm.

$\mathbf{U_c}$ **:** périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle ; $U_c = 2\,(U + V)$; avec : $U = u_0 + h_0 + 2 \times \frac{3}{4} h_r$ et $V = v_0 + h_0 + 2 \times \frac{3}{4} h_r$ (h_r étant l'épaisseur du revêtement $h_r = 8$ cm)

- **Convoi B_C :**

- Roue de 6t : $u_0 = v_0 = 0,25$ m → U = V = 0,62 m

- Route de 3t : $u_0 = v_0 = 0,25$ m → U = V = 0,57 m

- **Convoi B_t :**

- Roue de 8t : $u_0 = 0,25$ m et $v_0 = 0,6$ m → U = 0,62 m et V = 0,97 m

- **Convoi B_r :**

- Roue de 10t : $u_0 = 0,6$ m et $v_0 = 0,3$ m → U = 0,97 m et V = 0,67 m

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.13 : Vérification du non poinçonnement.

Surcharge	P *(t)*	Q_U *(MN)*	U_C *(cm)*	Q *(MN)*	Vérification
B_C	6	0,121	2,48	**0,744**	**Vérifié**
	3	0,060	2,28	**0,684**	**Vérifié**
B_t	8	0,151	3,18	**0,954**	**Vérifié**
B_r	10	0,179	3,28	**0,984**	**Vérifié**

IX.5. CONCLUSION :

Dans ce type d'ouvrage, la dalle joue un double rôle, celui de transmettre les efforts (sur le tablier) aux poutres mais également le rôle d'entretoisement pour la bonne diffusion transversale des charges et surcharges sur ces dernières. Pour cela, elle doit être bien dimensionnée pour le bon fonctionnement de l'ouvrage.

CHAPITRE X

ETUDE SISMIQUE

X.1. INTRODUCTION :

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

En effet, le risque sismique est omniprésent. Sa prise en compte est désormais obligatoire pour l'élaboration des projets d'ouvrages d'art. Cependant, selon le **RPOA**, la prise en compte de la variabilité spatiale n'est pas nécessaire pour notre cas, non seulement pour la nature du sol, mais également en raison de la longueur du pont (200m).

X.2. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA » :

Pour la prise en compte du risque sismique, le **RPOA** classifie les ponts selon plusieurs critères.

Dans notre cas, nous avons les caractéristiques suivantes :

Tableau X.1 : Caractéristiques sismiques de l'ouvrage.

Classification du pont	Groupe **2**
Classification de la zone sismique	Wilaya de Tizi-Ouzou : **IIa**
Coefficient d'accélération de zone	A = **0,20**
Classification du site	Catégorie **S2** (Site ferme)

X.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 $\mathbf{M_T = G + \alpha\, Q}$ (Q = 0 car notre ouvrage n'est pas un pont urbain **)** :

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

$$M_p = \mathbf{1020{,}392\ t} < 0{,}43\, M_T = \mathbf{2785{,}54\ t}\ \textbf{(Condition vérifiée)}.$$

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

L'ouvrage étudié n'est pas en biais, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

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

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

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

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

$$\mathbf{e_0 = |X_m - X_e| < 5\% L} \quad (X.1)$$

Avec :

$\mathbf{X_m}$ **:** centre de masse du tablier ; Etant parfaitement symétrique et complétement isolé par des appuis, le centre de masse du tablier sera situé au milieu de l'ouvrage : $\mathbf{X_m = 100\ m}$

$\mathbf{X_e}$ **:** Centre élastique des appuis ; $\mathbf{X_e} = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$

Cette vérification se fera après le calcul des raideurs.

X.3.1. EVALUATION DES RAIDEURS :

En utilisant les caractéristiques de l'infrastructure, la raideur du système est donnée par :

$$\mathbf{K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T}} \quad (X.2)$$

$\mathbf{K_{Pile} = n \times \frac{3.E.I_l}{h^3}}$ → Sens longitudinal / $\mathbf{K_{Pile} = \frac{3.E.I_t}{h^3}}$ → Sens transversal

$$\mathbf{K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{A-app}}}} \quad (X.3)$$

Avec :

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui égal à **1,2 MPa** en cas dynamique ;

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

$$\mathbf{a \times b = (450 \times 450)\ mm^2 / T = 60\ mm}$$

n : Nombre de fûts composant la pile ; $\mathbf{n = 03}$

E : Module de déformation instantanée du béton ; $\mathbf{E = 37619,47\ MPa}$

$\mathbf{I_l}$ **:** Moment d'inertie longitudinale d'un seul fût ; $\mathbf{I_l} = \pi \times D^4/64$

$\mathbf{I_t}$ **:** Moment d'inertie transversale de la pile (**Théorème de Huygens**) ;

h : hauteur des fûts ;

NB : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme **infiniment rigide**, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appui ($\mathbf{K_{A-app}}$).

Les résultats obtenus sont inscrits dans les deux tableaux ci-dessous :

Tableau X.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appui	H *(m)*	K_{Pile} *(MN/m)*	$K_{A\text{-}appui}$ *(MN/m)*	$n_{A\text{-}app}$	K_{App} *(MN/m)*
C1/C2	/	INF	4,05	09	36,45
P1	4,41	3098,91	4,05	18	71,22
P2	4,91	2245,33	4,05	18	70,61
P3	5,31	1775,18	4,05	18	70,02
P4	4,41	3098,91	4,05	18	72,90

Tableau X.3 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Appui	H *(m)*	K_{Pile} *(MN/m)*	$K_{A\text{-}appui}$ *(MN/m)*	$n_{A\text{-}app}$	K_{App} *(MN/m)*
C1/C2	/	INF	4,05	09	36,45
P1	4,41	209804,81	4,05	18	72,87
P2	4,91	152015,10	4,05	18	72,87
P3	5,31	120184,28	4,05	18	72,86
P4	4,41	209804,81	4,05	18	72,87

✓ **Vérification de la symétrie transversale :**

$$X_e = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i} = \frac{(36,45 \times 0) + (71,22 \times 40) + (70,61 \times 80) + (70,02 \times 120) + (72,90 \times 160) + (36,45 \times 200)}{36,45 + 71,22 + 70,61 + 70,02 + 72,90 + 36,45} = 100,25 \text{ m}$$

$\mathbf{e_0 = |X_m - X_e| = |100 - 100,25| = 0,25\ m < 5\%\ L = 10\ m}$ **(Condition vérifiée)**.

X.3.2. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE :

X.3.2.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal :

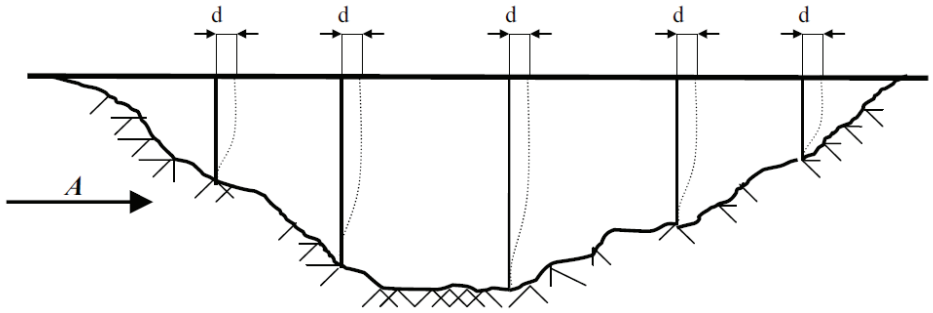


Figure X.1 : Séisme longitudinal.

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 :

$$\mathbf{F = M \times S_a(T)} \qquad (X.4)$$

Où :

M : est la masse effective totale de la structure **; $\mathbf{M = 6476,30\ t}$**

$\boldsymbol{S_a(T)}$ **:** est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T ;

$$S_{ae}(T,\xi)\ (m/s^2) \begin{cases} AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3,0\ s \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3,0\ s \end{cases}$$

A : défini précédemment ; $\mathbf{A = 0,20}$

g : Accélération de la pesanteur ; $\mathbf{g = 9,81\ m/s^2}$

S : Coefficient de site ; $\mathbf{S = 1,10}$

T : Période fondamentale de l'ouvrage ; $\mathbf{T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 0,85\ s}$

$\mathbf{T_1}$, $\mathbf{T_2}$ **:** Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ;

$$\mathbf{T_1 = 0,15\ s} \quad \text{et} \quad \mathbf{T_2 = 0,40\ s}$$

η **:** Facteur de correction de l'amortissement ; $\eta = \sqrt{(7/(2+\xi)} = \mathbf{1}$ avec $\xi = 5$ % (béton armé).

Application Numérique :

Nous avons : $T_2 = \mathbf{0,40\ s} \leq T = \mathbf{0,85\ s} \leq \mathbf{3,0\ s}$

Donc :

$$\mathbf{S_{ae}(T,\xi)} = 2{,}5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) = 2{,}5 \times 1 \times 0{,}20 \times 9{,}81 \times 1{,}10\left(\frac{0{,}40}{0{,}85}\right) = \mathbf{2,55\ m/s^2}$$

Et :

$$\mathbf{F} = M \times S_a(T) = 6476{,}30 \times 2{,}55 = \mathbf{16\,531,35\ kN}$$

- **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

Il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{d_{L-Tablier}} = \left(\frac{\mathbf{T}}{\mathbf{2\pi}}\right)^{\mathbf{2}} \times \mathbf{S_a(T)} = \left(\frac{0{,}85}{2\pi}\right)^{2} \times 2{,}55 = 0{,}0467\ \text{m} = \mathbf{4,67\ cm}$$

La force horizontale **F** se réparti sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$\mathbf{F_{i-L}} = \frac{\mathbf{K_{i-L}}}{\mathbf{K}} \times \mathbf{F}$$

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau X.4 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Appui	K_{App} *(MN/m)*	K_T *(MN/m)*	F *(kN)*	F_{App} *(kN)*
C1/C2	36,45	357,66	16531,3	1684,8
P1	71,22	357,66	16531,3	3292,1
P2	70,61	357,66	16531,3	3263,6
P3	70,02	357,66	16531,3	3236,6
P4	72,90	357,66	16531,3	3369,5

X.3.2.2. Evaluation de l'effort sismique transversal :

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

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

Nous avons :

$\frac{L}{B} = \frac{200}{14,30} = \mathbf{13,98} > \mathbf{5}$ → On applique le modèle à **tablier flexible**.

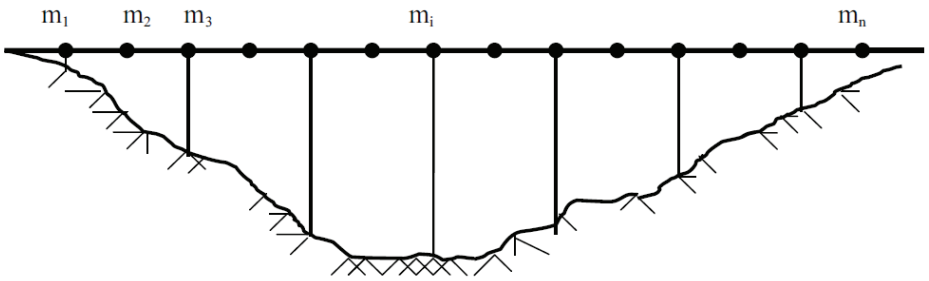


Figure X.2 : Séisme transversal.

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

$$\mathbf{F_i = M_i \times S_a(T_i)} \qquad (X.5)$$

Où :

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

T_i : est la période fondamentale de la même pile ; $\mathbf{T_i = 2\pi \times \sqrt{M_i / K_i}}$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau X.5 : Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui.

Appui	M_i *(Kg)*	T_i *(s)*	S_a *(m/s²)*	F_i *(kN)*
C1/C2	1 295 260,00	1,18	1,82	2 360,15
P1	1 490 187,75	0,90	2,40	3 579,49
P2	1 496 075,25	0,90	2,40	3 586,31
P3	1 500 785,25	0,90	2,39	3 591,73
P4	1 490 187,75	0,90	2,40	3 579,49

X.3.2.3. Composante verticale du séisme :

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (zones **IIb** et **III**) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (**RPOA T-5.4**). Donc, cet effet est négligé pour notre cas.

X.4. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

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

$$\begin{cases} \mathbf{E_1 = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z} \\ \mathbf{E_2 = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z} \\ \mathbf{E_3 = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y} \end{cases} \quad \text{(X.6)}$$

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau X.6 : Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Appui	E_1 *(KN)*	E_2 *(KN)*	E_3 *(KN)*
C1/C2	2 392,81	2 865,58	1 213,47
P1	4 365,94	4 567,11	2 061,47
P2	4 339,47	4 565,39	2 054,97
P3	4 314,14	4 562,71	2 048,50

X.5. CONCLUSION :

L'évaluation du risque sismique est une étape indispensable lors de l'étude d'un ouvrage situé en zone sismique.

Les valeurs obtenues dans ce chapitre seront utilisées pour l'étude des équipements du tablier ainsi que pour le ferraillage des appuis (piles et culées).

CHAPITRE XI

CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

XI.1. INTRODUCTION :

Les équipements des ponts ne font pas partie de la structure du pont et n'interviennent pas dans sa résistance, mais ils couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction.

Les équipements sont caractérisés par une durée de vie donc il faut adopter des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

XI.2. CALCUL DES DEFORMATIONS :

Sous l'effet des sollicitations auxquelles elle est soumise, une poutre subit des déformations (rotation, flèche…etc.). Il est nécessaire d'évaluer les valeurs de ces déformations pour le dimensionnement du joint de chaussée et d'appareils d'appui, En outre on doit vérifier que ces déformations restent sous une valeur limite admissible.

XI.2.1. CALCUL DES FLECHES :

On note que dans ce qui suit les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut.

XI.2.1.1. Flèche due au poids propre :

Elle est donnée par la formule suivante : $\mathbf{f_G = \frac{5\,G\,L^4}{384\,E_v\,I_G}}$ (XI. 1)

Avec :

G : Poids propre du tablier porté par une poutre ; $\mathbf{G = 0,0343\ MN/ml}$

L : Longueur d'une travée ; $\mathbf{L = 39\ m}$

$\mathbf{E_v}$ **:** Module de déformation différé du béton ; $\mathbf{E_v = \frac{11\,000}{3}\sqrt[3]{f_{cj}} = 12\,539,82\ MPa}$

$\mathbf{I_G}$ **:** Moment d'inertie de la section équivalente (poutre+dalle) ; $\mathbf{I_G = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i} = 0,695\ m^4}$

Application Numérique :

$$f_G = \frac{5 \times 0{,}0343 \times 39^4}{384 \times 12539{,}82 \times 0{,}695} \times 10^2 = \mathbf{11,85\ cm}$$

XI.2.1.2. Contre flèche due à la précontrainte :

En raison de la symétrie du diagramme du moment due à la précontrainte par rapport à l'axe de la poutre, sa flèche sera donnée par : $\mathbf{f_p = \int_0^{l/2} \frac{M_p}{E_v I}\, x\, dx}$ (XI. 2)

Avec :

$\mathbf{M_p}$ **:** Moment du à la précontrainte ; $\mathbf{M_p = N_i \times e_{pi}}$; $N_i = \sum P_i \cos \alpha_i$; $P_i = P_0 - \Delta P$

Puisque EI=cte et le diagramme du moment dû à la précontrainte est linéaire (formant une aire trapézoïdale), cette intégrale sera calculée avec la méthode de Mohr :

$$\mathbf{\frac{1}{E_v I}\int_{x_1}^{x_2} M(x).x.dx = A \times B}$$

Avec **B** l'aire du trapèze et **A** la distance entre son centre de gravité et sa petite base :

Les moments sont calculés dans trois positions différentes (0, L/4 et L/2) et les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau XI.1 : Moment dû à la précontrainte.

X (*m*)	N (*MN*)	e_p (*m*)	M_p (*MN.m*)
0,00	5,66	0,26	**1,47**
9,75	5,67	0,91	**5,16**
19,50	5,67	1,18	**6,69**

D'où, le diagramme du moment de la précontrainte :

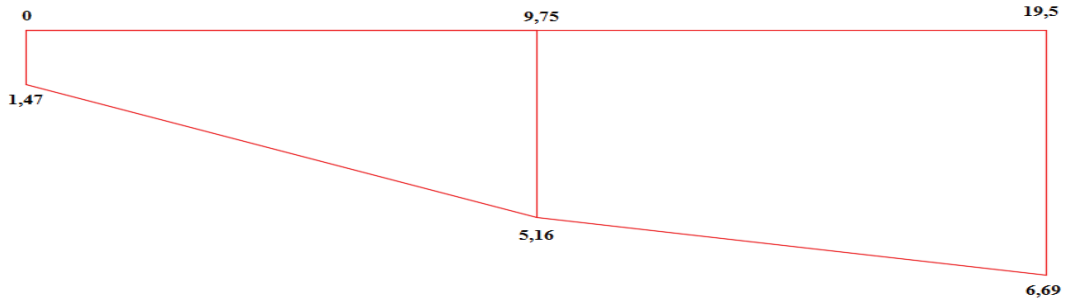


Figure XI.1 : Moment dû à la précontrainte.

Soit **B** l'aire du trapèze et X_G la distance entre son centre de gravité et sa petite base :

$$\mathbf{X_G = \frac{h}{3}\left(\frac{2B+b}{B+b}\right) + X_0} \quad ; \quad \mathbf{B_i = \frac{h}{2}(B+b)}$$

Application Numérique :

$$X_{G1} = 5{,}78 \text{ m} \; ; \; B_1 = 32{,}32 \text{ m}^2 \quad / \quad X_{G2} = 10{,}86 \text{ m} \; ; \; B_2 = 57{,}77 \text{ m}^2$$

$$-f_p = -\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M_p}{E_v\, I}\, x\, dx = -\frac{(5{,}78 \times 32{,}32) + (10{,}86 \times 57{,}77)}{12539{,}82 \times 0{,}695} \times 10^2 = \mathbf{-9{,}34 \text{ cm}}$$

XI.2.1.3. Flèche de construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Afin de remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4}\left(|f_p| - f_G\right) = f_c = \frac{3}{4}(9{,}34 - 11{,}85) = \mathbf{-1{,}88 \text{ cm}}$$

XI.2.1.4. Flèche due à la surcharge D 240 :

La flèche sous une charge uniformément répartie « p » sur une longueur « b » est donnée par : $\mathbf{f_{D240} = \frac{p}{48 \times E_i \times I \times l} \times \left[b(b+2c)\frac{l}{2}[3l^2 - (b+2c)^2 - b^2] + 2l(\frac{l}{2} - a)^4\right]}$

Avec la notation présentée dans la **Figure XI.3** :

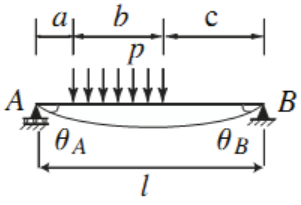


Figure XI.2 : Notations liées à la charge « p ».

Pour la surcharge D 240 (p=0,129 MN/ml) la position la plus défavorable est au milieu de la poutre (a=c=10,2m)

Application numérique :

$$f_{D240} = \frac{0{,}129}{48 \times 37619{,}47 \times 0{,}695 \times 39} \times \left[18{,}6(18{,}6 + 2 \times 10{,}2)\frac{39}{2}[3(39)^2 - (18{,}6 + 2 \times 10{,}2)^2 - 18{,}6^2] + 2 \times 39 \times (\frac{39}{2} - 10{,}2)^4\right] \times 10^2$$

$$\mathbf{f_{D240} = 7{,}35 \text{ cm}}$$

XI.2.1.5. Résumé des flèches :

✓ **A vide :**

$$f = f_G + f_p + f_c = 11,85 - 9,34 - 1,88 = 0,63 \text{ cm}$$

$$f = 0,63 \text{ cm} \leq \frac{L}{500} = 8 \text{ cm} \textbf{ (Flèche vérifiée)}$$

✓ **En charge :**

$$f = f_G + f_p + f_c + f_{D240} = 11,85 - 9,34 - 1,88 + 7,35 = 3,75 \text{ cm}$$

$$f = 7,98 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = 13,3 \text{ cm} \textbf{ (Flèche vérifiée)}$$

XI.2.2. CALCUL DES ROTATIONS

XI.2.2.1. Rotation due au poids propre :

La rotation d'une poutre isostatique de longueur (L) soumise à une charge uniformément (q) répartie est donnée par l'expression suivante : $\boldsymbol{\theta_G = \frac{q \times L^3}{24EI}}$ (XI.3)

Avec :

I : Moment d'inertie de la poutre + dalle à l'about

EI : Rigidité flexionnelle de la poutre

Application numérique :

$\theta_G = \frac{3,43 \times 39^3 \times 10^{-2}}{24 \times 12539,82 \times 0,8128} = \mathbf{8,32 \times 10^{-3} \text{ rad}}$

XI.2.2.2. Rotation de l'appui sous l'effort de précontrainte :

Elle est donnée par la relation suivante : $\boldsymbol{\theta_P = \frac{\int_0^l M \, dx}{2EI}}$ (XI.4)

Avec :

$\boldsymbol{\int_0^l M \, dx}$ **:** Aire du diagramme (précédemment élaboré) sur toute la longueur de la poutre

Application numérique :

$\theta_P = \frac{180,18}{2 \times 12539,82 \times 0,8128} = \mathbf{- 8,84 \times 10^{-3} \text{ rad}}$

XI.2.2.3. Rotation maximale sous la charge D 240 :

La rotation au niveau d'appui sous une charge uniformément répartie (q) sur une longueur (b) est donnée par : $\boldsymbol{\theta_{D240} = \frac{q \times b \times (b + 2c)}{48EI \times L} (4L^2 - (b + 2c)^2 - b^2)}$ tenant compte de la notation citée précédemment.

Application numérique :

$\theta_{D240} = \frac{0,129 \times 18,6 \times 39}{48 \times 37619,47 \times 0,8128 \times 39} (4 \times 39^2 - 39^2 - 18,6^2) = \mathbf{6,89 \times 10^{-3} \text{ rad}}$

XI.2.2.4. Résumé des rotations :

✓ **A vide :**

$$\theta_G + \theta_P = (8,32 \times 10^{-3}) - (8,84 \times 10^{-3}) = - 0,52 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

✓ **En charge :**

$\theta_G + \theta_P + \theta_{D240} = (8{,}32 \times 10^{-3}) - (8{,}84 \times 10^{-3}) + (6{,}89 \times 10^{-3}) = 6{,}37 \times 10^{-3}$ rad

XI.2.3. CALCUL DES DÉPLACEMENTS

XI.2.3.1. Déplacement dû à une rotation d'appui :

Il est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{d_\theta = \frac{sin(\theta) \times h}{2} = \frac{\theta \times h}{2}} \qquad \text{(XI. 5)}$$

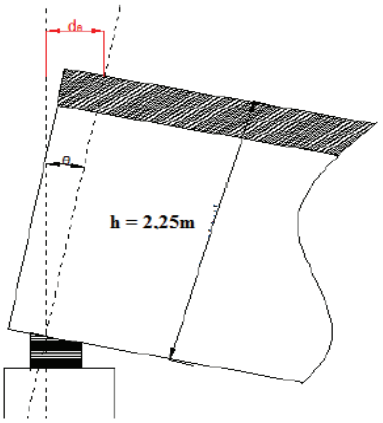


Figure XI.3 : Déplacement dû à la rotation d'appui

Application numérique :

$d_\theta = \frac{6{,}33 \times 10^{-3} \times 2{,}25}{2} =$ **7,12 mm**

XI.2.3.2. Déplacement dû au retrait du béton :

Il est donné par la relation suivante : $\mathbf{d_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2}}$ (XI. 6)

Avec :

$\boldsymbol{\varepsilon_r}$ **:** Retrait final pris égal à 2×10^{-4} pour la zone A de la carte climatique de l'Algérie

Application numérique :

$d_r = \frac{2 \times 10^{-4} \times 39}{2} =$ **3,9 mm**

XI.2.3.3. Déplacement dû au fluage :

Il est donné par la relation suivante : $\mathbf{d_{fl} = \frac{\Delta\sigma_{fl}}{Ep} \times \frac{L}{2}}$ (XI. 7)

Application numérique :

$d_{fl} = \frac{79{,}83}{195000} \times \frac{39}{2} =$ **7,98 mm**

XI.2.3.4. Déplacement dû à la température :

Il est donné par la relation suivante : $\mathbf{d_T = \frac{\varepsilon t \times L}{2}}$ (XI. 8)

Avec :

$\begin{cases} \varepsilon t = 3 \times 10^{-4} & \text{Courte durée} \\ \varepsilon t = 2 \times 10^{-4} & \text{Longue durée} \end{cases}$

Application Numérique :

$\begin{cases} d_T = 5{,}85 \text{ mm} & \text{Courte durée} \\ d_T = 3{,}9 \text{mm} & \text{Longue durée} \end{cases}$

XI.2.3.5. Résumé des déplacements :

✓ $d_{tot} = \frac{2}{3}(d_\theta + d_r + d_{fl}) + d_T = \frac{2}{3}(7{,}12 + 3{,}9 + 7{,}98) + 3{,}9 =$ **16,56 mm**

XI.3. APPAREILS D'APPUI :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé, renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement.

Dans notre cas, nous avons opté pour ce type d'appareils d'appui car ils présentent plusieurs avantages, notamment leur facilité de mise en œuvre et leur coût relativement modéré.

XI.3.1. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI :

Selon la norme **NF-EN-1337-3**, le calcul des appareils d'appui se fait uniquement à l'Etat Limite Ultime.

XI.3.1.1. Aire de l'appareil d'appui :

Il est dimensionné de sorte que sa section vérifie la condition de non-cheminement, mais également pour résister à l'écrasement. Ces deux conditions sont exprimées par la double inégalité suivante :

$$\mathbf{3MPa} \leq \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \mathbf{20MPA} \qquad \text{(XI.9)}$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage

R_{max} : Réaction d'appui maximale à L'ELU ; **$R_{max} = 1{,}35(R_G + R_{D240}) = 1{,}53$ MN**

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

3 Mpa : condition de non cheminement

20 Mpa : condition de non écrasement

Application Numérique :

$$0{,}0765\ m^2 \leq a \times b \leq 0{,}51\ m^2$$

XI.3.1.2. Hauteur nette de l'élastomère :

La contrainte de cisaillement (τ_H) due à l'effort horizontal doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_H \leq 0{,}5G \quad \text{avec :} \quad \tau_H = G \times tg\,\gamma = G \times \frac{U}{T}$$

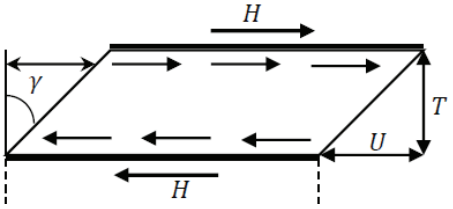


Figure XI.4 : Contrainte de cisaillement due aux déplacements horizontaux.

Avec :

G : Module d'élasticité transversale ;

Pour les ponts routiers : G = 80 t/m²

U : Déplacement horizontal sous retrait, fluage et température ; **U = 1,77 cm**

Application Numérique :

$$T \geq \frac{U}{0{,}5} \quad \text{d'où :} \quad T \geq 3{,}54\ cm \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } \mathbf{T = 6\ cm}$$

- **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \rightarrow \quad 5T \leq a \leq 10T \quad \rightarrow \quad \mathbf{30\ cm \leq a \leq 60cm}$$

Donc on prend :

$\begin{cases} \mathbf{a = 45\ cm} \\ \mathbf{b = 45\ cm} \end{cases}$ Avec : $0{,}0765\ m^2 \leq 0{,}2025\ m^2 \leq 0{,}51\ m^2$ (**Condition vérifiée**).

XI.3.1.3. Dimensionnement des frettes :

On vérifie la contrainte de traction des frettes : $\begin{cases} ts \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma m}{\sigma e} \\ ts \geq 2\ mm \end{cases}$ (XI.10)

Avec :

$\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 14{,}06 \\ \sigma m = \frac{Rmax}{a \times b} = 7{,}55 \end{cases}$ → d'où : **ts = 3 mm**

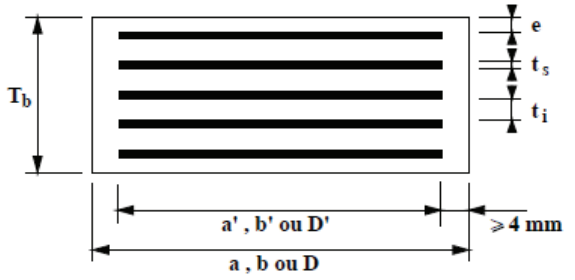
On prendra :

- ✓ Feuillets d'élastomère : $\mathbf{t_i = 11\ mm}$
- ✓ Frettes métalliques de : $\mathbf{t_s = 3\ mm}$
- ✓ Enrobage des chants : **4 mm**
- ✓ Enrobage extérieur : **2,5 mm**

Les dimensions des appareils d'appui sont résumées ci-dessous :

Tableau XI.2 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeur *(mm)*
a	450
b	450
t_i	11
t_s	3
n	5
e	2,5
T_b	78
T	60



XI.3.2. EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX :

Tout d'abord, avant de procéder à l'évaluation des efforts horizontaux et ainsi, la vérification des appareils d'appui, il est à noter que ces efforts exercés sur le tablier (freinage, séisme...) dépendent des caractéristiques des appuis eux même, il en va de même des efforts développés par le tablier en fonction des déplacements imposés par les déformations de la structure (retrait, fluage, température).

Cependant, il est souvent inutile dans les cas courants (**notre cas**), d'effectuer des calculs complexes prenant en compte ces souplesses. **(GT. Appareils d'appui en élastomère fretté – SETRA, juillet 2007 - Titre 4.3.2.3.4)**. On utilisera alors pour la vérification, les appareils d'appui du dimensionnement effectué ci-dessus, que ce soit pour les deux culées ou les quatre piles. Par conséquent, les efforts calculés dans ce qui suit, seront répartis sur tous les appareils d'appui de façon équitable.

XI.3.2.1. Actions dynamiques :

XI.3.2.1.1. Efforts de freinage :

- **Surcharge A(l) :**

La force de freinage $F_{A(l)}$ est calculée précédemment (**Chapitre IV**), elle est égale à **17,61t**. Donc, la force qui revient à chaque appui est donnée par : $\mathbf{H_{A(l)} = \frac{17,61}{9 \times 2} = 0,98\ t}$

- **Surcharge B_C :**

En ce qui concerne la charge B_C (comme cité au **Chapitre IV),** un seul camion est supposé freiner. L'effet développé est égal à son poids, c.à.d. : $\mathbf{F_{Bc} = 30t}$. Donc, la force qui revient à chaque appui est donnée par : $\mathbf{H_{Bc} = \frac{30}{9 \times 2} = 1,67\ t}$

XI.3.2.1.2. Efforts dus au séisme :

- **Cas de la pile :** $\mathbf{H_{s_Pile}} = \frac{E_{1max_Pile}}{9 \times 2} = \frac{436,6}{18} = \mathbf{24,25\ t}$
- **Cas de la culée :** $\mathbf{H_{s_Culée}} = \frac{E_{1_culée}}{9} = \frac{239,3}{9} = \mathbf{26,59\ t}$

XI.3.2.2. Actions Statiques : effort dû aux déformations (déplacements) :

- **Sous effet de température :** $\mathbf{H_T} = \frac{G\ a\ b\ d_T}{T} = \frac{80 \times 0,45 \times 0,45 \times 0,00585}{0,065} = \mathbf{1,46\ t}$
- **Sous effet de (r + f) :** $\mathbf{H_{r+f}} = \frac{G\ a\ b\ d_{r+f}}{T} = \frac{80 \times 0,45 \times 0,45 \times 0,01188}{0,065} = \mathbf{2,96\ t}$

XI.3.3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI :

XI.3.3.1. Résistance à la compression :

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

$N = 1,53\ MN \rightarrow \sigma_m = \mathbf{7,56\ MPa \leq 20\ MPa}$ (**Contrainte vérifiée**).

XI.3.3.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier que : $\mathbf{\gamma_s P_u < P_c}$ (XI. 11)

Avec :

$\mathbf{\gamma_s}$ **:** coefficient partiel de sécurité ; $\mathbf{\gamma_s = 3}$

$\mathbf{P_u}$: valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime ; $\mathbf{P_u = 1,53\ MN}$

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule : $\mathbf{P_c = 4GBS^2\ d/h}$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui ; $\mathbf{B = (45cm \times 45cm)}$

d : somme d'une épaisse de frette et d'une épaisseur d'élastomère ; $\mathbf{d = 14mm}$

h : hauteur totale de l'appareil d'appui ; $\mathbf{h = 78\ mm}$

G : module de cisaillement ; $\mathbf{G = 0,8\ MPa}$

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan a la surface extérieure d'un feuillet) ; $\mathbf{S = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)} = \frac{0,45 \times 0,45}{2 \times 0,011 \times (0,45+0,45)} = 10,23}$

Application Numérique :

$$\gamma_s P_u = \mathbf{4,59\ MN} < P_c = \mathbf{12,17\ MN}$$ (**Flambement vérifié**).

XI.3.3.3. Limitation de la distorsion :

La distorsion $\boldsymbol{\delta}$ des appareils d'appui doit être limitée à une valeur critique $\boldsymbol{\delta_c}$:

$$\boldsymbol{\delta = \tan\gamma < \delta_c} \qquad \text{(XI. 12)}$$

Avec : $\boldsymbol{\delta = {d}/{T_d}}$

où : **d :** déplacement horizontal ; $\boldsymbol{d = d_{séisme} + 0,4\, d_T + d_{r+f} + 0,2\, d_{freinage}}$

Comme constaté plus haut, la force de freinage du convoi B_C est la plus défavorable avec **F = 30 t**, d'où : $\boldsymbol{d_{freinage_Bc} = \frac{F \times T}{n \times Gab} = \frac{0,3 \times 0,06}{18 \times 0,8 \times 0,45 \times 0,45} \times 10^3 = 6,17\ cm}$;

$\boldsymbol{T_d}$ **:** épaisseur totale de l'élastomère ; $\boldsymbol{T_d = 60\ mm}$

Et : $\begin{cases} \boldsymbol{\delta_c = 0,7 + 4\,(\,\delta_0 - 0,7\,)\,(\,0,25 - p\,)} & \textbf{Si} \quad \boldsymbol{p \le 0,25} \\ \boldsymbol{\delta_c = 1,4\,(\,1 - 2\,p\,)} & \textbf{Si} \quad \boldsymbol{p > 0,25} \end{cases}$

Avec :

$\boldsymbol{p = {P_u}/{P_c}}$

$\boldsymbol{\delta_0 = {c}/{h_c}}$, borné par [$0,7 < \delta_0 < 2$]

c : petit côté pour un appui rectangulaire ; $\boldsymbol{c = 45\ cm}$

$\boldsymbol{h_c}$ **:** épaisseur totale de l'élastomère ; $\boldsymbol{h_c = 6\ cm}$

Application Numérique :

$$\boldsymbol{\delta} = \frac{d_{séisme} + 0,4\, d_T + d_{r+f} + 0,2\, d_{freinage}}{T_d} = \frac{46,7 + 0,4 \times 5,85 + 11,88 + 0,2 \times 6,17}{60} = \boldsymbol{1,04}$$

$\boldsymbol{p = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1,53}{12,17} = 0,12 \le 0,25}$ → $\boldsymbol{\delta_0 = 7,5 > 2}$ On prend donc : $\boldsymbol{\delta_0 = 2}$

$\boldsymbol{\delta_c} = 0,7 + 4\,(\,\delta_0 - 0,7\,)\,(\,0,25 - p\,) = \delta_c = 0,7 + 4\,(\,2 - 0,7\,)\,(\,0,25 - 0,12\,) = \boldsymbol{1,376}$

Nous aurons alors : $\boldsymbol{\delta = 1,04 < \delta_c = 1,37}$ (**Distorsion vérifiée**).

XI.3.3.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\boldsymbol{H < f\ N}$ (XI. 13)

Où :

H : est l'effort horizontal ;

N : est l'effort de compression vertical ;

$\boldsymbol{f}$ **:** est le coefficient de frottement ; $\boldsymbol{f = 0,10 + {0,60}/{\sigma_m}}$ ($\boldsymbol{\sigma_m}$ exprimée en **MPa**)

Application Numérique :

En tenant compte des réactions aux appuis calculées précédemment (**voir Annexe**), le calcul se fait selon deux cas :

- **Cas de la Pile :**

$\boldsymbol{N} = G + R_{séisme_max_Pile} + 0,2 R_{surcharge_max_Pile} = 71,96 + 11,45 + 0,2 \times 14,68 = \boldsymbol{86,346\ t}$

$\boldsymbol{\sigma_m = {N}/{a \times b} = 4,26\ MPa}$ d'où : $\boldsymbol{f = 0,240}$

Et :

$\boldsymbol{H} = H_{s_Pile} + 0,4 H_T + H_{r+f} + 0,2 H_{freinage_max} = 24,25 + 0,4 \times 1,46 + 2,96 + 0,2 \times 1,67 = \boldsymbol{28,13\ t}$

Alors : $H = \boldsymbol{28,13\ t} < f\ N = \boldsymbol{20,72\ t}$ (**Condition non vérifiée**).

- **Cas de la culée :**

$\mathbf{N} = G + R_{séisme_max_Culée} + 0{,}2R_{surcharge_max_Culée} = 71{,}96 + 13{,}48 + 0{,}2 \times 21{,}59 = \mathbf{89{,}76\ t}$

$\boldsymbol{\sigma_m} = {}^{N}/_{a \times b} = \mathbf{4{,}43\ MPa}$ d'où : $\boldsymbol{f = 0{,}235}$

Et :

$\mathbf{H} = H_{s_culée} + 0{,}4H_T + H_{r+f} + 0{,}2H_{freinage_max} = 26{,}59 + 0{,}4 \times 1{,}46 + 2{,}96 + 0{,}2 \times 1{,}67 = \mathbf{30{,}47\ t}$

Alors : $H = \mathbf{30{,}47\ t} < f\ N = \mathbf{21{,}1\ t}$ (**Condition non vérifiée**).

→ Il est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs anti-glissement.

Remarque :

Dans la pratique, il est très rare de pouvoir satisfaire cette condition. Le projeteur sera donc souvent dans l'obligation d'avoir recours à ce type de dispositifs. (**Ponts courants en zone sismique – guide de conception SETRA – T : 4.4.3.4**).

XI.4. DES D'APPUI :

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau de la pile, des efforts localisés important qui peuvent provoquer des fissures, d'où l'utilisation du dé d'appui qui permet de diffuser les charges localisées, ainsi, il sert à donner la forme transversale inclinée de 2,5% pour l'évacuation des eaux.

XI.4.1. DIMENSIONNEMENT DES D'APPUI :

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui comme suit : $h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0{,}225\text{m}$ avec : $a_1 \geq a + h/2$; $b_1 \geq b + h/2$ (XI.14)

On prend donc : $\mathbf{a_1 = b_1 = 0{,}7\ m}$

XI.4.2. FERRAILLAGE DES D'APPUI :

Les bossages d'appui sont soumis à la compression simple sous la charge verticale du tablier avec hypothèse de fissuration préjudiciable, c'est-à-dire :

$\mathbf{Rs} = R_G + R_{D240} = \mathbf{1{,}13\ MN}$

$\boldsymbol{\sigma_s} = \max\left\{0{,}5 \times fe;\ 110\sqrt{n \times ftj}\right\} = \max\left\{0{,}5 \times 500;\ 110\sqrt{1{,}6 \times 3}\right\} = \mathbf{250\ MPa}$

XI.4.2.1. Armatures de chainage :

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

Elle est donnée par : $\mathbf{As} = \frac{0{,}25 \times Rs}{\sigma s} = \frac{0{,}25 \times 1{,}13}{250} = \mathbf{11{,}3\ cm^2}$ → **4 HA20** (A_s= 12,57 cm^2)

XI.4.2.2. Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures qu'on appelle « armatures de profondeur », elles devront reprendre un effort égal à 12,5% de la même descente de charge.

Elle est donnée par : $\mathbf{As} = \frac{0{,}125 \times Rs}{\sigma s} = \frac{0{,}125 \times 1{,}13}{250} = \mathbf{5{,}65\ cm^2}$ → **4 HA14** (A_s= 6,16 cm^2)

XI.4.2.3. Armatures de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- **Frettes supérieurs (ferraillage de surface) :** Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui ; $\mathbf{As = \frac{0{,}04 \times Rs}{\sigma s} = \frac{0{,}04 \times 1{,}13}{250} = 1{,}81\ cm^2}$
  → On disposera de **4 HA8** (As = 2,01 cm^2)
- **Frettes inférieurs (ferraillage d'éclatement) :** Les frettes sont disposées sur une profondeur Z Tel que : h/3 < Z < h ; $\mathbf{As = \frac{0{,}1 \times Rs}{\sigma s} = \frac{0{,}1 \times 1{,}13}{250} = 4{,}52\ cm^2}$
  → On disposera de **4 HA14** (As = 6,16 cm^2)

XI.5. JOINT DE CHAUSSEE :

Les tabliers de 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 ces extrémités.

XI.5.1. DIMENSIONNEMENT DU JOINT :

D'après le **RPOA2008** (**Art.7.5.2**), les joints de chaussée sont dimensionnés selon la combinaison suivante : $\mathbf{W = W_D + 0,4W_T + \frac{W_S}{3}}$ (XI. 15)

Avec :

W : Souffle total du joint ;

$\mathbf{W_D}$ **:** Souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

$$\mathbf{W_D = \Delta_f + \Delta_r = 7,98 + 3,90 = 11,88\ mm}$$

$\mathbf{W_T}$ **:** Souffle thermique ; $\mathbf{W_T = 5,85\ mm}$

$\mathbf{W_S}$ **:** Souffle sismique ; $\mathbf{W_S = 46,7\ mm}$

Application Numérique :

$$W = 11{,}88 + 0{,}4 \times 5{,}85 + \frac{46{,}7}{3} = \mathbf{29,79\ mm}$$

XI.5.2. CHOIX DU TYPE DE JOINT :

Ayant obtenu un souffle total **W = 29,79 mm**, on opte pour un joint de chaussée de type ***CIPEC Wd 60***.

Son souffle est de **60 mm** nominal. L'intervalle entre deux éléments métalliques en vis-à-vis peut varier de 5 mm à 65 mm.

Il peut équiper les ouvrages supportant tout type de trafic selon le guide technique "***Conception et dimensionnement des structures de chaussée***" du Sétra/LCPC.

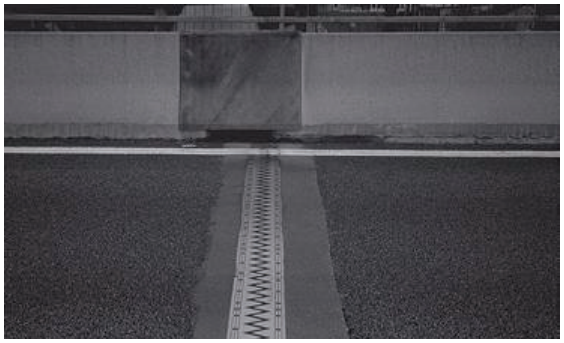


Figure XI.5 : Joint de chaussée de type Wd.

XI.6. EVACUATION DES EAUX :

Sur un tablier de pont, l'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- ✓ Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.
- ✓ Une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale dite **dévers**. Cette pente ne doit pas être inférieure à 2%. Pour notre projet, on aura une pente transversale double de **2.5 %**.

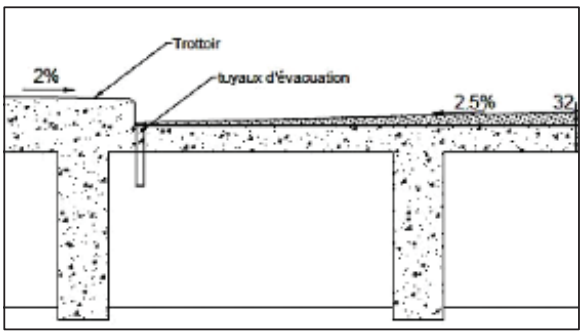


Figure XI.6 : Evacuation des eaux.

Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles (φ>10 cm) avec un espacement compris entre 20 et 30 m et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Il est préconisé d'adopter les principes suivants :

- Rechercher toujours à faire circuler l'eau gravitairement et superficiellement.
- Eviter les pentes inférieures à 0,5 % car elles entraînent des risques de stagnation d'eau
- Dimensionner les réseaux au moins pour la pluie d'occurrence décennale (T=10 ans)

XI.7. PLOTS PARASISMIQUES :

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé, ils sont encastrés au chevêtre de la pile et sur mur garde-grève au niveau des culées. Leur rôle est d'empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

La conception des plots parasismiques consiste à :

- Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversaux.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau du talon pour assurer une butée.
- Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismiques.

Donc, on prend les caractéristiques suivantes :

- Une hauteur de 65 cm.
- Une section de 70 × 70cm.
- Un espacement de 5 cm par rapport à la poutre.

XI.8. CONCLUSION :

Dans le présent chapitre, nous avons effectué le dimensionnement des différents équipements du tablier, qui permettent le bon fonctionnement du tablier de l'ouvrage.

Par la suite, nous entamerons le dernier chapitre qui concerne le dimensionnement et la vérification de l'infrastructure du pont.

CHAPITRE XII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XII.1. INTRODUCTION :

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

L'infrastructure de l'ouvrage 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. Ces dernières doivent répondre aux exigences du franchissement.

Dans ce dernier chapitre, nous allons traiter les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre ouvrage.

XII.2. ETUDE DE LA PILE :

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

Le **Tableau XII.1** et la **Figure XII.1** ci-dessous, indiquent l'implantation et la conception proposée pour les 04 piles de notre ouvrage :

Tableau XII.1 : Implantation des piles.

N° Pile	PK *(Km)*	Côte TN *(m)*	Côte projet *(m)*	H *(m)*
P1	10 + 347,558	52,71	61,09	4,41
P2	10 + 387,558	54,00	62,53	4,91
P3	10 + 427,558	54,83	64,19	5,31
P4	10 + 467,558	57,19	66,09	4,41

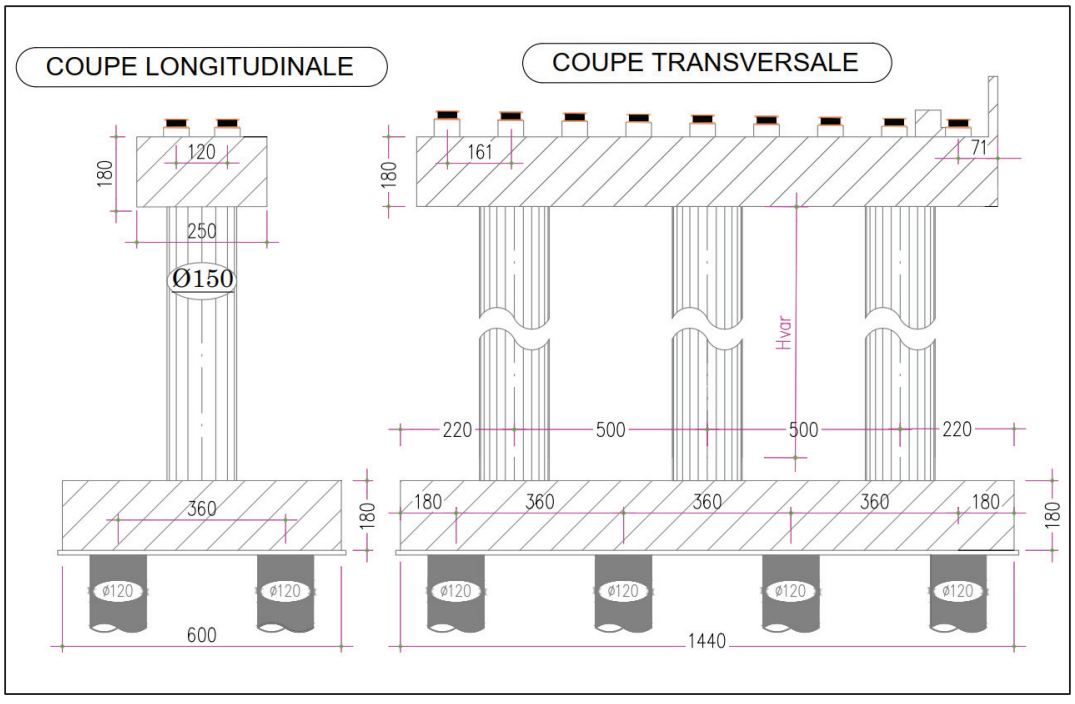


Figure XII.1 : Pré-dimensionnement de la pile.

XII.2.1. ETUDE DES FONDATIONS :

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le **Tableau XII.2** ci-dessous :

Tableau XII.2 : Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous semelle).

Cas	Combinaison	N *(KN)*	H *(KN)*	M *(KN.m)*
ELS	*G + 1,2(A(l) + St) + 0,6T*	10651,91	556,56	6852,63
ELU	*1,35G + 1,6(A(l) + St) + 0,9T*	14348,27	759,66	9305,95
ELA	$E1 + R_{max} + PP_{p3}$	8094,38	3912,14	26543,27

NB : Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous la semelle) et la combinaison des efforts se trouvent en **Annexe**.

XII.2.1.1. Etude des pieux :

❖ **Nombre de pieux :**

Nous avons supposé 02 files de 04 pieux chacune, donc un nombre total : **N = 08 pieux**.

❖ **Effort revenant à chaque pieu :**

$$\mathbf{R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}} \qquad \text{(XII. 1)}$$

Avec :

N : Effort normal maximal ;

n : Nombre de pieux ;

$\mathbf{M_x}$ **,** $\mathbf{M_y}$ **:** Moment maximaux dans les sens x et y ;

X , Y : Distances des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le **Tableau XII.3** ci-dessous :

Tableau XII.3 : R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables sur pile.

Cas	R_{max} *(KN)*	R_{min} *(KN)*	Q_p **à 10,5m** *(KN)*
ELS	1807,37	798,75	2418,3
ELU	2439,78	1071,47	4242,1
ELA	2855,08	320,98	4666,3

Nous avons donc :

$R_{max\text{-}ELS} = 1807,37 \text{ KN} < 2418,3 \text{ KN}$

$R_{max\text{-}ELA} = 2855,08 \text{ KN} < 4666,3 \text{ KN}$ → **Pas de risque de poinçonnement.**

$R_{min} > 0$ → **Pas de risque de soulèvement.**

❖ **Actions sur les pieux :**

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement **λ** donné par : $\boldsymbol{\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}}$ (XII. 2)

Avec :

b : diamètre du pieu ; **b = 1,2 m**

$\mathbf{C_u}$ **:** Module de réaction du sol ; $\mathbf{C_u = 30\ MN/m^3}$

E : Module d'élasticité du béton ; **E = 37619,47 MPa**

I : Moment d'inertie du pieu ; $\mathbf{I = 0,101\ m^4}$

On aura donc : $\boldsymbol{\lambda = 0{,}221}$ d'où : $\boldsymbol{\lambda L = 2{,}32}$ (L étant la longueur du pieu).

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de $\mathbf{X_{\varphi}^{H}}$ et $\mathbf{X_{\varphi}^{M}}$:

$$\lambda L = 2{,}32 \rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^{H} = 1{,}29 \\ X_{\varphi}^{M} = 1{,}58 \end{cases}$$

Effort tranchant max en tête du pieu :

ELS → H_{max} = 556,56 KN d'où : $\bar{P} = 69{,}57$ KN
ELU → H_{max} = 759,68 KN d'où : $\bar{P} = 94{,}96$ KN
ELA → H_{max} = 3912,16 KN d'où : $\bar{P} = 489{,}02$ KN

Moment fléchissant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante : $\bar{M} = -\frac{X_{\varphi}^{H}}{X_{\varphi}^{M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$ (XII. 3)

ELS → $\bar{M}$ = - 258,15 KN.m
ELU → $\bar{M}$= - 352,35 KN.m
ELA → $\bar{M}$= - 1814,57 KN.m

Effort normal sur pieu correspondant au moment max :

ELS → **N** = 855,61 KN
ELU → **N** = 1147,29 KN
ELA → **N** = 8094,38 KN.m

❖ **Ferraillage des pieux :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

✓ **Section d'acier :**

A_S = 113,10 cm² → On prend : **24 HA25** (A_S = 117,81 cm²)

✓ **Cerces transversaux :**

1 cerce H16 avec **St = 10 cm** dans la zone critique et **St = 20 cm** dans la zone courante.

XII.2.1.2. Ferraillage de la semelle :

La semelle présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Longueur → **L = 14,40 m**
Largeur → **l = 6,00 m**
Hauteur → **H = 1,80 m**

Pour son ferraillage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\alpha \geq 45°} \\ \boldsymbol{h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \end{cases} \qquad h = H - 0{,}1$$

Nous avons :

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ = 1,425 m < h = 1,70m **vérifié**

$\alpha_1 = \alpha_2$ = 50,05° > 45° **vérifié**

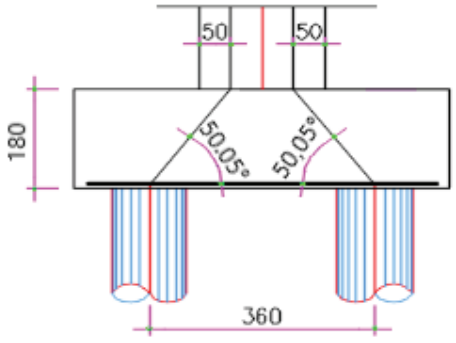


Figure XII.2 : Méthode des bielles sur semelle.

La section d'**armature transversale inférieure** est donnée par :

$$\mathbf{A_s = \frac{N_{Max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}} \qquad \text{(XII. 4)}$$

- **Condition normale :**

$N_{Max-ELS}$ = 1807,37 KN et $\overline{\sigma_{a-ELS}}$ = 333,33 MPa

D'où : $\mathbf{A_{s-ELS}}$ **= 45,45 cm²**

- **Condition sismique :**

$N_{Max-ELS}$ = 2855,08 KN et $\overline{\sigma_{a-ELS}}$ = 500,00 MPa

D'où : $\mathbf{A_{s-ELS}}$ **= 47,86 cm²**

On prend : **6 HA32** (A_S = 48,25 cm²) avec St = $\mathbf{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 25\ cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = h + \emptyset_{pieu}}$ **= 1,70 + 1,20 = 2,90 m**.

- **Armatures longitudinales inférieures :**

$\mathbf{A_{s1}}$ **= As/2 = 23,93 cm²** ; soit : **8 HA20** avec St = $\mathbf{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 20\ cm}$

- **Armatures transversales supérieures :**

$\mathbf{A_{s2}}$ **= As/3 = 15,95 cm²** ; soit : **6 HA20** avec St = $\mathbf{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 25\ cm}$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$\mathbf{A_{s3}}$ **= As/4 = 11,97 cm²** ; soit : **8 HA14** avec St = $\mathbf{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 20\ cm}$

- **Armatures latérales :**

$\mathbf{A_{s4}}$ **= As/10 = 4,79 cm²** ; soit : **4 HA14** avec St = $\mathbf{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 40\ cm}$

XII.2.2. ETUDE DES FUTS :

La colonne (le fût) 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 propre de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes → D = 1,50 m

- Entraxe → E = 5,00 m

❖ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\lambda < \bar{\lambda}}$

Avec : $\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{I}}$

Tel que :

λ : Élancement de la pièce.

lf : Longueur de flambement = 0,707 l_0 (console) ; $\mathbf{l_0}$ **= 5,31 m** (hauteur max)

I : rayon de giration ; $\mathbf{I = \frac{D}{4}}$

Et : $\bar{\lambda} = \max\begin{cases} 50 \\ \min\left(\frac{67.e_0}{h}; 100\right) \end{cases}$ (XII. 5)

Nous aurons : $\boldsymbol{\lambda}$ **= 10,01 m⁻¹** $< \bar{\lambda}$ **= 50 m⁻¹** → **Flambement vérifié**.

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le **Tableau XII.4** ci-dessous :

Tableau XII.4 : Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous fût).

Cas	Combinaison	N *(KN)*	H *(KN)*	M *(KN.m)*
ELS	*G + 1,2(A(l) + St) + 0,6T*	6763,91	556,56	5850,82
ELU	*1,35G + 1,6(A(l) + St) + 0,9T*	9099,47	759,66	7709,78
ELA	*E1 + R_{max} + PP_{p3}*	4136,40	3826,12	19718,29

NB : Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous le fût) et la combinaison des efforts se trouvent en **Annexe**.

Sollicitations les plus défavorables par fût :

ELS → $\mathbf{M_{max}}$ = 1950,27 KN.m $\mathbf{N_{cors}}$ = 2254,64 KN
→ $\mathbf{T_{max}}$ = 185,52 KN $\mathbf{N_{cors}}$ = 2254,64 KN

ELU → $\mathbf{M_{max}}$ = 2569,93 KN.m $\mathbf{N_{cors}}$ = 3033,16 KN
→ $\mathbf{T_{max}}$ = 253,22 KN $\mathbf{N_{cors}}$ = 3033,16 KN

ELA → $\mathbf{M_{max}}$ = 6572,86 KN.m $\mathbf{N_{cors}}$ = 1378,80 KN
→ $\mathbf{T_{max}}$ = 1209,18 KN $\mathbf{N_{cors}}$ = 1378,80 KN

❖ **Ferraillage des fûts :**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

✓ **Section d'acier :**

A_S = 202,8 cm² → On prend : **2×21 HA25** (A_S = 206,17 cm²)

✓ **Cerces transversaux :**

2 cerce H16 avec **St = 10 cm** dans la zone critique et **St = 20 cm** dans la zone courante.

XII.2.3. ETUDE DU CHEVETRE :

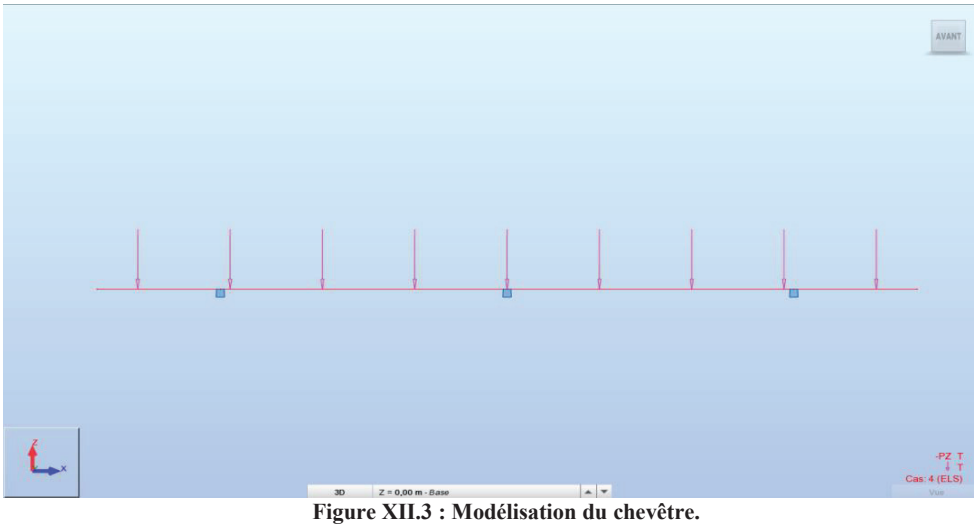


Figure XII.3 : Modélisation du chevêtre.

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2018** comme le montre la **Figure XII.3** ci-dessus.

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

XII.2.3.1. Dimensionnement à la flexion :

Les résultats du moment fléchissant obtenus à l'ELS et à l'ELU pour la combinaison la plus défavorable sont mentionnés dans la **Figure XII.4** et le **Tableau XII.5** suivants :

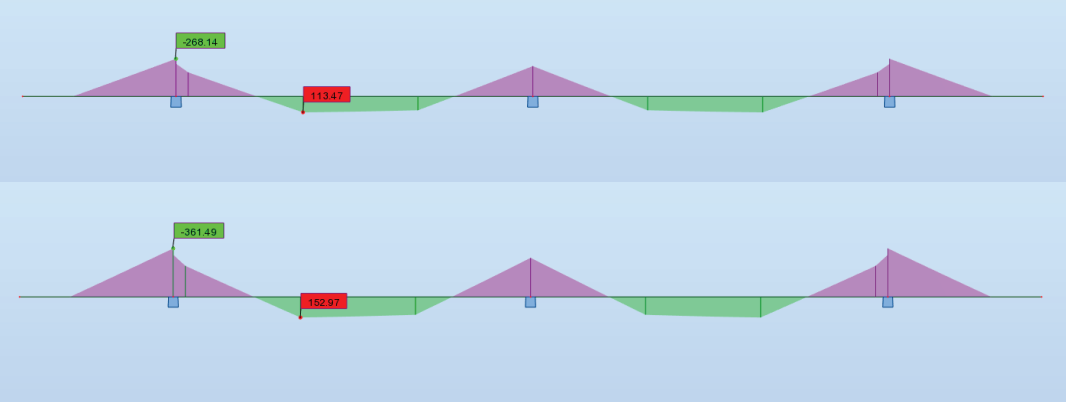


Figure XII.4 : Moments maximaux sur chevêtre à l'ELS et à l'ELU.

Tableau XII.5 : Moments maximaux sur chevêtre à l'ELS et à l'ELU.

Combinaison	Sollicitation	M_{max} ELS *(KN.m)*	M_{max} ELU *(KN.m)*
G + 1,2(A(l) + St)	Sur appui	2681,4	3614,9
	En travée	1134,7	1529,7

❖ **Ferraillage du chevêtre :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

✓ **Section d'acier :**

- Nappe supérieure : **As = 67,8 cm²** → On prend : **14 HA25** (A_S = 68,72 cm²)
- Nappe inférieure : **As = 27,7 cm²** → On prend : **14 HA16** (A_S = 28,15 cm²)

Avec : $\rho_g \geq 0,15\% \times B = 27\ cm^2$ → **Condition vérifiée.**

✓ **Armatures transversales :**

$T_{max\text{-}ELU}$ **= 4859,1 KN → 1 cadre H16** avec **St = 8 cm** dans la zone critique et **St = 20 cm** dans la zone courante.

XII.2.3.2. Dimensionnement à la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie. Cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'**une seule travée est chargée**.

Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, dont la largeur L_t est limitée par :

$$\begin{aligned} L_t &= L_c && \text{si} && L_c < \emptyset + H_c \\ L_t &= L_c + \emptyset && \text{si} && L_c > \emptyset + H_c \end{aligned} \qquad \text{(XII.6)}$$

Application Numérique :

Nous avons : $\mathbf{L_c = 2{,}5\ m}$; $\mathbf{H_c = 1{,}8\ m}$; $\mathbf{\emptyset = 1{,}5\ m}$

D'où : $\mathbf{L_t = 2{,}5\ m}$

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n} \qquad \text{(XII. 7)}$$

Avec :

C : Moment de torsion maximal par ml ; $\mathbf{C = max\ (C1\ ;\ C2) = R_i \times e}$ (C1 étant le moment de torsion en phase de construction et C2 le moment de torsion en service)

Ω : Aire de la torsion ; $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

$\mathbf{b_n}$ **:** Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; $b_n = H_c/6$

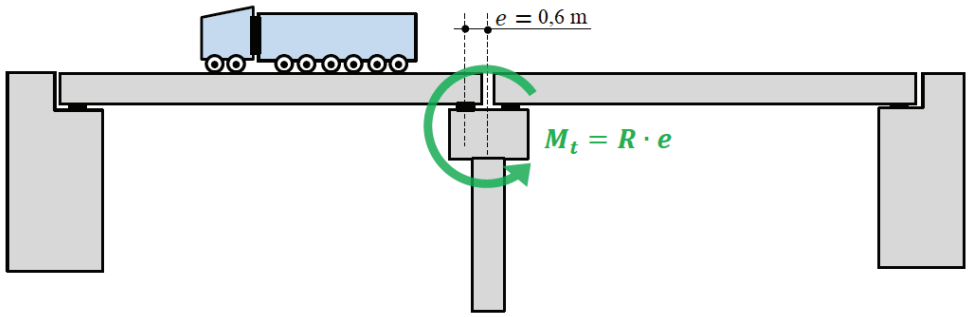


Figure XII.5 : Torsion du chevêtre.

La section d'acier nécessaire pour reprendre les efforts de torsion est donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{C \times P}{2\Omega} \qquad \text{(XII. 8)}$$

Avec :

P : Périmètre du chevêtre ; $\mathbf{P = (2H_c - b_n) + (2L_t - b_n) = 8{,}00\ m}$

$\overline{\sigma_a}$ **:** Contrainte limite admissible de l'acier ; $\overline{\sigma_a}$**= 2/3 fe = 333,33 MPa**

Application Numérique :

C1 = 159,44 KN.m/ml ; **C2 = 79,92 KN.m/ml**

D'où : **C = 159,44 KN.m/ml**

Donc : $\mathbf{\tau_b = 1{,}15\ MPa}$; $\mathbf{A_s = 5{,}80\ cm^2/ml}$

→ On opte pour **HA14** avec un espacement de **25 cm**.

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0{,}23\ b\,d\,\frac{f_{t28}}{f_e} = 3{,}12\ cm^2/ml \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

❖ **Condition des contraintes tangentielles :**

La condition à vérifier est :

$$\tau_b + \tau_v \leq \tau_{lim} \qquad \text{(XII. 9)}$$

$\tau_v = V_u/b_0 \times d = 1{,}2$ MPa

$\tau_{lim} = \min\left\{0{,}15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right\} = 3$ MPa

D'où :

$$\boldsymbol{\tau_b + \tau_v = 2{,}35\text{ MPa} \leq \tau_{lim} = 3\text{ MPa}} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

Ci-dessous le schéma général du ferraillage de la pile :

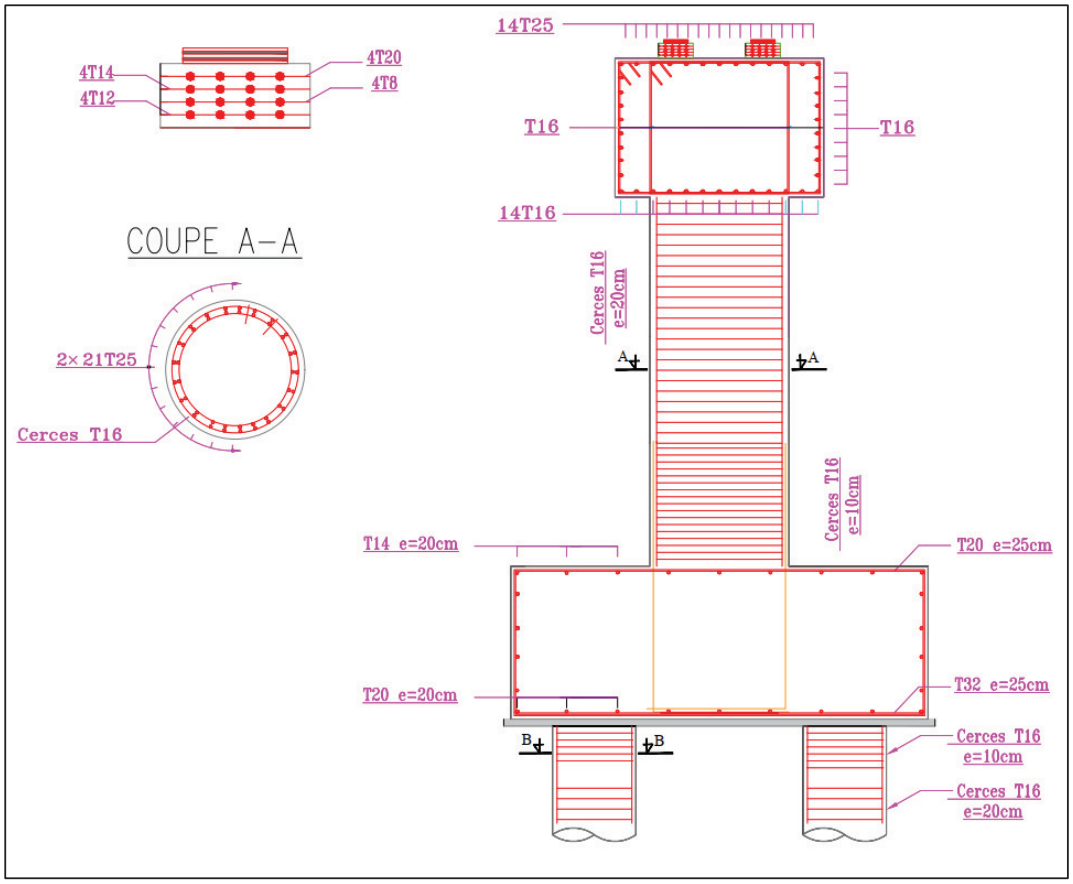


Figure XII.6 : Schéma général du ferraillage de la pile.

XII.3. ETUDE DE LA CULEE :

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont.

Construite à ses deux bords, il s'agit de l'élément qui assure la liaison entre le tablier de l'ouvrage et le milieu environnant.

C'est donc à la fois, un appui du tablier, et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges des remblais.

En général, on distingue trois types de culées :

- ✓ **Culées enterrées** : noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- ✓ **Culées remblayées** : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- ✓ **Culées creuses** : se forme d'une boite renversée.

Vu les données naturelles du site où se trouve notre ouvrage, nous avons opté pour une **culée de type remblayée**.

XII.3.1. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le **Tableau XII.6** et la **Figure XII.4** ci-dessous :

Tableau XII.6 : Dimensions des différents éléments de la culée.

Elément	Dimensions		
Semelle	Longueur	→	L_{sem} = 14,40 m
	Largeur	→	l_{sem} = 6,00 m
	Epaisseur	→	e_{sem} = 1,80 m
Mur frontal	Longueur	→	L_{mf} = 13,20 m
	Hauteur	→	h_{mf} = 4,80 m
	Epaisseur	→	e_{mf} = 1,5 m
Mur garde grève	Longueur	→	L_{mgg} = 14,40 m
	Hauteur	→	h_{mgg} = 2,65 m
	Epaisseur	→	e_{mgg} = 0,30 m
Mur corbeau	Longueur	→	L_{mc} = 13,20 m
	Hauteur	→	h_{mc} = 1,30 m
	Epaisseur	→	e_{mc} = 0,65 m
Mur en retour	Longueur	→	L_{mr} = 5,52 m
	Hauteur	→	h_{mr} = 7,45 m
	Epaisseur	→	e_{mr} = 0,60 m
Dalle de transition	Longueur	→	L_{ddt} = 13,20 m
	Largeur	→	l_{ddt} = 4,00 m
	Epaisseur	→	e_{ddt} = 0,30 m

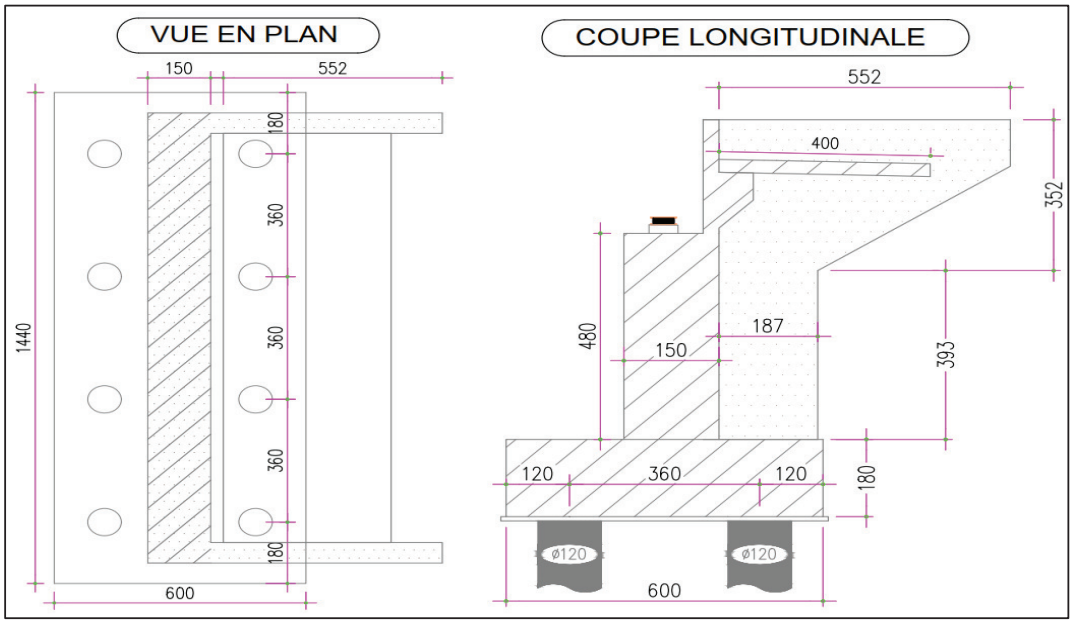


Figure XII.7 : Pré-dimensionnement de la culée.

XII.3.2. ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

XII.3.2.1. Etude des fondations :

- **Evaluation des efforts :**

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le **Tableau XII.7** ci-dessous :

Tableau XII.7 : Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous semelle).

Cas	Combinaison	N *(KN)*	H *(KN)*	M *(KN.m)*
ELS	*G + 1,2Q + 0,6T*	18313,93	2578,07	-1546,56
ELU	*1,35G + 1,6Q+ 0,9T*	24717,86	4477,98	-2154,33
ELA	$R_{max} - H + 0,3V$	12076,64	7839,28	-17619,06

NB : Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous la semelle) et la combinaison des efforts se trouvent en **Annexe**.

XII.3.2.1.1. Etude des pieux :

La démarche est la même que celle sur pile :

❖ **Nombre de pieux :**

Nous avons supposé 02 files de 04 pieux chacune, donc un nombre total : **N = 08 pieux**.

❖ **Effort revenant à chaque pieu :**

$$\mathbf{R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}} \qquad \text{(XII. 10)}$$

Avec :

N : Effort normal maximal ;

n : Nombre de pieux ;

$\mathbf{M_x}$ **,** $\mathbf{M_y}$ **:** Moment maximaux dans les sens x et y ;

X , Y : Distances des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le **Tableau XII.8** ci-dessous :

Tableau XII.8 : R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables sur culée.

Cas	R_{max} *(KN)*	R_{min} *(KN)*	Q_p à 12,0m *(KN)*
ELS	2630,27	2181,84	3051,0
ELU	4612,77	2940,13	5247,3
ELA	2733,13	253,86	5772,1

Nous avons donc :

$R_{max\text{-}ELS}$ = 2630,27 KN < 3051,0 KN
$R_{max\text{-}ELA}$ = 2733,13 KN < 5772,1 KN → **Pas de risque de poinçonnement.**

$R_{min} > 0$ → **Pas de risque de soulèvement.**

❖ **Actions sur les pieux :**

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement **λ** donné par : $\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$ (XII. 11)

Avec :

b : diamètre du pieu ; **b = 1,2 m**

C_u : Module de réaction du sol ; **C_u= 30 MN/m^3**

E : Module d'élasticité du béton ; **E = 37619,47 MPa**

I : Moment d'inertie du pieu ; **I = 0,101 m^4**

On aura donc : **λ = 0,221** d'où : **λL = 2,65** (L étant la longueur du pieu).

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de $\mathbf{X_\varphi^H}$ et $\mathbf{X_\varphi^M}$:

$$\lambda L = 2{,}65 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1{,}23 \\ X_\varphi^M = 1{,}53 \end{cases}$$

Effort tranchant max en tête du pieu :

ELS → H_{max} = 2578,07 KN d'où : $\overline{P} = 322{,}26$ KN
ELU → H_{max} = 4477,98 KN d'où : $\overline{P} = 559{,}75$ KN
ELA → H_{max} = 7839,28 KN d'où : $\overline{P} = 979{,}91$ KN

Moment fléchissant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante : $\overline{\mathbf{M}} = -\frac{\mathbf{X_\varphi^H}}{\mathbf{X_\varphi^M}} \times \frac{\overline{\mathbf{P}}}{\boldsymbol{\lambda}}$ (XII. 12)

ELS → $\overline{\mathbf{M}}$ = - 1166,55 KN.m
ELU → $\overline{\mathbf{M}}$ = - 2026,24 KN.m
ELA → $\overline{\mathbf{M}}$ = - 3547,19 KN.m

Effort normal sur pieu correspondant au moment max :

ELS → **N** = 2630,27 KN
ELU → **N** = 4612,77 KN
ELA → **N** = 2733,13 KN.m

❖ **Ferraillage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

- ✓ **Section d'acier :**

A_S = 113,10 cm² → On prend : **24 HA25** (A_S = 117,81 cm²)

- ✓ **Cerces transversaux :**

1 cerce H16 avec **St = 10 cm** dans la zone critique et **St = 20 cm** dans la zone courante.

XII.3.2.1.2. Ferraillage de la semelle :

La semelle repose sur 02 files de 04 pieux chacune, elle présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Longueur → **L = 14,40 m**
Largeur → **l = 6,00 m**
Hauteur → **H = 1,80 m**

Pour son ferraillage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\alpha \geq 45°} \\ \boldsymbol{h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \end{cases} \qquad h = H - 0{,}1$$

Nous avons :

$\boldsymbol{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$ **= 1,425 m < h = 1,70 m** → **Condition vérifiée.**

$\boldsymbol{\alpha_1 = \alpha_2 = 50{,}05° > 45°}$ → **Condition vérifiée.**

La section d'**armature transversale inférieure** est donnée par :

$$\boldsymbol{A_s = \frac{N_{Max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}} \qquad \text{(XII. 13)}$$

- **Condition normale :**

$N_{Max-ELS}$ = 2630,27 KN et $\overline{\sigma_{a-ELS}}$ = 333,33 MPa

D'où : $\boldsymbol{A_{s-ELS}}$ **= 66,14 cm²**

- **Condition sismique :**

$N_{Max-ELS}$ = 2733,13 KN et $\overline{\sigma_{a-ELS}}$ = 500,00 MPa

D'où : $\boldsymbol{A_{s-ELS}}$ **= 45,82 cm²**

On prend : **9 HA32** (A_S = 72,38 cm²) avec St = $\boldsymbol{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 15\ cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\boldsymbol{L = h + \emptyset_{pieu}}$ **= 1,70 + 1,20 = 2,90 m**.

- **Armatures longitudinales inférieures :**

$\boldsymbol{A_{s1}}$ **= A_S/2 = 33,54 cm²** ; soit : **7 HA25** avec St = $\boldsymbol{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 20\ cm}$

- **Armatures transversales supérieures :**

$\boldsymbol{A_{s2}}$ **= A_S/3 = 22,36 cm²** ; soit : **9 HA20** avec St = $\boldsymbol{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 15\ cm}$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$\boldsymbol{A_{s3}}$ **= A_S/4 = 16,77 cm²** ; soit : **7 HA20** avec St = $\boldsymbol{(h + \emptyset_{pieu} - d)/(n-1) = 20\ cm}$

- **Armatures latérales :**

A_{s4} = As/10 = 6,71 cm² ; soit : **4 HA16** avec un espacement de **25 cm**

XII.3.2.2. Etude du mur frontal :

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement par : les charges permanentes, le poids propre de la superstructure, les poussées des terres, les surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

- **Evaluation des efforts :**

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le **Tableau XII.9** ci-dessous :

Tableau XII.9 : Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous mur frontal).

Cas	Combinaison	N *(KN)*	H *(KN)*	M *(KN.m)*
ELS	*G + 1,2(A(l) + St) + 0,6T*	13091,60	1501,41	- 970,26
ELU	*1,35G + 1,6(A(l) + St) + 0,9T*	22732,66	2648,92	-1348,75

NB : Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous le fur frontal) et la combinaison des efforts se trouvent en **Annexe**.

Sollicitations les plus défavorables par ml :

ELS → **M_{max}** = -73,50 KN.m/ml **N_{cors}** = 991,79 KN/ml
→ **T_{max}** = 113,74 KN/ml **N_{cors}** = 991,79 KN/ml

ELU → **M_{max}** = -102,18 KN.m/ml **N_{cors}** = 1722,17 KN/ml
→ **T_{max}** = 200,68 KN/ml **N_{cors}** = 1722,17 KN/ml

- **Ferraillage du mur frontal :**

La section d'acier est calculée sur une bande de (1m × 1,5m) à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

✓ **Section d'acier (coté remblai) :**

A_S = 15,0 cm² avec : $\rho_g \geq 0,15\% \times B = 22,5\ cm^2$ → **Condition non vérifiée.**
Donc on prend **: 5 HA25** (A_S = 24,54 cm²) avec un espacement **20 cm**.

✓ **Armature de construction (coté tablier) :**

A_S = As/3 = 7,5 cm² ; soit : **5 HA16** (A_S = 10,05 cm²) avec un espacement de **20 cm**

✓ **Armature transversale :**

A_S = As/4 = 5,625 cm² ; soit : **5 HA12** (A_S = 5,65 cm²) avec un espacement de **20 cm**

XII.3.2.3. Etude du mur garde-grève :

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

✓ Poussée des terres.
✓ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
✓ Force de freinage du camion B_C.

- **Evaluation des efforts :**

➢ **Moment dû aux poussées des terres :**

$$\mathbf{M_p = \frac{P \times H}{3}} \quad \textbf{et} \quad \mathbf{P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L} \qquad \text{(XII. 14)}$$

Avec :

H : Hauteur des remblais ; **H = 2,65 m**

$\mathbf{K_a}$ **:** coefficient de poussée des terres ; $\mathbf{K_a}$ **= 0,33**

L : longueur des remblais ; **L = 1 m**.

Application Numérique :

P = 20,86 KN/ml **D'où :** $\mathbf{M_{p-ELS}}$ = 18,42 KN.m/ml $\mathbf{M_{p-ELU}}$ = 24,87 KN.m/ml

- **Moment dû à la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève :**

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrières de **6t** de deux camions B_C accolées, placés de telle manière que les rectangles d'impact 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**, et ceci, à cause des incertitudes concernant la transmission des efforts.

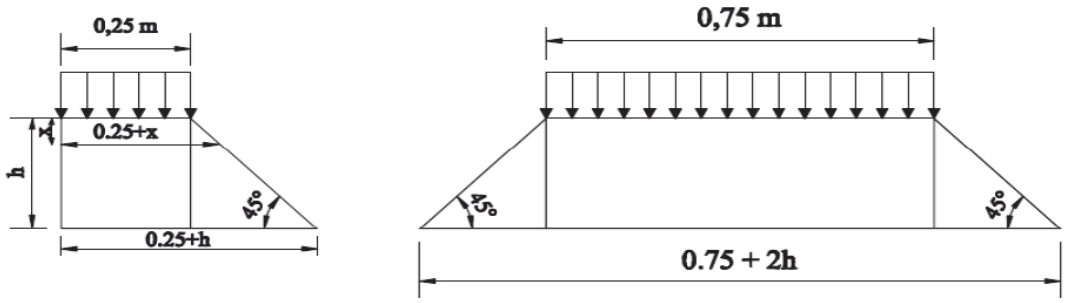


Figure XII.8 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$\mathbf{M_p = \frac{12K}{0{,}75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0{,}25+x)} dx} \quad \text{avec :} \quad \mathbf{K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma} \qquad \text{(XII. 15)}$$

Avec :

γ : Coefficient de pondération ; **γ = 1,6** à l'ELU **et γ = 1,2** à l'ELS

bc : Coefficient de pondération du système B_C

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

h : hauteur du mur garde-grève.

Application Numérique :

K = 0,50 à l'ELS **et** **K = 0,67** à l'ELU

La valeur de $\mathbf{M_P/K}$ est explicitée dans le **Tableau XII.9** ci-dessous pour différente valeurs de h :

Tableau XII.10 : Valeurs de M_P/K selon h.

h	0,5	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
M_p/K *(KN.m/ml)*	22,3	34,0	44,1	61,1	74,5	85,6	94,9

Avec interpolation **2,50 m < h = 2,65 m < 3,00 m** on aura : **M_P/K = 88,39 KN.m/ml**

D'où : $\mathbf{M_{p-ELS}}$ = 44,61 KN.m/ml et $\mathbf{M_{p-ELU}}$ = 59,48 KN.m/ml

- **Moment dû à la force de freinage du camion B_C :**

Seul l'effet d'une roue de **6t** est considéré, et le moment dû au freinage est donné par l'expression suivante :

$$\mathbf{M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}}$$ avec : **P = 60 KN** et **μ = 1,6** à l'ELU **et 1,2** à l'ELS

Application Numérique :

$\mathbf{M_{p-ELS}}$ = 68,76 KN.m/ml **et** $\mathbf{M_{p-ELU}}$ = 91,68 KN.m/ml

Donc les **moments maximaux** sollicitant le mur **garde-grève** à **l'ELU** et à **l'ELS** sont :

- $\mathbf{M_{p-ELS}}$ = 131,79 KN.m/ml
- $\mathbf{M_{p-ELU}}$ = 176,02 KN.m/ml

- **Ferraillage du mur garde-grève :**

La section d'acier est calculée sur une bande de (1m × 0,30m) à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

- ✓ **Section d'acier (coté remblai) :**

A_S = 24,5 cm² avec : $\mathbf{\rho_g \geq 0{,}15\% \times B = 4{,}5\ cm^2}$ → **Condition vérifiée.**

Donc on prend : **5 HA25** (A_S = 24,54 cm²) avec un espacement de **20 cm**

- ✓ **Armature de construction (coté tablier) :**

$A_S = A_S/3$ = 8,17 cm² ; soit : **5 HA16** (A_S = 10,05 cm²) avec un espacement de **20 cm**

- ✓ **Armature transversale :**

$A_S = A_S/4$ = 6,13 cm² ; soit : **5 HA14** (A_S = 7,70 cm²) avec un espacement de **20 cm**

XII.3.2.4. Etude de la 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 est supposée simplement appuyé, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Les charges qui agissent sur cette dernière sont résumées dans le **Tableau XII.11** ci-dessous :

Tableau XII.11 : Charges agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	Q *(KN/ml)*	M *(KN.m/ml)*	V *(KN)*
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	18,54	37,08	37,08
Surcharges	10	20	20

Donc les **efforts maximaux** sollicitant la dalle de transition sont :

A l'ELS → $\mathbf{M_{ser} = M_G + 1{,}2M_Q}$ = 79,92 KN.m/ml
→ $\mathbf{V_{ser} = V_G + 1{,}2V_Q}$ = 79,92 KN/ml

A l'ELU → $\mathbf{M_{ult} = 1{,}35M_G + 1{,}6M_Q}$ = 107,49 KN.m/ml
→ $\mathbf{V_{ult} = 1{,}35V_G + 1{,}6V_Q}$ = 107,49 KN/ml

- **Ferraillage de la dalle de transition :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

✓ **Section d'acier :**

$\mathbf{A_S = 14{,}4\ cm^2}$ avec : $\boldsymbol{\rho_g \geq 0{,}15\% \times B = 4{,}5\ cm^2}$ → **Condition vérifiée.**
Donc on prend : **5 HA20** (A_S = 15,71 cm^2) avec un espacement de **20 cm**.

✓ **Armatures longitudinales :**

2 barres H12 (barre supérieure + barre inférieure) avec **St = 22,5 cm**

✓ **Armature de construction :**

$\mathbf{A_S = A_S/3 = 4{,}8\ cm^2}$; soit : **5 HA12** (A_S = 5,65 cm^2)

XII.3.2.5. Etude du corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- **Evaluation des efforts :**

Réaction due au poids des charges permanentes :

Elle est donnée par la relation suivante : $\mathbf{R_{cp}} = \frac{\mathbf{q_{cp} \times L}}{\mathbf{2}}$ (XII. 16)

Avec :
$\mathbf{q_{cp}} = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p\text{-}dalle_de_transition}$

L : Longueur de la dalle de transition ; **L = 4 m.**

→ $\mathbf{R_{cp}}$ **= 55,92 KN/ml**

Réaction due au poids du corbeau :

Elle est donnée par la relation suivante : $\mathbf{R_{cor}} = \mathbf{V \times \gamma_{béton}}$ (XII. 17)

Avec :
V : volume d'une bande de 1m du mur corbeau ; **V = 1,3825 m^3**
$\boldsymbol{\gamma_{béton}}$ **:** Densité du béton ; **L = 25 KN/m^3.**

→ $\mathbf{R_{cor}}$ **= 34,56 KN/ml**

Réaction des surcharges sur remblai :

Elle est donnée par la relation suivante : $\mathbf{R_{sur}} = \frac{\mathbf{q_{sur} \times L}}{\mathbf{2}}$ (XII. 18)
Avec :
$\mathbf{q_{sur}}$ = 10 KN/ml
L : Longueur de la dalle de transition ; **L = 4 m.**

→ $\mathbf{R_{cp}}$ **= 20,00 KN/ml**

Donc les **réactions maximales** sollicitant le **corbeau d'appui** à **l'ELU** et à **l'ELS** sont :

- $\mathbf{R_{ser}} = R_G + 1{,}2R_Q = \mathbf{114{,}48\ KN/ml}$
- $\mathbf{R_{ult}} = 1{,}35R_G + 1{,}6R_Q = \mathbf{154{,}15\ KN/ml}$

- **Ferraillage du corbeau d'appui :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

✓ **Section d'acier :**

$\mathbf{A_S = 13{,}2\ cm^2}$ avec : $\mathbf{\rho_g \geq 0{,}15\% \times B = 9{,}75\ cm^2}$ → **Condition vérifiée.**

Donc on prend : **5 HA20** ($A_S = 15{,}71\ cm^2$) avec un espacement de **20 cm**.

✓ **Armature de construction :**

$\mathbf{A_S = A_S/3 = 4{,}4\ cm^2}$; soit : **5 HA12** ($A_S = 5{,}65\ cm^2$)

XII.3.2.6. Etude du mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure y compris la superstructure.
- Poussée des terres.
- Poussée dynamique due au compactage.
- Charges concentrées (verticale F_V = 4t et horizontale F_H = 2t) situées à 1m de l'extrémité du mur.
- Charge répartie de 10KN/ml.

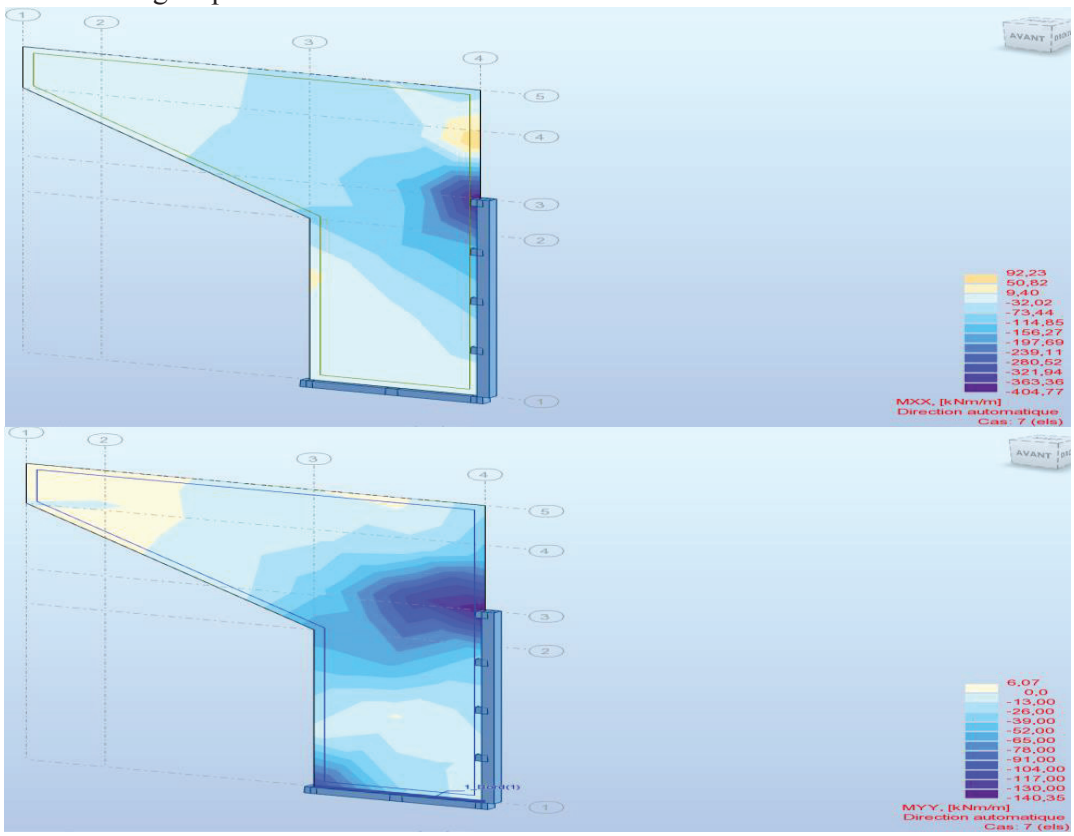


Figure XII.9 : Moments MXX et MYY du mur en retour à l'ELS

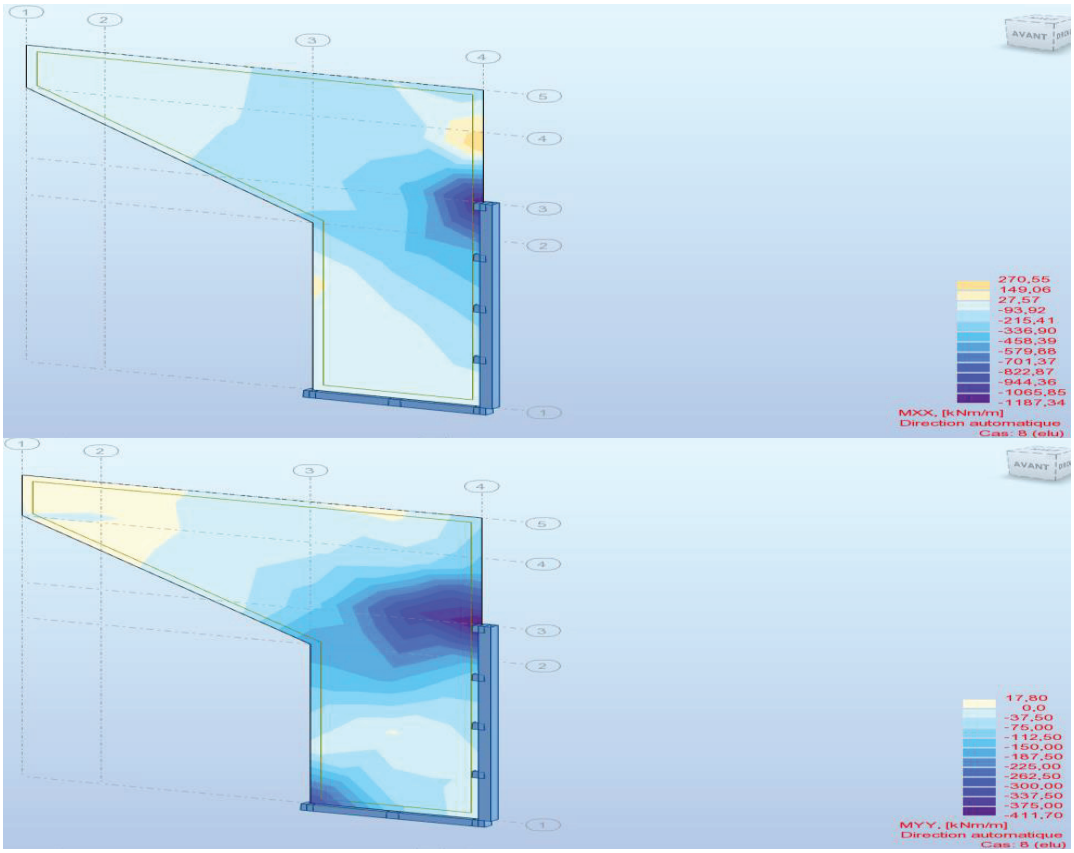


Figure XII.10 : Moments MXX et MYY du mur en retour à l'ELU

L'étude du mur en retour se fera à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 2018**, dont les résultats sont mentionnés ci-dessous :

À l'ELS : **MXX = 404,77 kN.m/ml** et **MYY = 140,35 kN.m/ml**

À l'ELU : **MXX = 1187,34 kN.m/ml** et **MYY = 411,70 kN.m/ml**

- **Ferraillage du mur en retour :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

❖ **Ferraillage horizontal :**

✓ **Section d'acier (coté remblai) :**

$A_S = 18\ cm^2$ avec : $\rho_g \geq 0,15\% \times B = 9\ cm^2$ → **Condition vérifiée.**

Donc on prend : **4 HA25** ($A_S = 19,63\ cm^2$) avec un espacement de **25 cm**

✓ **Armature de construction (coté tablier) :**

$A_S = A_S/3 = 6\ cm^2$; soit : **4 HA14** ($A_S = 6,16\ cm^2$) avec un espacement de **25 cm**

❖ **Ferraillage vertical :**

✓ **Section d'acier (coté remblai) :**

$A_S = 57,3\ cm^2$ → On prend : **8 HA32** ($A_S = 64,34\ cm^2$) avec un espacement de **12,5 cm**

✓ **Armature de construction (coté tablier) :**

$A_S = A_S/3 = 19,1\ cm^2$; soit : **8 HA20** ($A_S = 25,13\ cm^2$) avec un espacement de **12,5 cm**

Ci-dessous le schéma général du ferraillage de la culée :

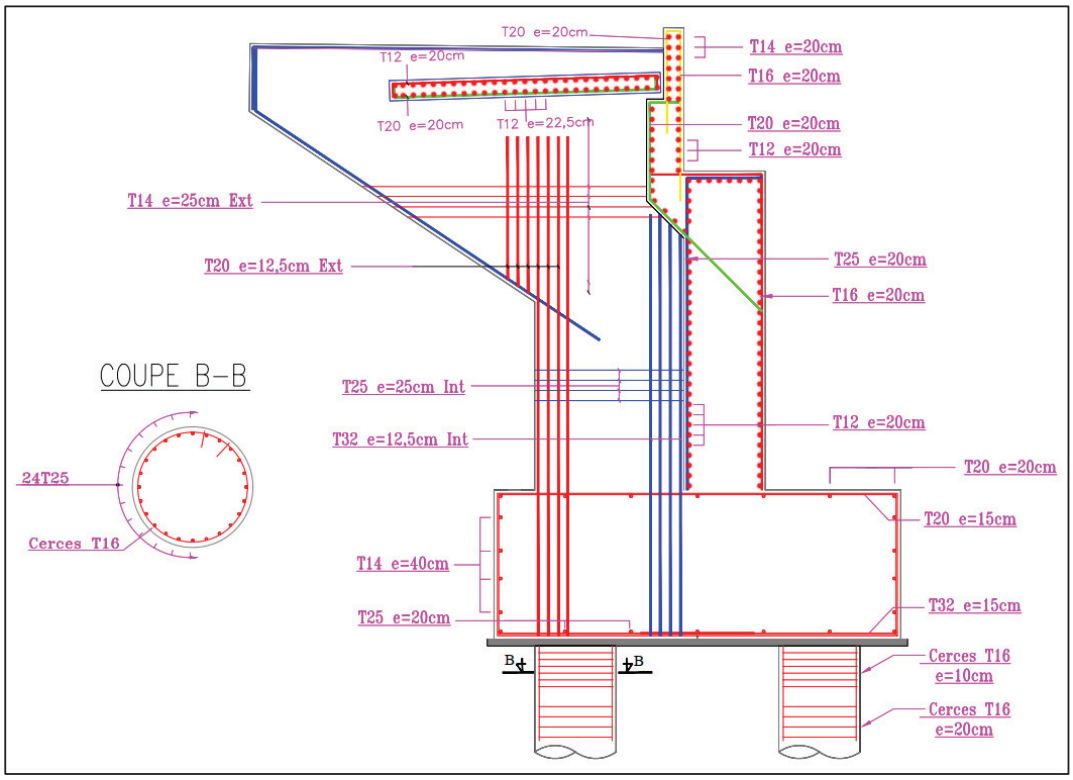


Figure XII.11 : Schéma général du ferraillage de la culée.

XII.4. CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en calculant le ferraillage de leurs éléments, qui va leur permettre d'avoir un fonctionnement adéquat, et l'ouvrage pourra être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un élève-ingénieur. Elle nécessite réflexion et prérequis dans le domaine.

Ce mémoire de fin d'études constitue un travail de synthèse englobant différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, le calcul des fondations…etc.

Ce travail nous a permis de bien assimiler les connaissances théoriques acquises durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, et de les mettre en œuvre à travers le calcul manuel. Mais également, le passage vers le calcul automatique à partir d'une modélisation correcte, et pouvoir y comparer les résultats.

La maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, fut également un acquis indispensable pour nous, en tant que futurs ingénieurs dans le domaine. Ceci s'est effectué en se référant à ces règlements dans chaque étape de notre calcul ainsi que le côtoiement de notre encadreur M. BIREM et tous les ingénieurs avec lesquels nous avions eu la chance de nous entrevoir. Ceci, nous a permis de bien comprendre les principes de calcul de ces règlements, notamment ceux qui nous paraissaient difficile à assimiler au début.

Nous avons pu, durant notre modeste travail, soulever quelques points qui, à notre avis, restent à explorer et que nous nous permettons de citer dans ce qui suit :

- Comment prendre en compte correctement l'effet de la précontrainte sur la flexion de la dalle ?
- Dans le calcul manuel de la dalle, comment faire lorsque les valeurs de calcul ne se trouvent pas au niveau des abaques ?

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui a été élaboré lors de l'étude, une surveillance permanente et rigoureuse est nécessaire lors des travaux de réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLOGRAPHIQUES

Abrahamson, N.A., Schneider, J.F. & Stepp, J.C : *Empirical spatial coherency functions for application to soil-structure interaction analyses*, Earthquake Spectra, 1991. 7. 1-27

Andreas J. Kappos and Anastasios G. Sextos : *Department of Civil Engineering*, Aristotle University of Thessaloniki, 54124 Thessaloniki, Greece – 2009.

Anne BERNARD-GELY&Jean-Armand CALGARO avec la participation de **Jean-Louis MICHOTEY** : *CONCEPTION DES PONTS*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 49, rue de l'université, 75007 Paris, France - 1994.

A. S. H. ANG : *Probability concepts in earthquake engineering*. In: *Applied Mechanics in Earthquake Engineering*. American Society of Mechanical Engineers, New York, USA – 1974, 225-259.

Bulletin technique n°7 : *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, Document SETRA – Juin 2003.

D. E. NEWLAND : Third Edition. *An introduction to Random Vibrations, Spectral & Wavelet Analysis*, Dover publications, Inc, Mineola, New York, USA – 2005.

Document technique réglementaire (DTR) : *REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES (RCPR)*, Ministère des Travaux Publics, Algérie – Juin 2009.

Document technique réglementaire (DTR) : *REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA2008)*, Ministère des Travaux Publics, Algérie – Juin 2009.

Dr. A. KONIN : *Support de cours de béton précontraint*, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement– Avril 2011.

Fascicule n° 62 - Titre I - Section I : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99*, CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GÉNÉRALES – Avril 1999.

Fascicule n° 62 - Titre I - Section II : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99*, CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GÉNÉRALES – Avril 1999.

Guide de conception : *Ponts à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)*, Document SETRA – Février 1996.

Guide de conception : *Ponts mixtes acier-béton* bipoutres, Document SETRA – Mars 1990.

Guide de conception : *Ponts courants en zone sismique*, Document SETRA – Janvier 2000.

Guide technique : *Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires*, Document SETRA – Juillet 2007.

Guide technique : *Appuis des tabliers P.P.73 – 1.3.1 & 1.3.2*, Document SETRA – Octobre 1977.

HAMMADI Sara & KAABECHE Selma : *Etude du viaduc V1 sur la pénétrante reliant TIZI-OUZOU à l'autoroute EST-OUEST du PK6+728 au PK6+973*, Mémoire de projet de fin d'études, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics – Juin 2016.

Henry THONIER : *Le béton précontraint aux états-limites*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris, France - 1985.

Jean PERCHAT & Jean ROUX : *Pratique du BAEL 91 – quatrième édition*, France.

Luco, J.E. & Wong, H.L. : *Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1986. 14. 891-908.

M. BELAOURA : *cours de béton armé*, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics « Francis JEANSON », Alger, Algérie – 2017.

M. BELAOURA : *cours de béton précontraint*, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics « Francis JEANSON », Alger, Algérie – 2018.

M. THENOZ : *Calculs de hourdis de ponts*, Document SETRA – Mai 1972.

Mme OUMOUSSA : *Support de cours 4ème année : Les dalles*, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics « Francis JEANSON », Alger, Algérie.

Mongi BEN OUEZDOU : *Cours d'ouvrages d'art– Tome 2 : dimensionnement*, Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis, Tunisie – Octobre 2008.

Mouloud OUANANI, Boualem TILIOUINE and alek HAMMOUTENE : effect *of spatial variability of ground motion on non-linear dynamic behavior of cable stayed bridges*, Article in MATEC Web of Conferences · January 2018.

M. Y. MEHIAOUI Ep HADJEBAR : *Effets de la stochasticité des conditions géologiques locales sur la variabilité spatiale de la réponse sismique des sols,* Thèse de Magister option : Structure, Ecole Nationale Polytechnique Alger, Algérie – 2001.

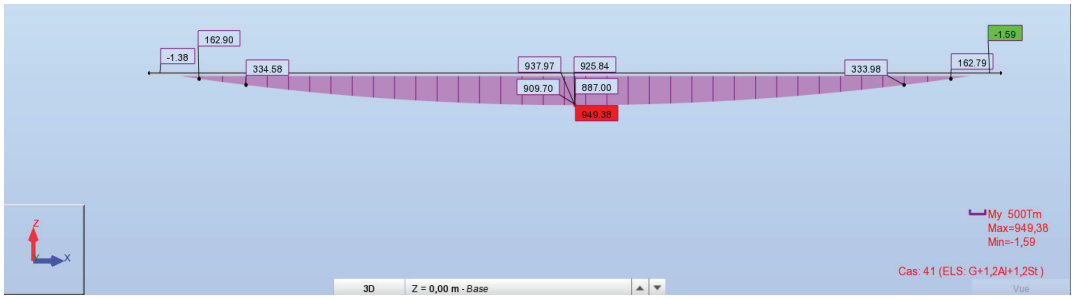
N. BENMANSOUR : *Effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur le comportement dynamique des ponts***,** thèse de doctorat en Génie Civil, Université ABOU BAKR BELKAID Tlemcen, Algérie - 2013.

Robert CHAUSSIN : *Béton précontraint*, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France – Février 1990.

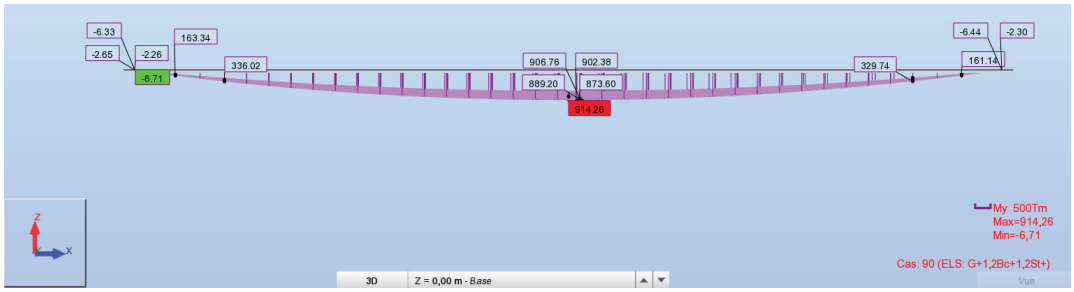
ANNEXES « A »

ANNEXES « A »

A.1. MOMENTS FLECHISSANTS AU NIVEAU DU TABLIER :



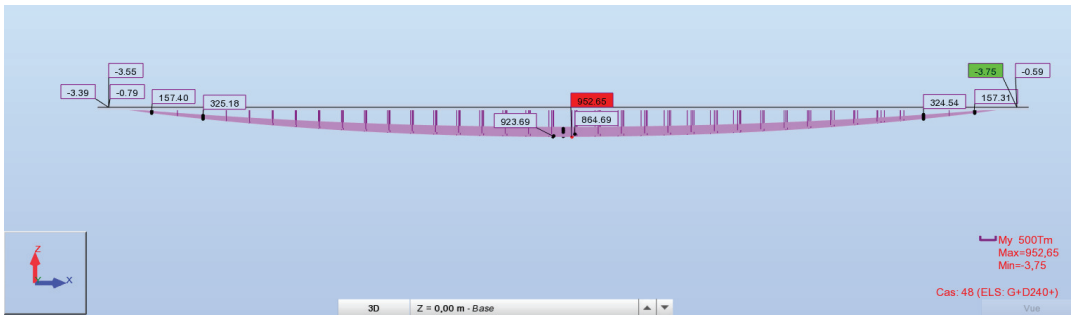
ELS : G + 1,2 (A(l) + St)



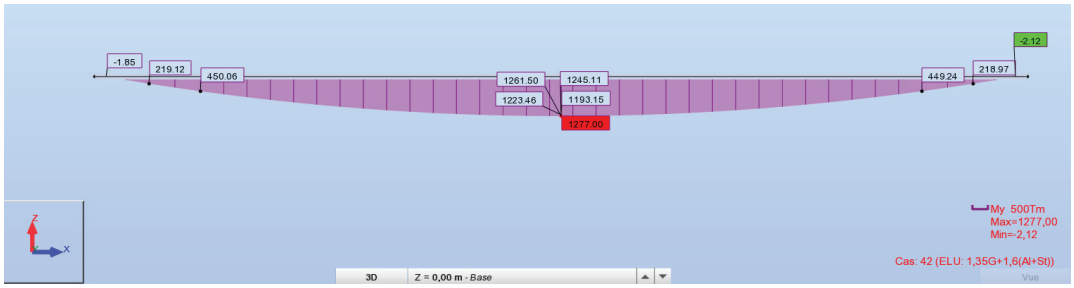
ELS : G + 1,2 (B_C + St)



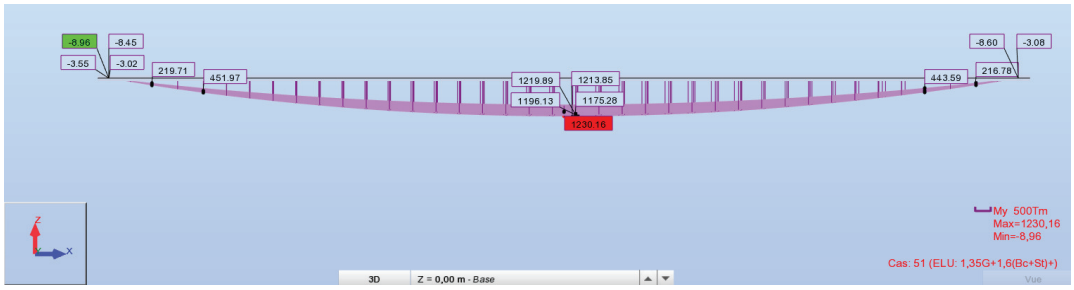
ELS : G + Mc 120



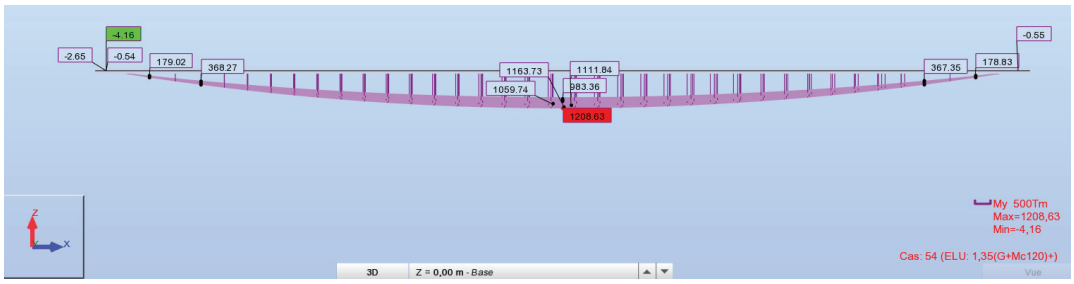
ELS : G + D 240



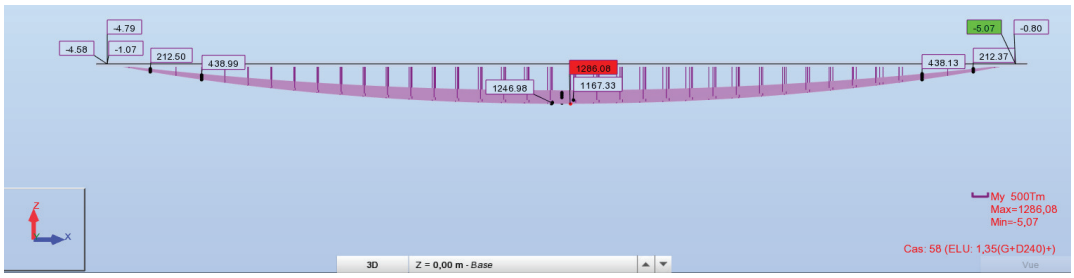
ELU : 1,35 G + 1,6 (A(l) + St)



ELU : 1,35 G + 1,6 Bc + St)

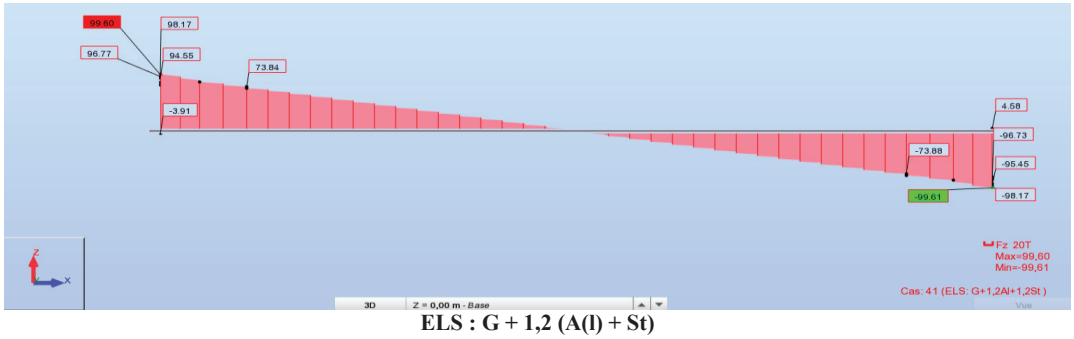


ELU : 1,35 (G + Mc 120)

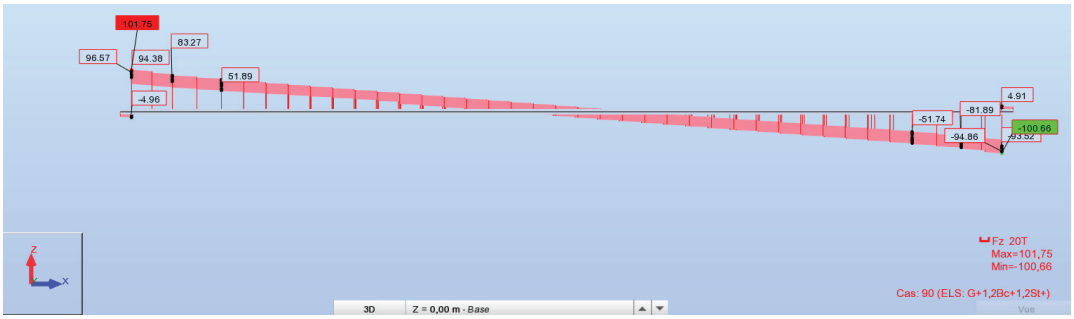


ELU : 1,35 (G + D 240)

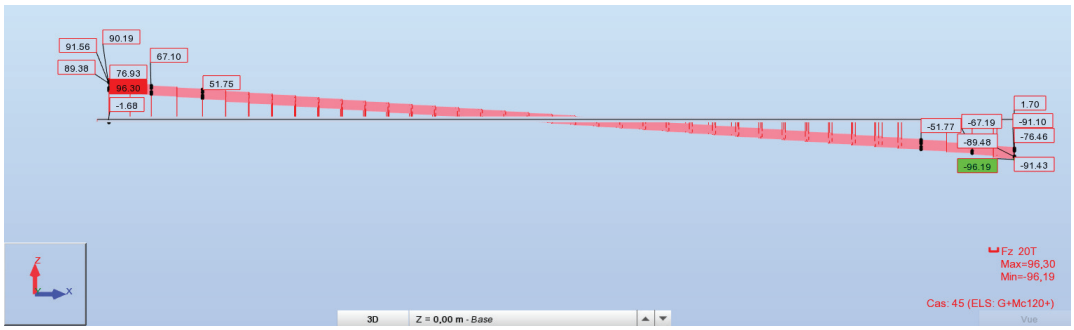
A.2. EFFORTS TRANCHANTS AU NIVEAU DU TABLIER :



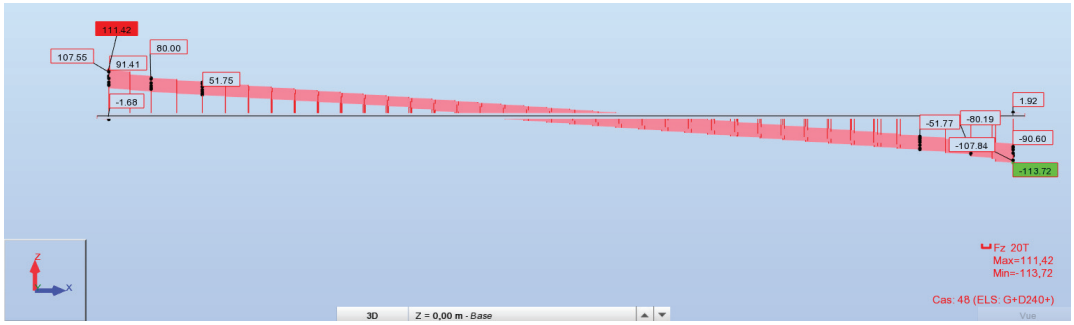
ELS : G + 1,2 (A(l) + St)



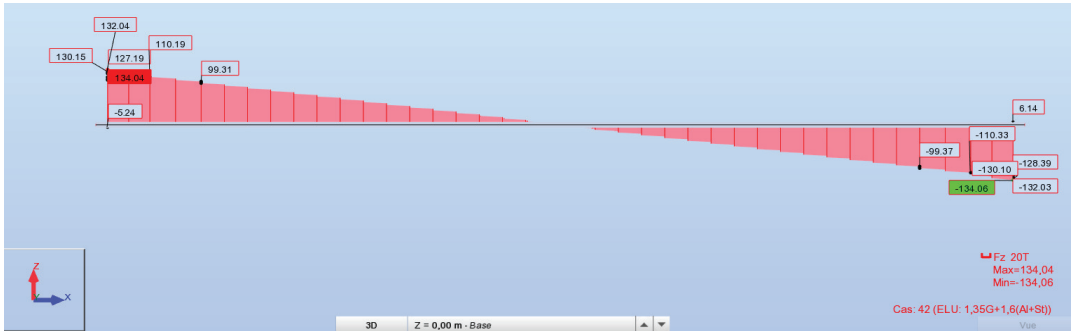
ELS : G + 1,2 (B_C + St)



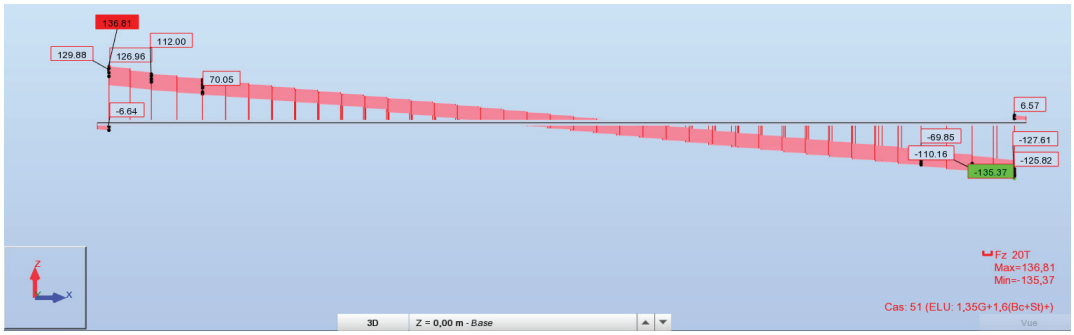
ELS : G + Mc 120



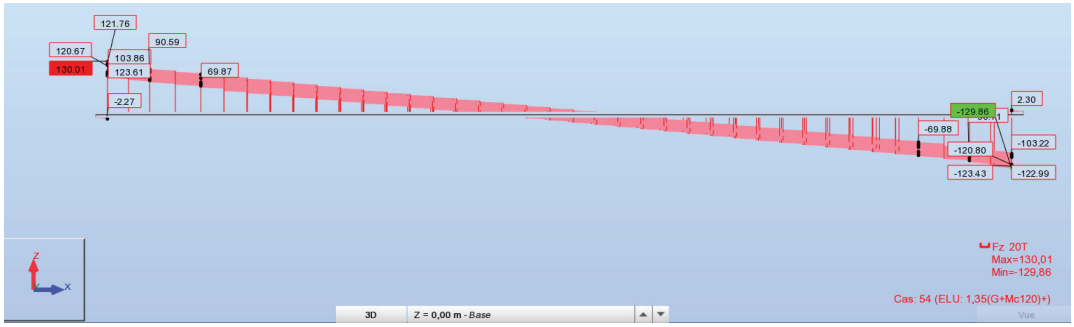
ELS : G + D 240



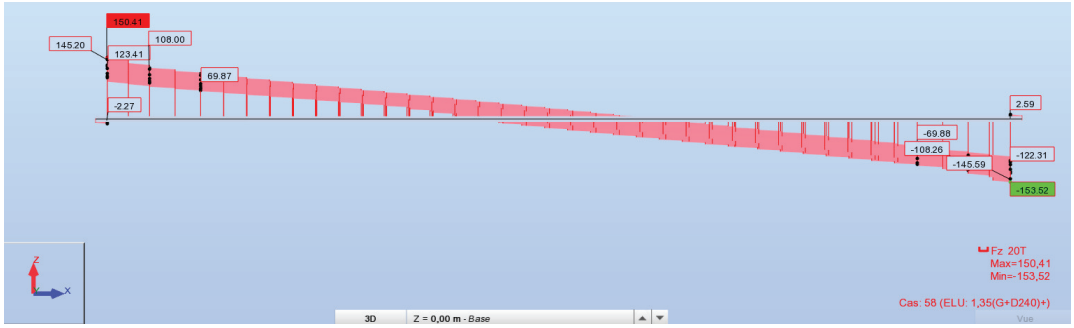
ELU : 1,35 G + 1,6 (A(l) + St)



ELU : 1,35 G + 1,6 (B_C + St)



ELU : 1,35 (G + Mc 120)



ELU : 1,35 (G + D 240)

ANNEXES

ANNEXES « B »

ANNEXES « B »

B.1. REACTIONS DU TABLIER :

1. Réactions Chagres Permanentes :								
Culee :		**Rg =**	647,63	t				
Pile :		**Rg=**	1295,26	t				
2. Réactions dues aux surchages								
Système de charge A			(RCPR Art 4.4)					
1 ere cas : une travée chargée								
	q A(l) =	A(l) * a1 * a2 *L						
	q A(l) =	3,255	t/ml	Pour une voie chargée				
	q A(l) =	6,510	t/ml	Pour deux voies chargées				
	q A(l) =	8,794	t/ml	Pour trois voies chargées				
	q A(l) =	9,768	t/ml	Pour quatre voies chargées				
2 eme cas : deux travées chargées								
	A(l) =	0,63	t/m²					
	q A(l) =	2,19	t/ml	Pour une voie chargée				
	q A(l) =	4,38	t/ml	Pour deux voies chargées				
	q A(l) =	5,92	t/ml	Pour trois voies chargées				
	q A(l) =	6,58	t/ml	Pour quatre voies chargées				
2.1. Reaction du au A(l) :								
Culee :		**RA(l) =**	190,48	t				
Pile :		**RA(l)=**	256,51	t				
Système de charge B			(RCPR Art 4.5)					
	Q(t) =	60	Pour une voie chargée					
	Q(t) =	120	Pour deux voies chargées					
	Q(t) =	180	Pour trois voies chargées					
	Q(t) =	240	Pour quatre voies chargées					
	bc =	1,2	Pour une voie chargée					
	bc =	1,1	Pour deux voies chargées					
	bc =	0,95	Pour trois voies chargées					
	bc =	0,8	Pour quatre voies chargées					
Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ :								
	δ =	1,053	Pour une voie chargée					
	δ =	1,060	Pour deux voies chargées					
	δ =	1,064	Pour trois voies chargées					
	δ =	1,066	Pour quatre voies chargées					
2.2. Reaction du au Bc :								
	R Bc =	**R. n . bc . δ**						
n : nombre de voie			1	2	3	4		
Culee :	**R=**	49,15	t					
	Rbc=	62,11	t	Pour une voie chargée				
	Rbc=	114,62	t	Pour deux voies chargées				
	Rbc=	149,04	t	Pour trois voies chargées				
	Rbc=	167,67	t	Pour quatre voies chargées				
Pile	**R=**	52,85	t					
	Rbc=	66,776	t	Pour une voie chargée				
	Rbc=	123,28	t	Pour deux voies chargées				
	Rbc=	160,25	t	Pour trois voies chargées				
	Rbc=	180,27	t	Pour quatre voies chargées				
Culee :		**RBc =**	167,67	t				
Pile :		**RBc=**	180,27	t				
Charges militaires : MC120				**(RCPR Art 4.10)**				
	Q =	110	t					
	Q =	18,03	t/ml					
Le système Mc120 est multiplié par des coefficients de majoration dynamique δ :								
	δ =	1,05700						

2.3. Reaction du au MC120 :

Culee :	**R =**	101,40	t
			Rmc120 = 107,18 t
Pile :	**R =**	107,39	t
			Rmc120 = 113,51 t

Convoi exceptinnel : D240 (RCPR Art 4.11)

Q=	240	t
Q=	12,90	t/ml

2.4. Reaction du au D240 :

Culee :	**R =**	182,77	t
Pile :	**R =**	215,08	t

2.5. Surchagres sur trottoir :

Q =	0,15	t/m²
Culee :	**R =**	3,90 t
Pile :	**R =**	7,80 t

Tableau récapitulatif

Charge	Culée	Pile
R_g	647,63	1295,26
$R_{(Al)}$	190,48	256,51
R_{bc}	167,67	180,27
R_{Mc120}	107,18	113,51
R_{D240}	182,77	215,08
R_{ST}	3,90	7,80

B.2. CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER (GUYON-MASSONNET) :

❖ MOMENTS FLECHISSANTS :

θ=0,79	K0								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2328	0,4152	1,0597	1,6329	1,9106	1,6329	1,0597	0,4152	-0,2328
b/4	-0,4783	0,0216	0,5447	1,1045	1,6329	1,8981	1,6297	1,0816	0,4704
b/2	-0,4766	-0,1837	0,1396	0,5447	1,0597	1,6297	2,0405	2,0372	1,8658
3b/4	-0,3726	-0,2927	-0,1837	0,0216	0,4152	1,0816	2,0372	3,1303	4,1014
b	-0,243	-0,3726	-0,4766	-0,4783	-0,2328	0,4704	1,8658	4,1014	7,0276
	-0,37256	-0,2927	-0,1837	0,0216	0,41518	1,08162	2,03722	3,13034	4,10144

θ=0,79	K1								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6341	0,7797	0,9815	1,225	1,3732	1,225	0,9815	0,7797	0,6341
b/4	0,4009	0,5169	0,6872	0,9326	1,225	1,4262	1,3366	1,1554	1,0023
b/2	0,2594	0,3472	0,48	0,6872	0,9815	1,3366	1,6187	1,63	1,5562
3b/4	0,1762	0,2435	0,3472	0,5169	0,7797	1,1554	1,63	2,0853	2,3353
b	0,1232	0,1762	0,2594	0,4009	0,6341	1,0023	1,5562	2,3353	3,3124
	0,1762	0,24346	0,3472	0,51692	0,77974	1,15544	1,63	2,08532	2,33528

θ=0,79	Kα								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0039	0,5147	1,0384	1,5215	1,7639	1,5215	1,0384	0,5147	0,0039
b/4	-0,2383	0,1568	0,5836	1,0576	1,5215	1,7693	1,5497	1,1017	0,6156
b/2	-0,2757	-0,0388	0,2325	0,5836	1,0384	1,5497	1,9253	1,9260	1,7813
3b/4	-0,2228	-0,1463	-0,0388	0,1568	0,5147	1,1017	1,9260	2,8450	3,6193
b	-0,1430	-0,2228	-0,2757	-0,2383	0,0039	0,6156	1,7813	3,6193	6,0134

θ=0,79	Kα								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre 0	0,00	0,51	1,04	1,52	1,76	1,52	1,04	0,51	0,00
poutre 1	-0,21	0,20	0,64	1,11	1,55	1,74	1,49	1,03	0,54
poutre 2	-0,27	0,01	0,32	0,70	1,15	1,60	1,84	1,73	1,50
poutre 3	-0,24	-0,11	0,06	0,31	0,70	1,26	1,93	2,51	2,96
poutre 4	-0,18	-0,19	-0,16	-0,05	0,25	0,85	1,85	3,25	4,86

Surcharge	Nv	M0	P0		P1		P2		P3		P4	
			K	M réel	K	M réel	K	M réel	K	M réel	K	M réel
A(L)	01	68,76	1,53	105,2	1,68	115,52	1,91	131,33	2,36	162,27	2,72	187,03
	02	137,52	1,53	210,41	1,49	204,9	1,68	231,03	1,7	233,78	1,64	225,53
	03	185,75	1,28	237,76	1,37	254,48	1,34	248,91	1,23	228,47	1,04	193,18
	04	206,35	1,16	239,37	1,13	233,18	1,03	212,54	0,89	183,65	0,72	148,57
S(t)	01	2,02	0,1	0,20	0,69	1,39	1,81	3,66	3,48	7,03	5,57	11,25
	02	4,12	0,1	0,41	0,26	1,07	0,79	3,24	1,63	6,72	2,72	11,21
Bc	01	60,67	1,57	95,25	1,64	99,5	1,89	114,67	2,49	151,07	2,49	151,07
	02	111,97	1,57	175,37	1,51	169,07	1,69	188,77	1,82	203,29	1,61	179 ,84
	03	145,60	1,33	193,65	1,4	203,84	1,38	200,93	1,31	190,74	1,04	151,42
	04	163,79	1,21	198,19	1,16	190	1,06	173,62	0,96	157,24	0,72	117,93
Bt	01	42,13	1,52	64,04	1,62	68,25	1,9	80,05	2,36	99,43	2,7	113,75
	02	84,67	1,52	128,7	1,47	124,46	1,67	141,4	1,7	143,94	1,66	140,55
Br	01	11,33	1,76	19,94	1,76	19,94	1,92	21,75	2,98	33,76	4,04	45,77
Mc120		116,11	1,53	177,65	1,57	182,29	1,77	205,51	1,85	214,3	1,67	193,9
D240		198,01	1,65	326,72	1,67	330,68	1,68	332,66	1,43	283,15	1,09	215,83

❖ EFFORTS TRANCHANTS :

θ=0,79	ἑ0								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,003445	0,086962	0,168387	0,237741	0,269843	0,237741	0,168387	0,086962	0,003445
b/4	-0,057117	0,017421	0,093301	0,169821	0,237741	0,272438	0,247454	0,189931	0,124281
b/2	-0,081398	-0,027953	0,028611	0,093301	0,168387	0,247454	0,308641	0,327134	0,328151
3b/4	-0,088723	-0,06038	-0,027953	0,017421	0,086962	0,189931	0,327134	0,481501	0,625196
b	-0,001244	-0,088723	-0,081398	-0,057117	0,003445	0,124281	0,328151	0,625196	0,994153

θ=0,79	**ε**ἑ1								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,054359	0,086312	0,134809	0,218777	0,366184	0,218777	0,134809	0,086312	0,054359
b/4	0,034267	0,053558	0,082757	0,133033	0,220669	0,37233	0,228643	0,145818	0,0913
b/2	0,024795	0,037405	0,056356	0,088521	0,14355	0,236759	0,393346	0,25052	0,156538
3b/4	0,023009	0,032845	0,047423	0,071447	0,110923	0,174571	0,275437	0,43287	0,270296
b	0,028355	0,038465	0,053188	0,076518	0,112677	0,16649	0,242899	0,344859	0,467831

θ=0,79	**ε**ἑ alpha								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,02249527	0,086871	0,16368608	0,23508604	0,28333074	0,23508604	0,16368608	0,086871	0,02249527
b/4	-0,02292424	0,03094223	0,09182484	0,16467068	0,23535092	0,28642288	0,24482046	0,17342543	0,11194064
b/2	-0,04166422	-0,00349828	0,03899223	0,0926318	0,16490982	0,2459567	0,34033471	0,29846767	0,2639393
3b/4	-0,04166422	-0,00349828	0,03899223	0,09151249	0,16490982	0,2434523	0,34033471	0,29846767	0,2639393
b	-0,04166422	-0,00349828	0,03899223	0,09151249	0,15909385	0,2434523	0,34033471	0,29846767	0,2639393

θ=0,79	**ε**ἑalpha								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre 0	0,02249527	0,086871	0,16368608	0,23508604	0,28333074	0,23508604	0,16368608	0,086871	0,02249527
poutre 1	-0,0174739	0,03765368	0,10044819	0,17312052	0,2411085	0,28026246	0,23508433	0,1630389	0,1012072
poutre 2	-0,03716662	0,00476745	0,05167206	0,10992113	0,18181568	0,25566858	0,31741129	0,26845753	0,22745962
poutre 3	-0,04166422	-0,00349828	0,03899223	0,09191544	0,16490982	0,24435388	0,34033471	0,29846767	0,2639393
poutre 4	-0,04166422	-0,00349828	0,03899223	0,09151249	0,16188551	0,2434523	0,34033471	0,29846767	0,2639393

Surcharge	Nv	T0	P0		P1		P2		P3		P4	
			K	T réel	K	T réel	K	T réel	K	T réel	K	T réel
A(L)	01	63,472	0,24	15,21	0,26	16,47	0,29	18,36	0,32	20,34	0,31	19,71
	02	126,95	0,24	30,42	0,23	29,25	0,27	34,29	0,27	34,29	0,27	34,29
	03	171,46	0,2	34,29	0,22	37,71	0,22	37,71	0,22	37,71	0.23	39,42
	04	190,47	0,18	34,29	0,18	34,29	0,17	32,40	0,17	32,40	0,2	38,07
S(t)	01	1,90	0,03	0,09	0,11	0,18	0,23	0,45	0,28	0,54	0,26	0,45
	02	3,80	0,03	0,09	0,05	0,18	0,1	0,36	0,11	0,45	0,11	0,45
Bc	01	62,11	0,25	15,57	0,26	16,11	0.29	18,00	0,31	19,26	0,31	19,26
	02	114,62	0,25	28,71	0,23	26,37	0,27	30,96	0,28	32,13	0,28	32,13
	03	149,04	0,21	31,32	0,22	32,76	0,22	32,76	0,23	34,29	0,22	32,76
	04	167,66	0,19	31,86	0,18	30,15	0,18	30,15	0,18	30,15	0,17	28,53
Bt	01	39,59	0,24	9,54	0,26	10,26	0,29	11,52	0.31	12,24	0,31	12,24
	02	79,56	0,24	19,08	0,23	18,27	0,27	21,51	0,27	21,51	0,27	21,51
Br	01	10,46	0,28	2,88	0.28	2,88	0.31	3,24	0.34	3,51	0.34	3,51
Mc120		107,18	0,24	25,74	0,23	24,66	0,27	28,98	0,27	28,98	0,27	28,98
D240		182,77	0,26	47,52	0,26	47,52	0,28	51,12	0.27	49,32	0,27	49,32

B.3. CARACTERISTIQUES NETTES DES POUTRES PRECONTRAINTES :

Caractéristiques géométriques	Section d'about	
	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m^2)	1,2623	1,6648
V' *(m)*	1,0579	1,3159
V (m)	0,9421	0,9341
$I_{/G}$ (m^4)	0,4632	0,8128
ρ *(%)*	36,82	39,72

Caractéristiques géométriques	Section à mi- travée	
	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m^2)	0,7540	1,1565
V' *(m)*	1,0770	1,4417
V (m)	0,923	1,8083
$I_{/G}$ (m^4)	0,3624	0,6527
ρ *(%)*	48,35	48,43

B.4. DETERMINATION DU FUSEAU DE PASSAGE :

l'axe Y vers le bas

position	0,00L	0,25L	0,5L
P1	6,1095	6,1095	6,1095
P2	5,2390	5,2390	5,2390
ρ	0,3972	0,4900	0,4843
V	0,9341	0,8121	0,8083
V'	1,3159	1,4379	1,4417
B	1,6648	1,1565	1,1565
C	0,3710	0,3979	0,3915
C'	0,5227	0,7045	0,6982
β	0,7247	0,6614	0,6507
β'	1,1636	1,3047	1,2930
ɣ	3,4635	3,0281	3,0009
ɣ'	2,0554	1,4099	1,3870
Mm	0,0000	5,0900	6,6930
MM	0,0000	6,4000	9,5270
> eT >	1,1636	2,1378	2,3885
	-0,7247	0,5602	1,1678
> ec >	2,0554	2,2430	2,4825
	-3,4635	-1,8065	-1,1825
> ep >	1,1636	2,1378	2,3885
	-0,7247	0,5602	1,1678
e	0,26	0,91	1,18
	Vérifié	Vérifié	Vérifié

B.5. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES À l'ELU :

h	ep	ds	dp	Ap	As	Nu	Mu min	Mu max
2,25	1,18	2,22	1,983	0,00168	16,77	5,68	9,0356	12,8615

1ere iteration:

εb	εs	y	x	B(x)
0,0035	0,01	0,5755556	0,46044	0,6016

σbc	σpm	εpm	σbpm	εbpm	Δ"εp	σs	0,9*fpeg/1,15	ε(1246,69)	∑'ε	σp(0,0057)	σp(0,01435)	Δσp
22,666667	1125,84	0,0057735	0,660	0,00002	0,00856	434,78261	1246,69565	0,0063933	0,01435	1125,84	1616,29	490,45

Nū		Nu	
10,435399	>	5,68	donc il faut pivoter le diagramme de la deformation autour de A et εb <3,5/1000

2eme iteration:

Donc en doit calculer la valeur de εb qui vas donne $Nul = 5,75\ MN$

εs	B(x)	x	y	εb	εpm	εbpm	Δ"εp	∑'ε	σp(0,0057)	σp(0,01456)	Δσp
0,01	0,391803	0,2433559	0,30419	0,0016	0,0057735	0,00002	0,00876	0,01456	1125,84	1617,43	491,59

Nū		Nu	
5,6742544	=	5,68	donc verifier

Z	Mū		Mu	
1,862	16,706	>	12,8615	donc le couple (Nu;Mu) se trouve a l'interieur de la courbe d'interaction alors les contraintes normales sont verifiees

B.6. ETUDE DE LA FLEXION GLOBALE DE LA DALLE :

θ1=0,79	μ0*(10)^4								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-963,9	-587,2	-141,8	514,8	1541,5	514,8	-141,8	-587,2	-963,9

θ1=0,79	μ1*(10)^4								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-284,5	-243,2	-144,6	150,4	958,9	150,4	-144,6	-243,2	-284,5

θ1=0,79	μα*(10)^4								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-779,7826	-493,976	-142,5588	416,0476	1383,6154	416,0476	-142,5588	-493,976	-779,7826

θ3=2,37	μ0*(10)^4								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	8,11	0,65	-46,43	-91,47	474,35	-91,47	-46,43	0,65	8,11

θ3=2,37	μ1*(10)^4								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1,89	-6,02	-22,05	-45,05	335,4	-45,05	-22,05	-6,02	-1,89

θ3=2,37	μα*(10)^4								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	4,41	-1,8179	-37,4094	-74,2946	422,9385	-74,2946	-37,4094	-1,8179	4,41

Surcharge	Nv		μ_α^-	μ_α^+	μ_α^-	μ_α^+	Pm (t/m^2)	Mx^-	Mx^+
A(l)	1	01	0,0852	0,1907	0,0771	0,1697	1,382	0,771	2,597
		03	0,0081	0,0210					
	2	01	0,1704	0,3804	0,1542	0,3367	1,382	1,543	3,373
		03	0,0162	0,0437					
	3	01	/	0,2952	/	0,2596	1,382	/	2,5974
		03	/	0,0356					
	4	01	/	0,21	/	0,1825	1,382	/	1,828
		03	/	0,0275					
St	1	01	0,0473	/	0,0473	/	0,8	0,275	/
		03	/	0,0002					
	2	01	0,0946	/	0,0946	/	0,8	0,55	/
		03	/	0,0004					
B_C	1	01	0,071	0,153	0,067	0,127	1,343	0,651	1,872
		03	0,004	0,026					
	2	01	0,142	0,306	0,132	0,254	1,343	1,283	3,43
		03	0,01	0,052					
	3	01	/	0,257	/	0,211	1,343	/	2,463
		03	/	0,046					
	4	01	/	0,208	/	0,168	1,343	/	1,651
		03	/	0,04					
Bt	1	01	0,071	0,132	0,067	0,099	0,812	0,393	0,83
		03	0,004	0,033					
	2	01	0,142	0,264	0,134	0,198	0,812	0,788	1,653
		03	0,008	0,066					
Br	1	01	0,054	0.1383	0,0462	0,0909	0,513	0,172	0,378
		03	0,0001	0.0474					
Mc 120		01	/	0,1031	/	0,101	2,792	/	2,507
		03	/	0,0021					
D 240		01	/	0,3059	/	0,2457	3,497	/	6,23
		03	/	0,0602					
G		01	/	0,21	/	0,1825	1,071	/	1,415
		03	/	0,0275					

B.7. DESCENTE DE CHARGE AU NIVEAU DE LA PILE :

❖ AXE SOUS LA SEMELLE :

Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	3888,00	/	0,00	0,90	0,00	/
Fûts	703,77	/	0,00	4,46	0,00	/
Chevetre	1608,75	/	0,00	8,01	0,00	/
G Tablier	1295,26	/	0,00	8,91	0,00	/
Hf+r	/	266,40	/	8,91	/	2373,62
HT°	/	131,40	/	8,91	/	1170,77
Somme	7495,78	345,24	/	/	0,00	3076,09
(Al)	2565,11	/	0,60	/	1539,06	/
(Bc)	1802,69	/	0,60	/	1081,61	/
Mc120	1135,12	/	0,60	/	681,07	/
D240	2150,77	/	0,60	/	1290,46	/
ST	78,00	/	0,60	/	46,80	/
FR_{Al}	/	176,10	/	8,91	/	1569,05
FR_{Bc}	/	150,00	/	8,91	/	1336,50

CN à L'ELS

						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	△ M	R_1	R_2
G+0.6T	7495,78	345,24	3076,09	0,00	3076,09	723,35	1150,59
G+0.6T+1.2Al +ST	10651,91	556,56	4958,95	1893,68	6852,63	855,61	1807,37
G+0.6T+1.2Bc+ST	9737,00	525,24	4679,89	1344,74	6024,62	798,75	1635,50
G+0.6T+Mc120	8630,90	345,24	3076,09	681,07	3757,16	817,95	1339,78
G+0.6T+D240	9646,55	345,24	3076,09	1290,46	4366,55	902,59	1509,05

CN A L'ELU

						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	△ M	R_1	R_2
1,35G+0.9T	10119,30	477,90	4258,09	0,00	4258,09	969,21	1560,61
1.35G+1.6Al+1.6ST+0,9*T	14348,27	759,66	6768,57	2537,38	9305,95	1147,29	2439,78
1.35G+1.6B+1.6ST+0,9*T	13128,40	717,90	6396,49	1805,46	8201,95	1071,47	2210,63
1.35G+1.35Mc120+0,9T	11651,71	477,90	4258,09	919,45	5177,54	1096,91	1816,02
1.35G+1.35D240+0,9T	13022,84	477,90	4258,09	1742,12	6000,21	1211,17	2044,54

❖ AXE SOUS LE FÛT :

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Fûts	703,77	/	0,00	2,66	0,00	
Chevetre	1608,75	/	0,00	6,21	0,00	
G Tablier	1295,26	/	0,00	7,11	0,00	
Hf+r	/	266,40	/	7,11		1894,10
HT°	/	131,40	/	7,11		934,25
Somme	3607,78	397,80	/	/	0,00	2828,36
(Al)	2565,11	/	0,60	/	1539,06	/
(Bc)	1802,69	/	0,60	/	1081,61	/
Mc120	1135,12	/	0,60	/	681,07	/
D240	2150,77	/	0,60	/	1290,46	/
ST	78,00	/	0,60	/	46,80	/
Al	/	176,10	/	7,11	/	1252,07
Bc	/	150,00	/	7,11	/	1066,50

CN à L'ELS

	N	H	MH	MV	△ M
G	3607,78	345,24	2454,66	0,00	2454,66
G+1.2Al+ST	6763,91	556,56	3957,14	1893,68	5850,82
G+1.2Bc+ST	5849,00	525,24	3734,46	1344,74	5079,19
G+Mc120	4742,90	345,24	2454,66	681,07	3135,73
G+D240	5758,55	345,24	2454,66	1290,46	3745,12

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	1950,27	KN.m/ml		N_{cor} =	2254,64	KN./ml
T_{max} =	185,52	KN./ml		N_{cor} =	2254,64	KN./ml

CN A L'ELU

	N	H	MH	MV	△ M
1,35G	4870,50	477,90	3397,87	0,00	3397,87
1.35G+1.6Al+1.6ST	9099,47	759,66	5401,18	2308,60	7709,78
1.35G+1.6B+1.6ST	7879,60	717,90	5104,27	1622,42	6726,69
1.36G+1.35 Mc120	6402,91	477,90	3397,87	681,07	4078,94
1.35G+1.35 D240	7774,04	477,90	3397,87	1290,46	4688,33

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	2569,93	KN.m/ml		N_{cor} =	3033,16	KN./ml
T_{max} =	253,22	KN./ml		N_{cor} =	3033,16	KN./ml

B.8. DESCENTE DE CHARGE AU NIVEAU DE LA CULEE :

❖ AXE SOUS LA SEMELLE :

Désignation	N (KN)	H (KN)	$l_{FV(x/o)}$	$l_{FH(y/o)}$	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	3888,00	/	0,00	0,90	0,00	/
Mur F	2376,00	/	0,00	4,20	0,00	/
DDT	198,00	/	3,05	8,08	603,90	/
Mur en R	712,80	/	2,78	6,32	1981,58	/
Corbeau	456,23	/	1,19	6,67	542,91	/
MGG	286,20	/	0,90	7,93	257,58	/
Poids des Terres Amot	2589,84	/	1,86	4,20	4817,10	/
Poids des T sur DDT	974,16	/	3,05	8,75	2971,19	/
Poussée Mur Frontal	/	1707,73	/	-3,89	/	-6648,75
Poussée Semelle	/	0,00	/	0,00	/	0,00
Poussée DDT	/	41,59	/	-8,57	/	-356,58
Poids Sur 10kN/m²	297,00	/	1,86	/	552,42	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	402,93	/	-4,63	/	-1863,55

	M Renversant : (-)			M Stabilisant : (+)		
Efforts dus au tablier						
Rg	6476,30	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1904,76	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1676,74	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1071,77	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1827,69	/	0,00	/	0,00	/
RST	39,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	266,40	/	-6,60	/	-1758,24
HT°	/	131,40	/	-6,60	/	-867,24
Frein Al	/	176,10	/	-6,60	/	-1162,26
Frein Bc	/	150,00	/	-6,60	/	-990,00

3. Combinaisons de charges

à L'ELS

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	Δ M (KN.m)
G+0.6T	17957,53	2094,56	-11147,46	11174,26	26,80
G+0.6T+1.2Q	18313,93	2578,07	-13383,72	11837,17	-1546,56
G+0.6T+1.2A(l)+ST	20282,24	2305,88	-12542,17	11174,26	-1367,91
G+0.6T+1.2Bc+ST	20008,61	2274,558	-12335,46	11174,26	-1161,20
G+0.6T+Mc120	19029,30	2094,56	-11147,46	11174,26	26,80
G+0.6T+D240	19785,22	2094,56	-11147,46	11174,26	26,80

à L'ELU

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	Δ M (KN.m)
1.35G+0.9T	24242,66	2839,48	-15127,12	15085,25	-41,87
1.35G++0.9T+1.6Q	24717,86	4477,98	-23403,30	21248,96	-2154,33
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	35837,61	4115,06	-22281,23	20365,09	-1916,14
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	35472,77	4073,30	-22005,62	20365,09	-1640,52
1.35G+0.9T+1.35Mc120	34174,48	2839,48	-15127,12	15085,25	-41,87
1.35G+0.9T+1.35D240	35194,97	2839,48	-15127,12	15085,25	-41,87

❖ AXE SOUS LE MUR FRONTAL :

Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Mur F	2376	/	0	2,40	0	/
DDT	198	/	3,05	6,28	603,9	/
						/
Corbeau	456,225	/	1,19	4,87	542,90775	/
MGG	286,2	/	0,9	6,13	257,58	/
Poids des T sur DDT	974,16	/	3,05	6,95	2971,188	/
Poussée Mur Frontal	/	903,26	/	-2,09	/	-1890,825
Poussée DDT	/	41,59152	/	-6,77	/	-281,7133
Poussée Sur 10kN/m²	/	209,088	/	-2,4	/	-501,8112

	M Renversant : (-)			M Stabilisant : (+)		
Efforts dus au tablier						
Rg	6476,30	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1904,76	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1676,74	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1071,77	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1827,69	/	0,00	/	0,00	/
RST	39,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	266,40	/	-4,80	/	-1278,72
HT°	/	131,40	/	-4,80	/	-630,72
Frein Al	/	176,10	/	-4,80	/	-845,28
Frein Bc	/	150,00	/	-4,80	/	-720,00

Combinaisons de charges

à L'ELS

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	△ M (KN.m)
G+0.6T	10766,89	1290,09	-4331,50	4375,58	44,07
G+0.6T+1.2Q	10766,89	1541,00	-4933,67	4375,58	-558,10
G+0.6T+1.2A(I)+ST	13091,60	1501,41	-5345,84	4375,58	-970,26
G+0.6T+1.2Bc+ST	12817,97	1470,092	-5195,50	4375,58	-819,93
G+0.6T+Mc120	11838,66	1290,09	-4331,50	4375,58	44,07
G+0.6T+D240	12594,58	1290,09	-4331,50	4375,58	44,07

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	3,34	KN.m/ml	N_{cor} =	896,87	KN./ml
T_{max} =	116,74	KN./ml	N_{cor} =		KN./ml

à L'ELU

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	△ M (KN.m)
1.35G+0.9T	14535,29	1753,45	-5904,29	5907,03	2,74
1.35G++0.9T+1.6Q	14535,29	2701,70	-8773,69	7974,49	-799,20
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	22732,66	2648,92	-9323,24	7974,49	-1348,75
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	22367,83	2607,16	-9122,79	7974,49	-1148,31
1.35G+0.9T+1.35Mc120	21069,54	1753,45	-5904,29	5907,03	2,74
1.35G+0.9T+1.35D240	22090,03	1753,45	-5904,29	5907,03	2,74

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	0,21	KN.m/ml	N_{cor} =	1596,18	KN./ml
T_{max} =	204,67	KN./ml	N_{cor} =		KN./ml

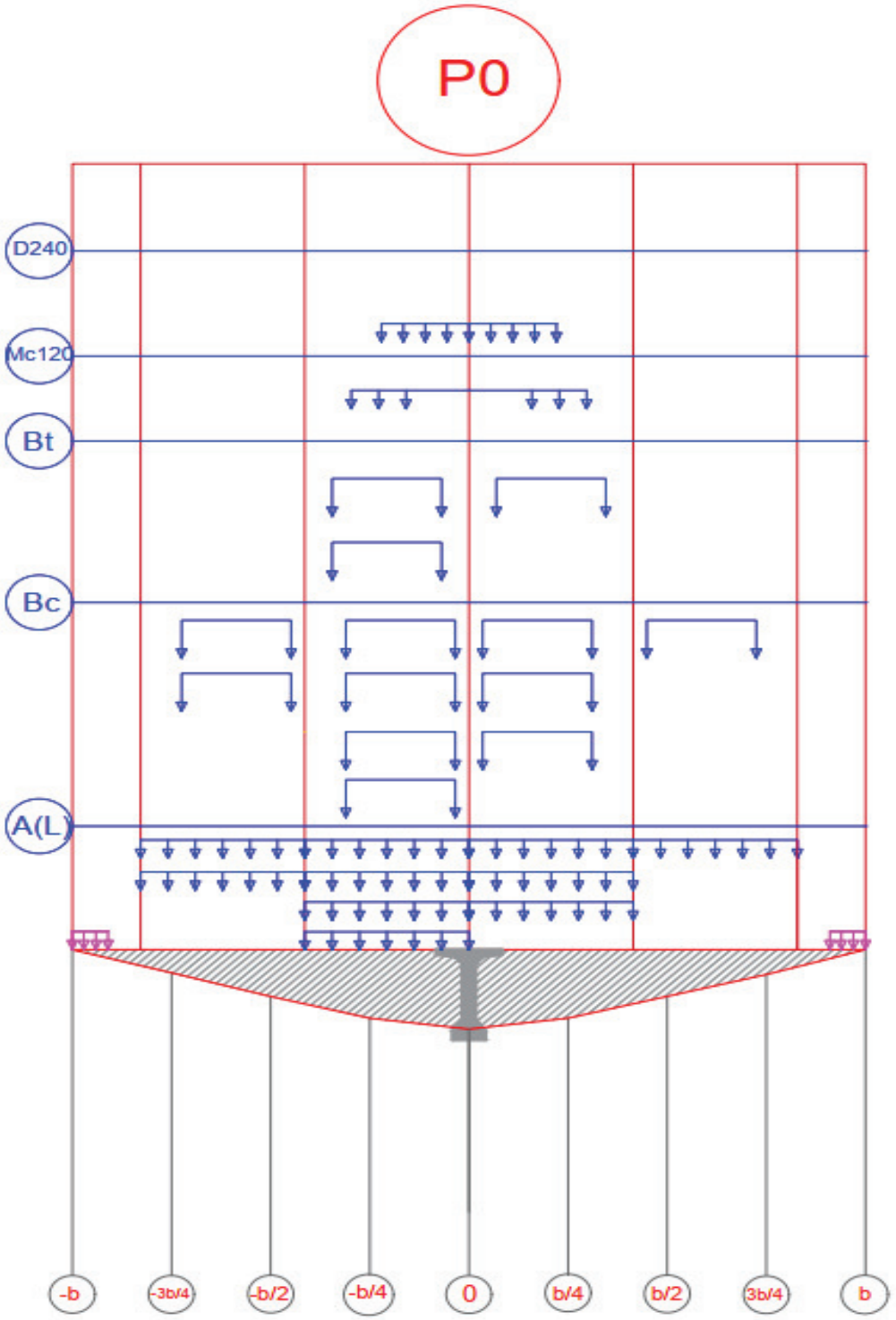
ANNEXES

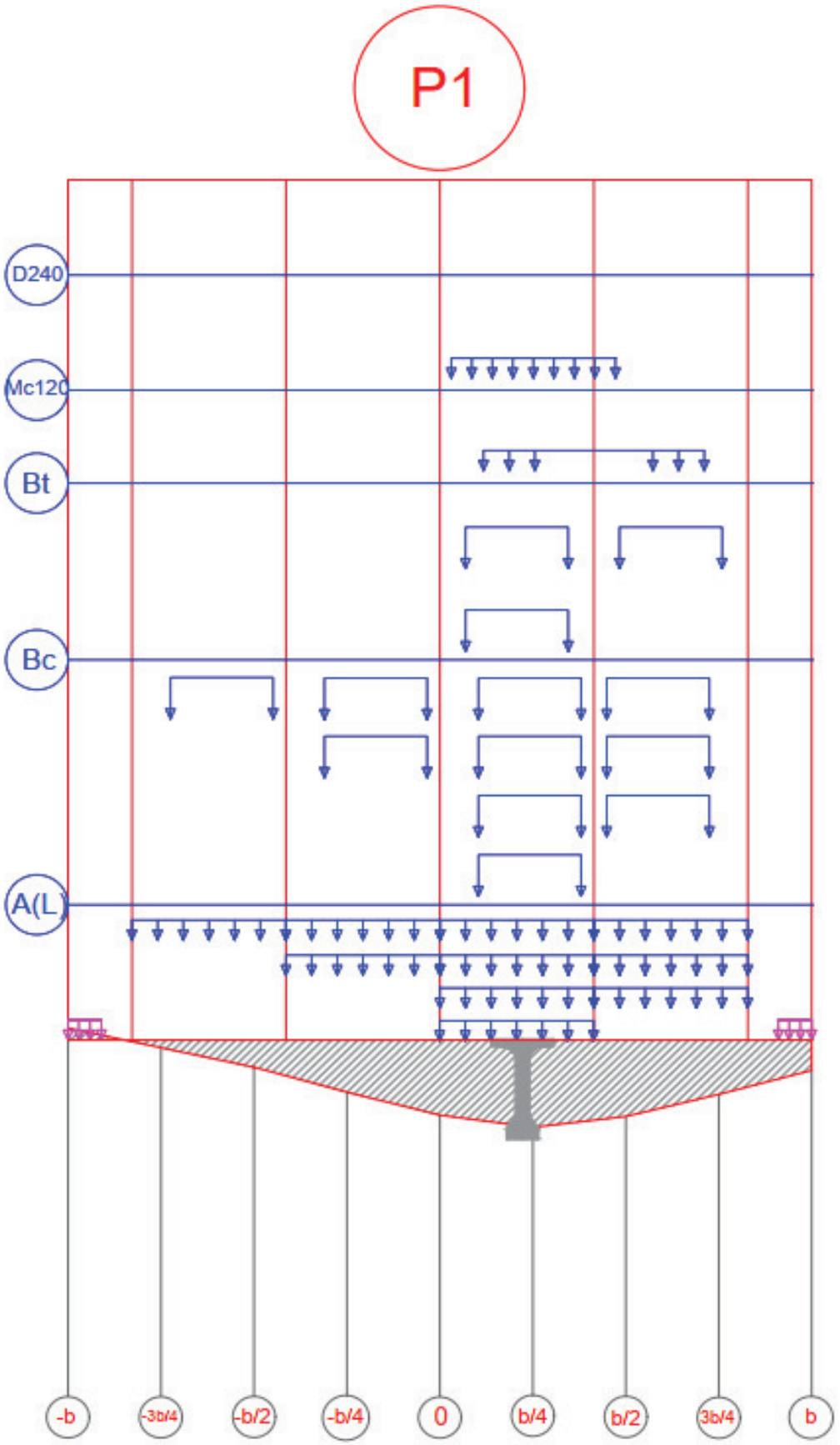
ANNEXES « C »

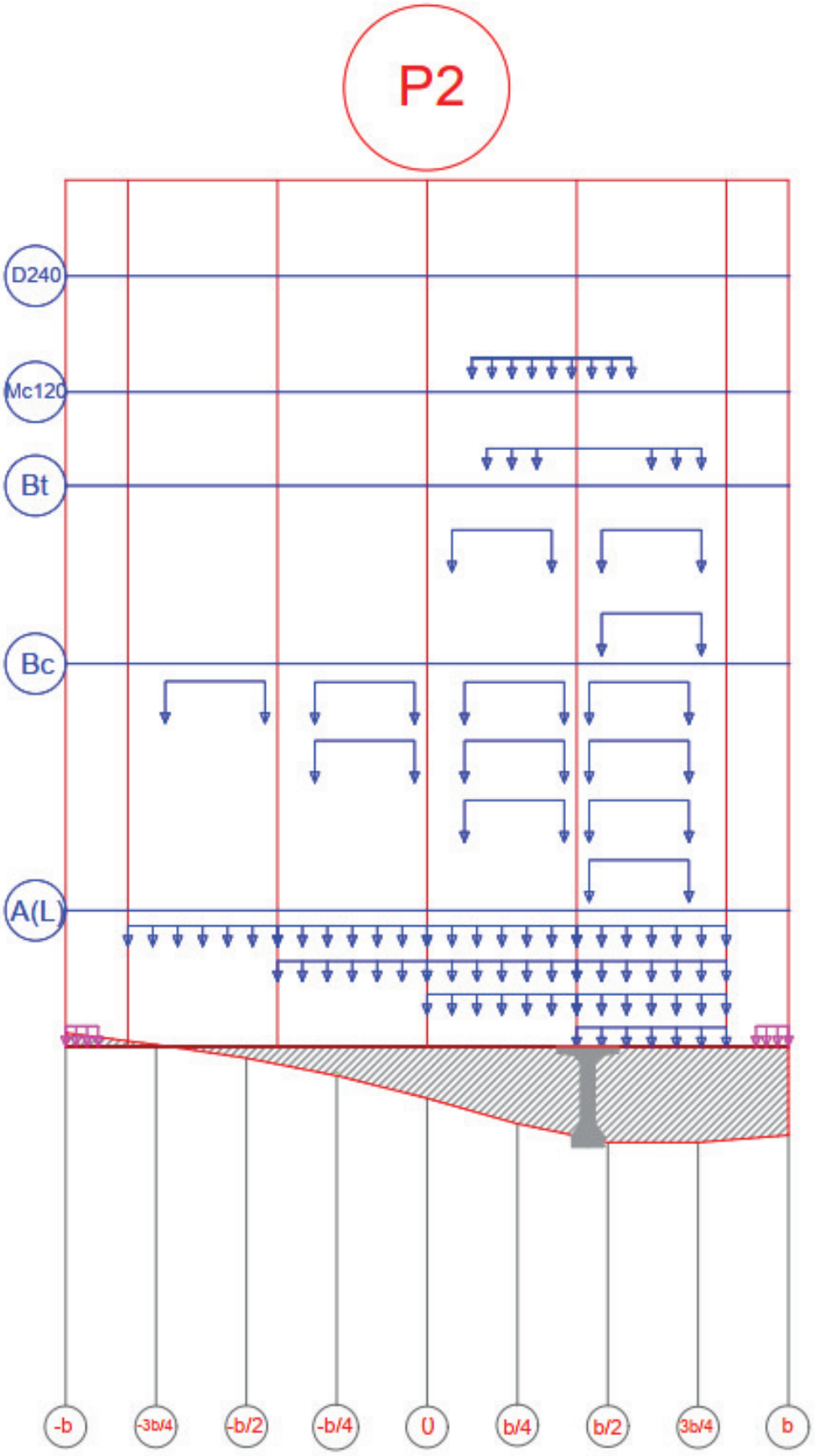
ANNEXES « C »

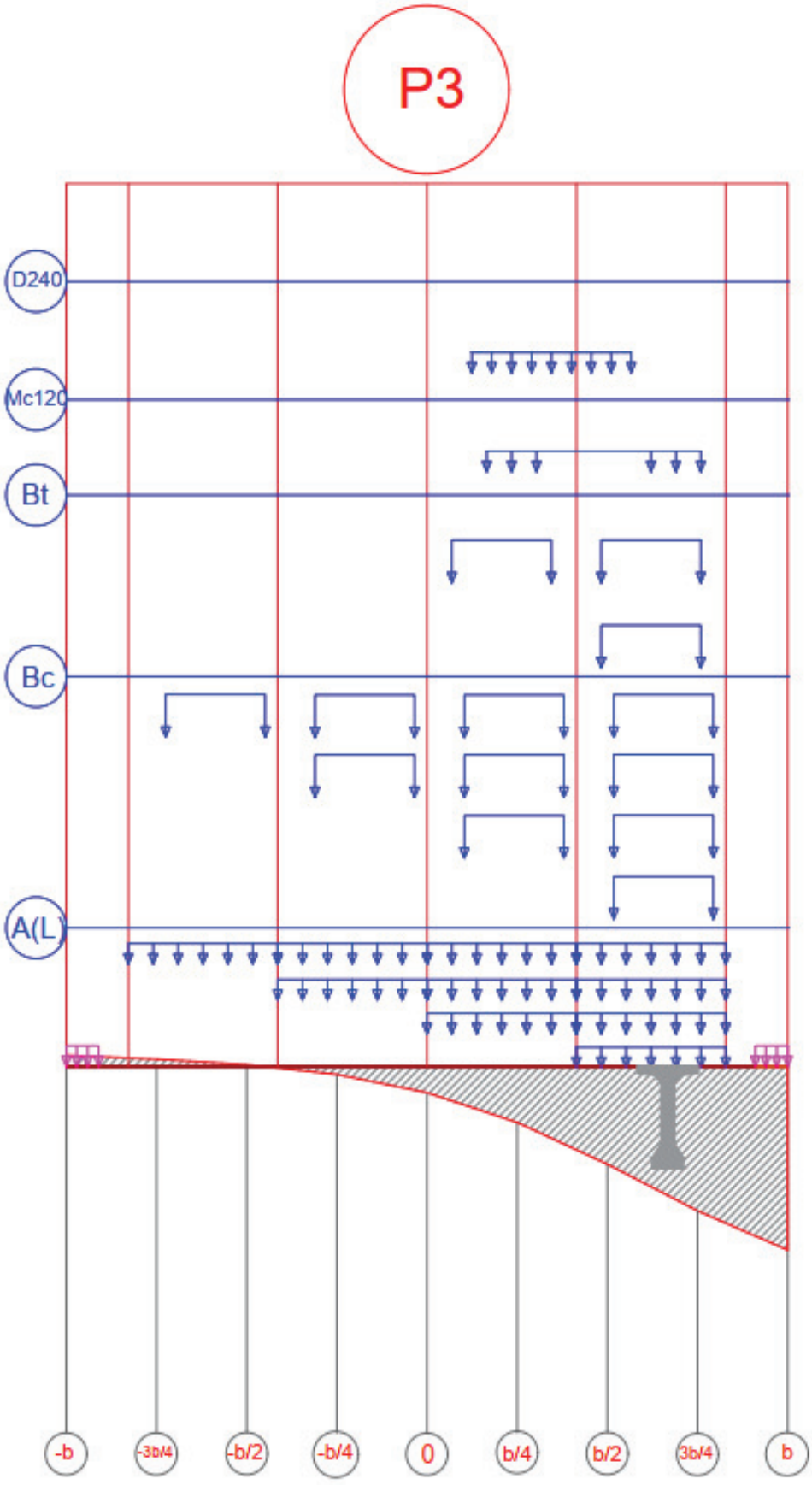
C.1. CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER (GUYON-MASSONNET) :

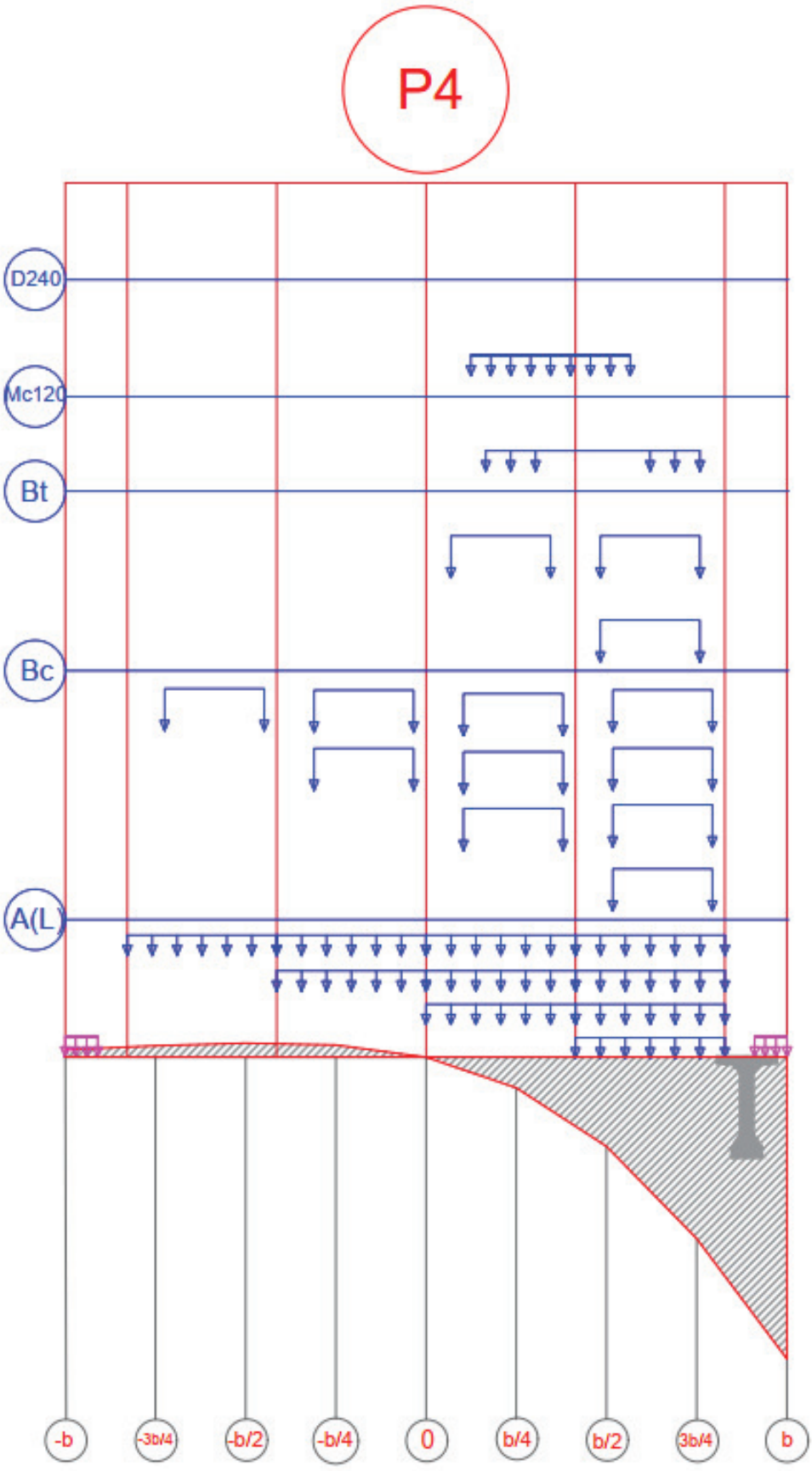
❖ **MOMENTS FLECHISSANTS :**



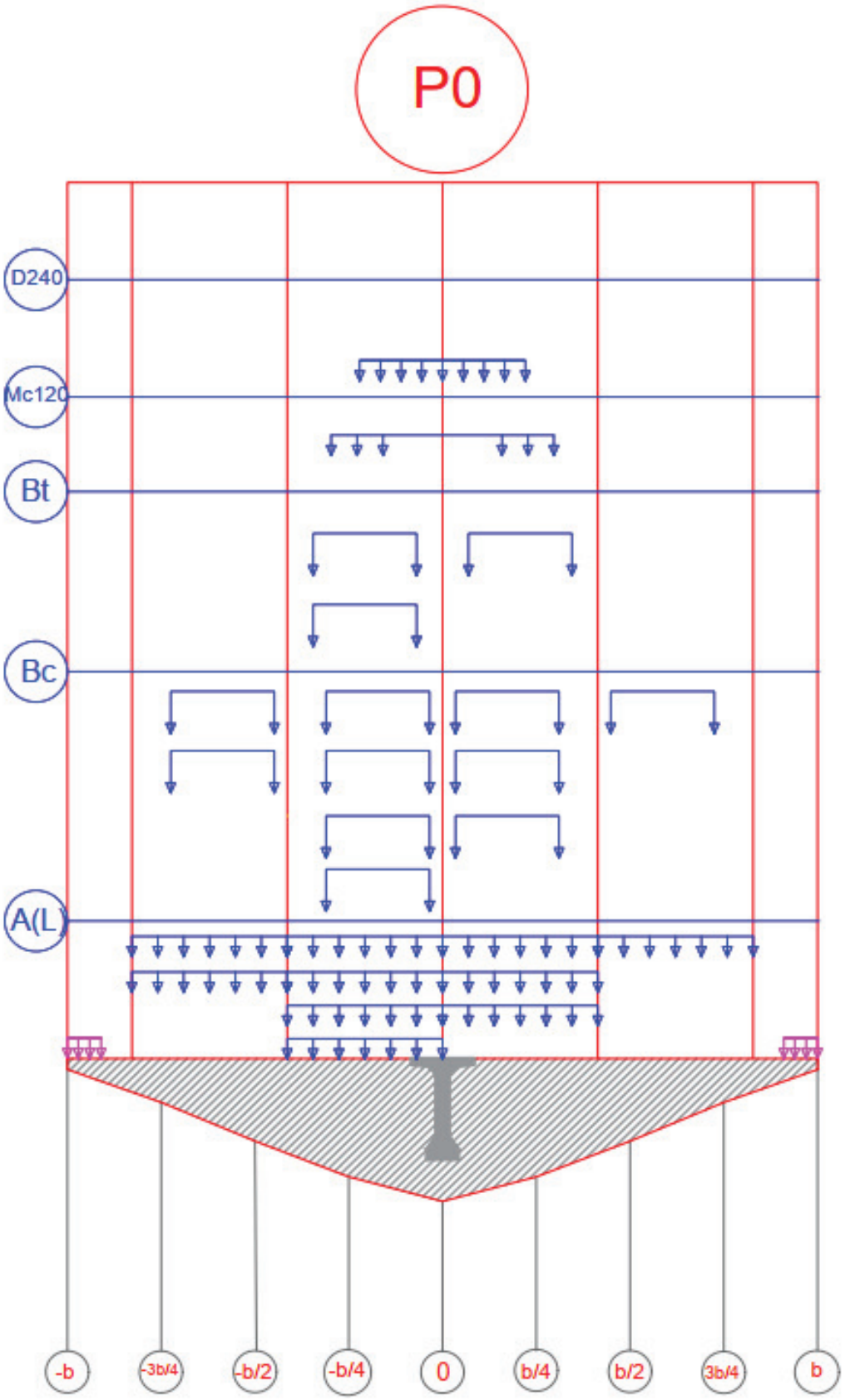

P1
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b

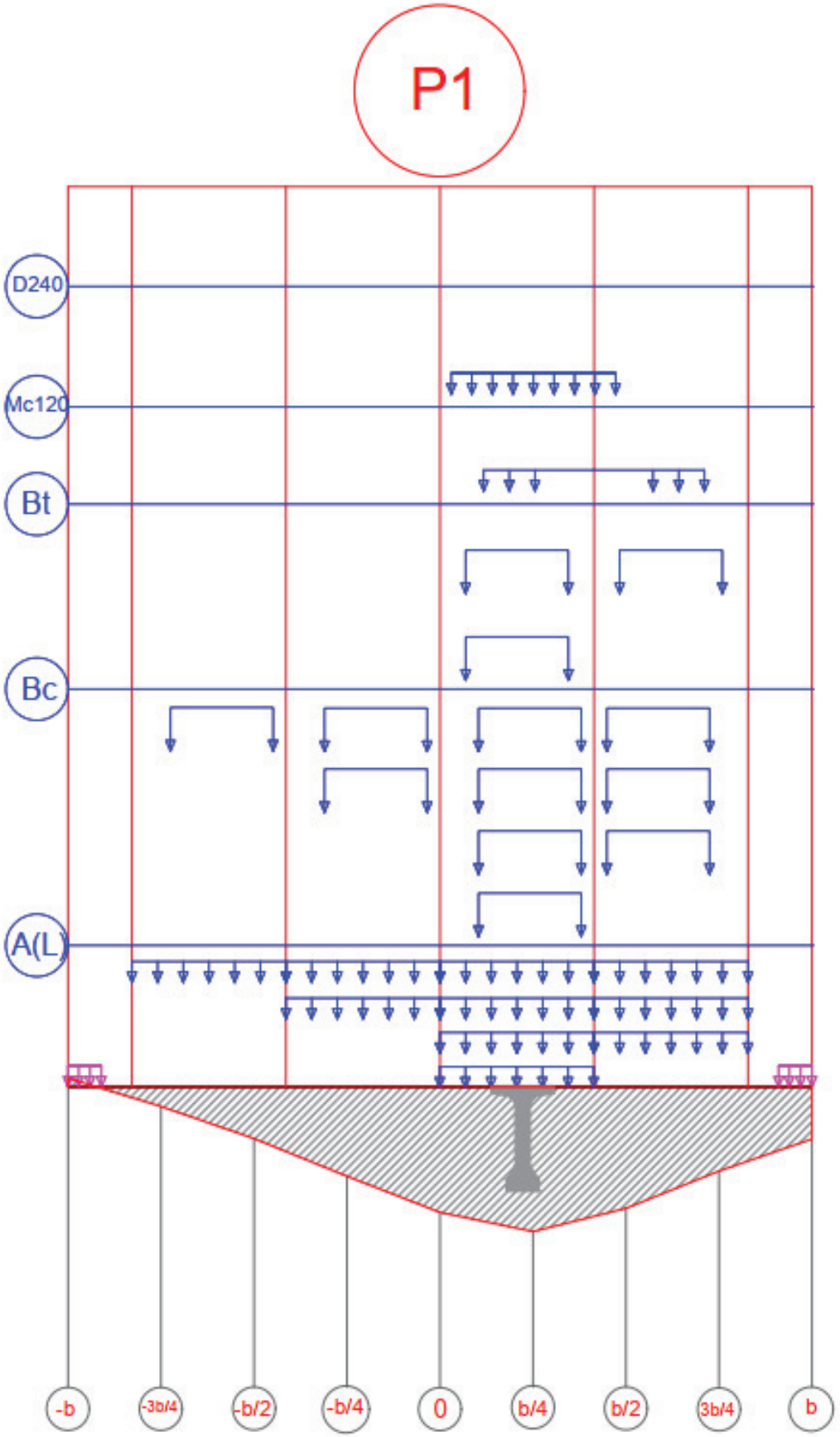

P2
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b

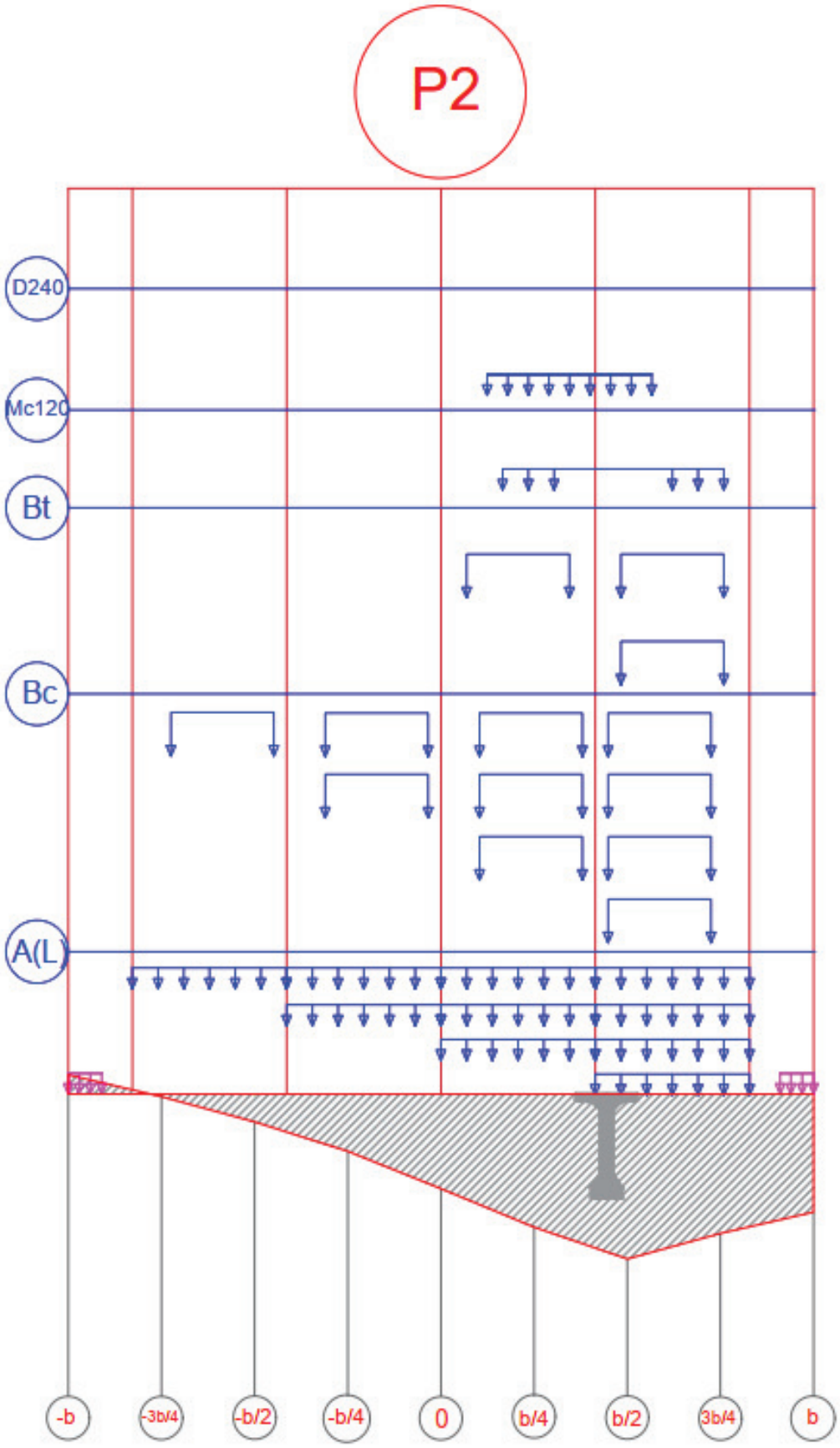

P3
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b

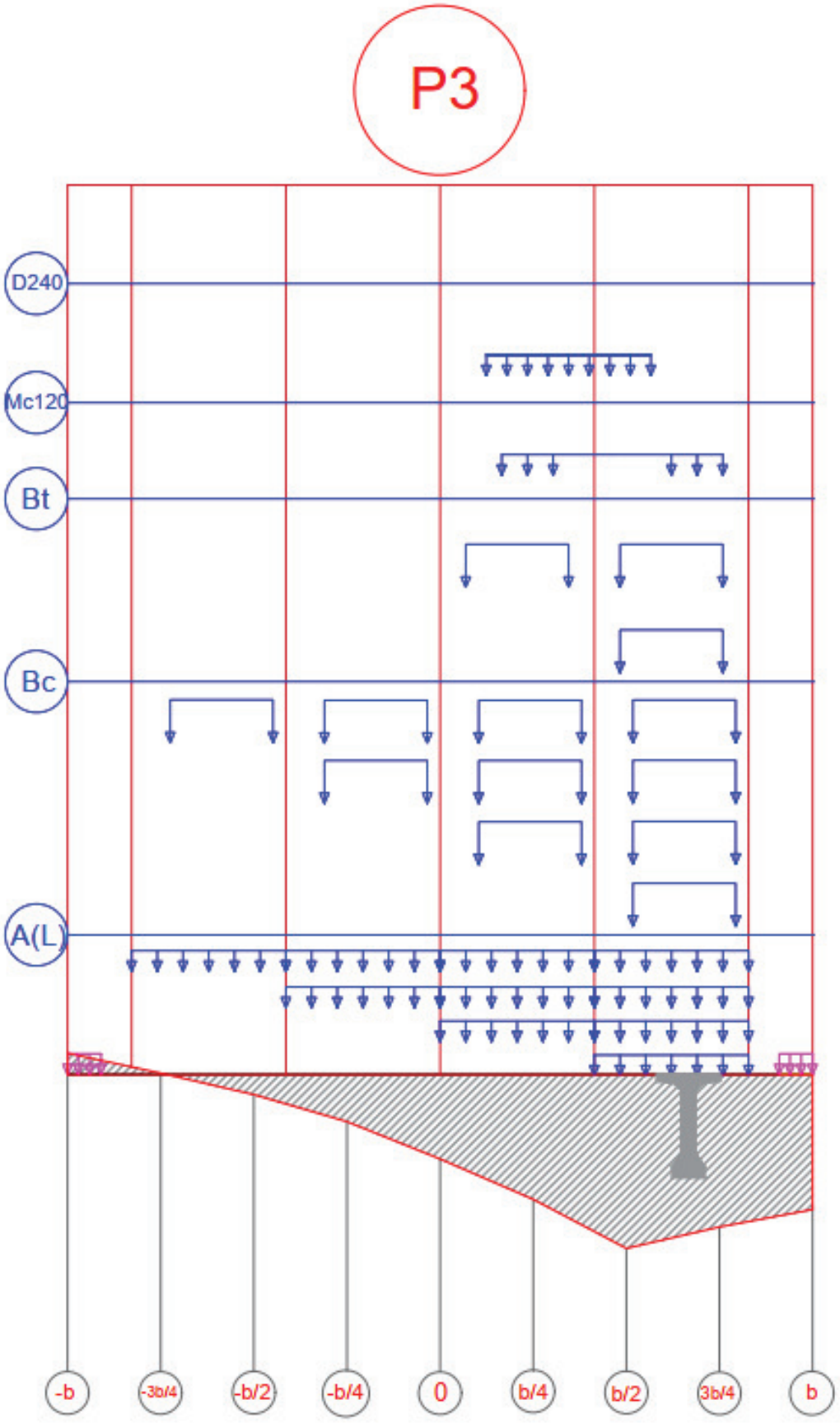

P4
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b

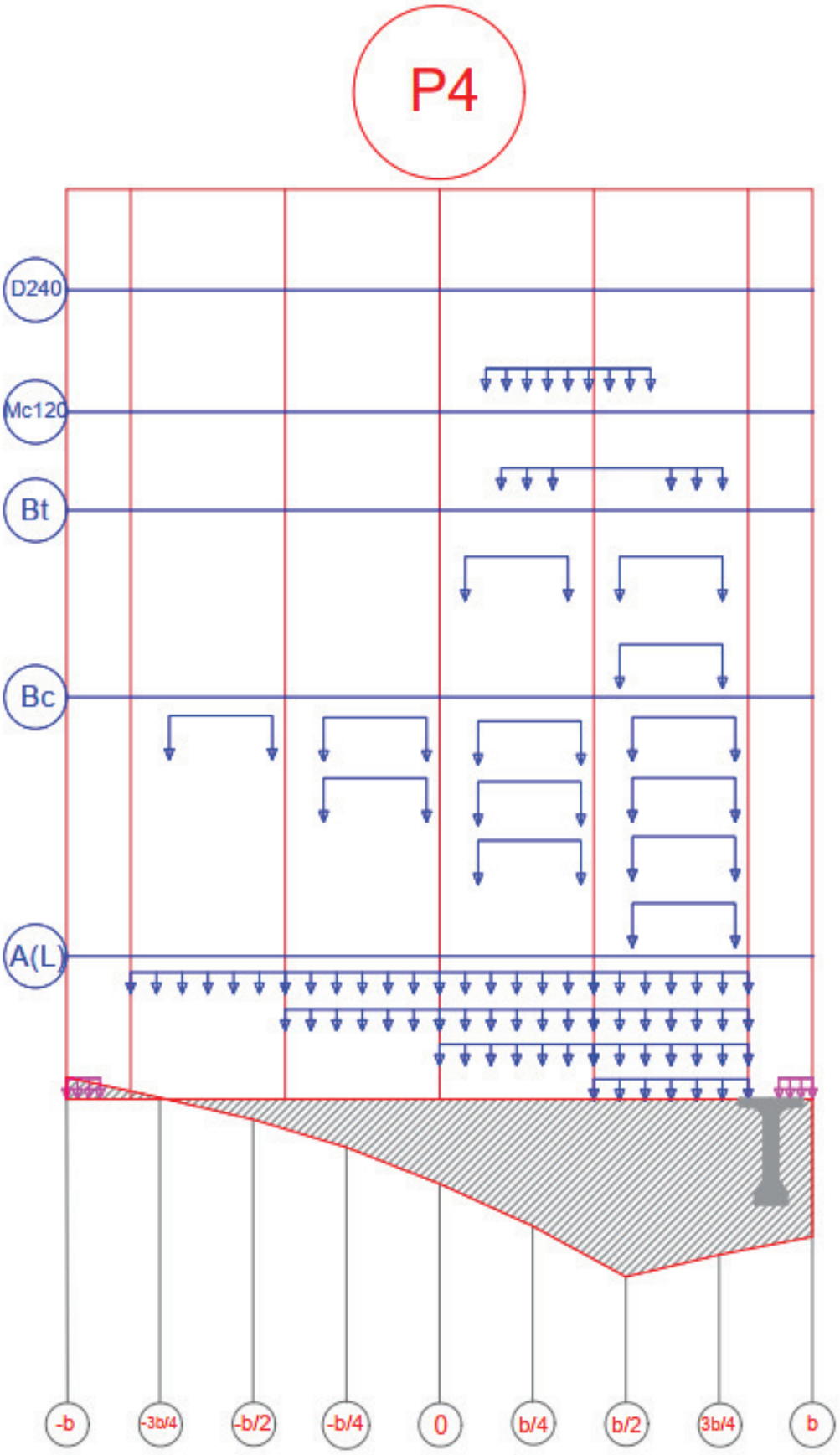
❖ **EFFORTS TRANCHANTS :**



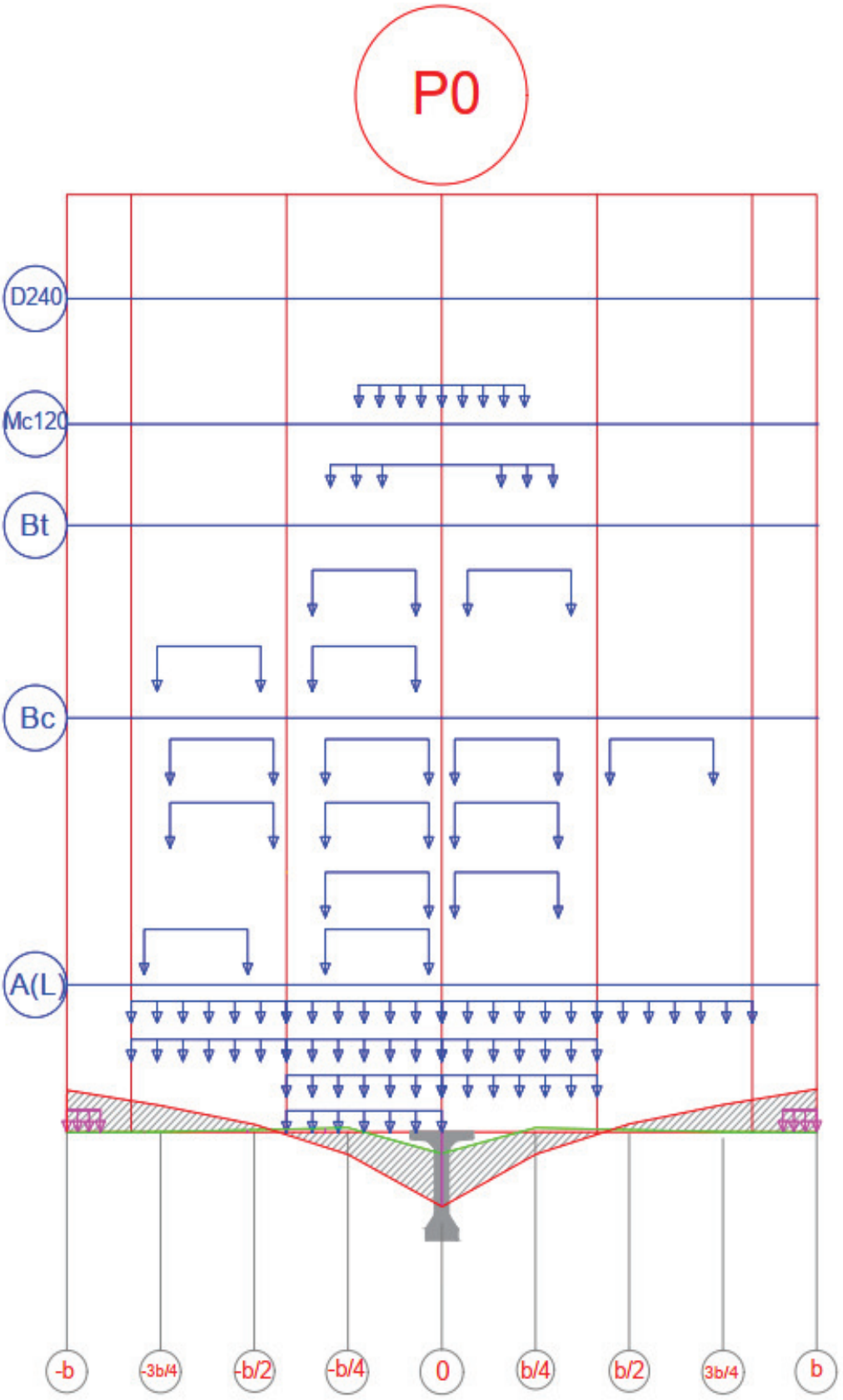

P1
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b


P2
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b


P3
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b


P4
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b

C.2. ETUDE DE LA FLEXION GLOBALE DE LA DALLE :



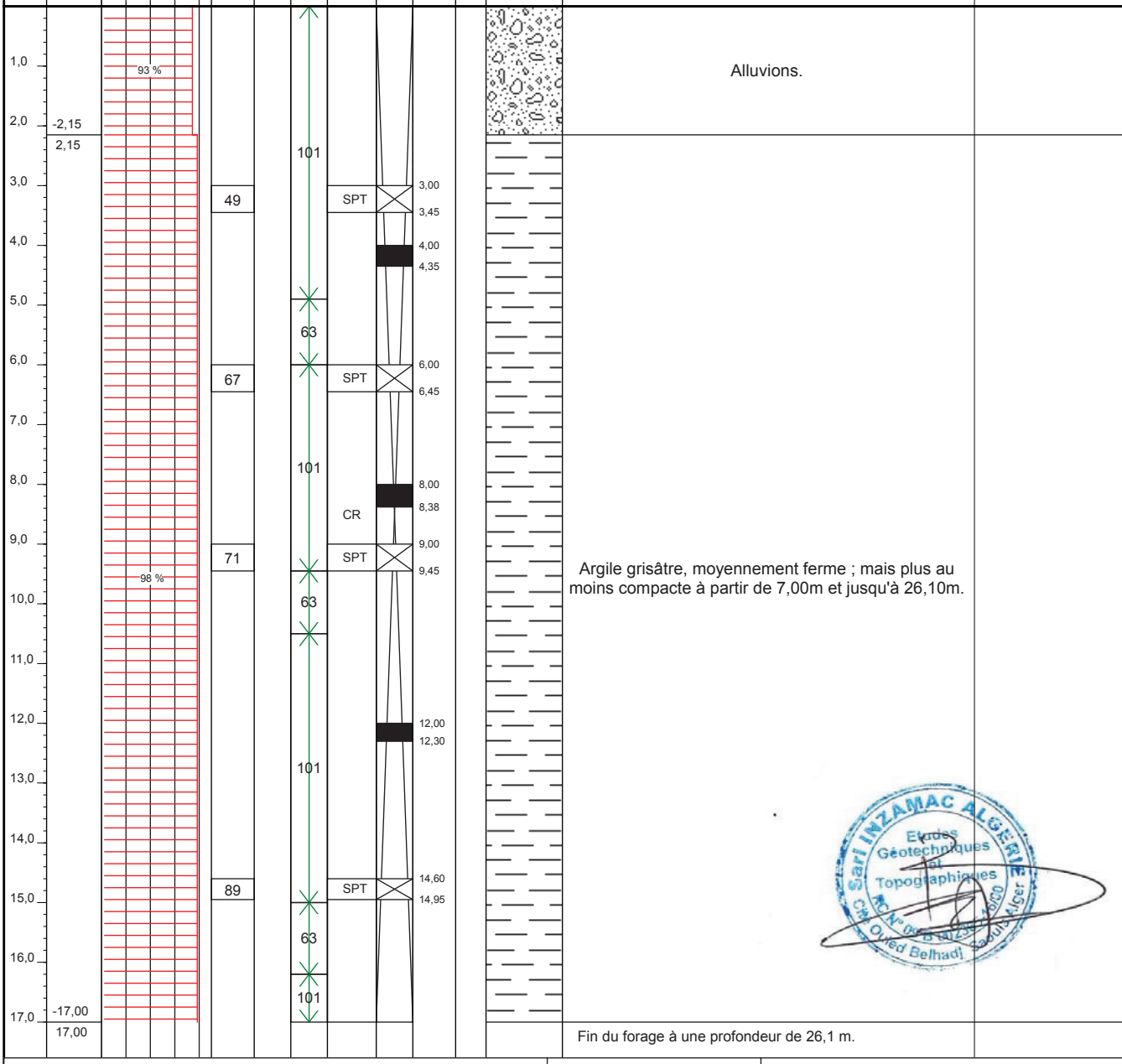
RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-12

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou | **Dossier N° : GL0-10-014**

Endroit : VIADUC-V02 (PK-10+340) | **Client : Groupement ONE**

Date début : 15/02/2015 Date fin : 16/02/2015 Profondeur forée (m) : 26,1 Niveau d'eau (m) :	Coordonnées GPS: X : 584 424 Y : 4 061 767 Z :	Boue de forage : Eau Claire Type forage : Carottage + Pressiomètre Foreuse : ROLATEC 4800L	Etat des échantillons : Intact / Remanié / Paraffiné / Roche



DESCRIPTION

Alluvions.

Argile grisâtre, moyennement ferme ; mais plus au moins compacte à partir de 7,00m et jusqu'à 26,10m.

Fin du forage à une profondeur de 26,1 m.

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulomètrique	CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie	TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)	Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau	OED : Essai oedomètrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh)	GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique	R : Refus à l'enfoncement

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-12

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou | **Dossier N° : GL0-10-014**

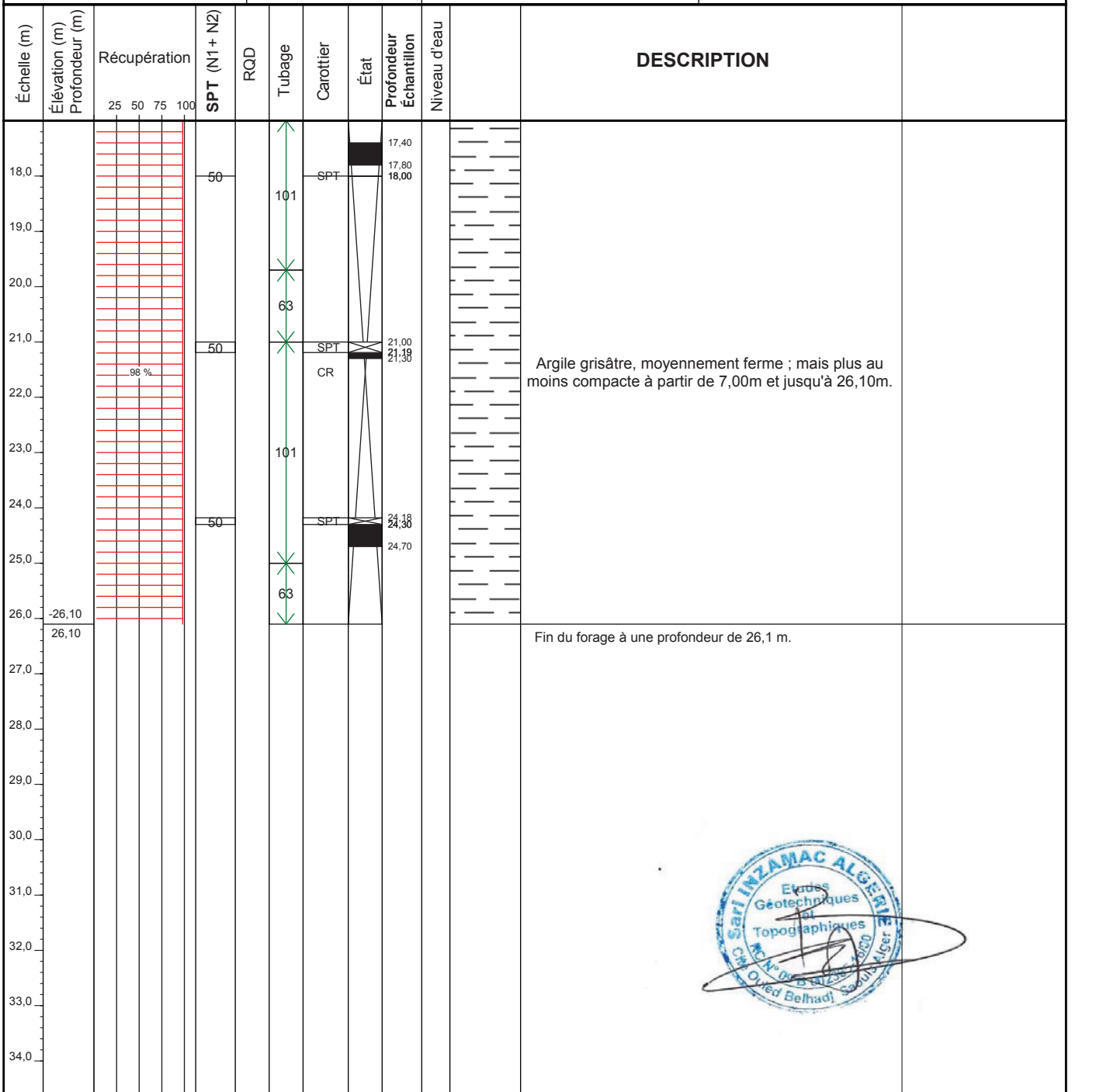
Endroit : VIADUC-V02 (PK-10+340) | **Client : Groupement ONE**

Date début : 15/02/2015
Date fin : 16/02/2015
Profondeur forée (m) : 26,1
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 584 424
Y : 4 061 767
Z :

Boue de forage : Eau Claire
Type forage : Carottage + Pressiomètre
Foreuse : ROLATEC 4800L

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche



DESCRIPTION

Argile grisâtre, moyennement ferme ; mais plus au moins compacte à partir de 7,00m et jusqu'à 26,10m.

Fin du forage à une profondeur de 26,1 m.

Sarl INZAMAC ALGERIE Etudes Géotechniques et Topographiques RC N° 06 B 1023 Oued Belhadj

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulomètrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-12(4)

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou | **Dossier N° : GL0-10-014**

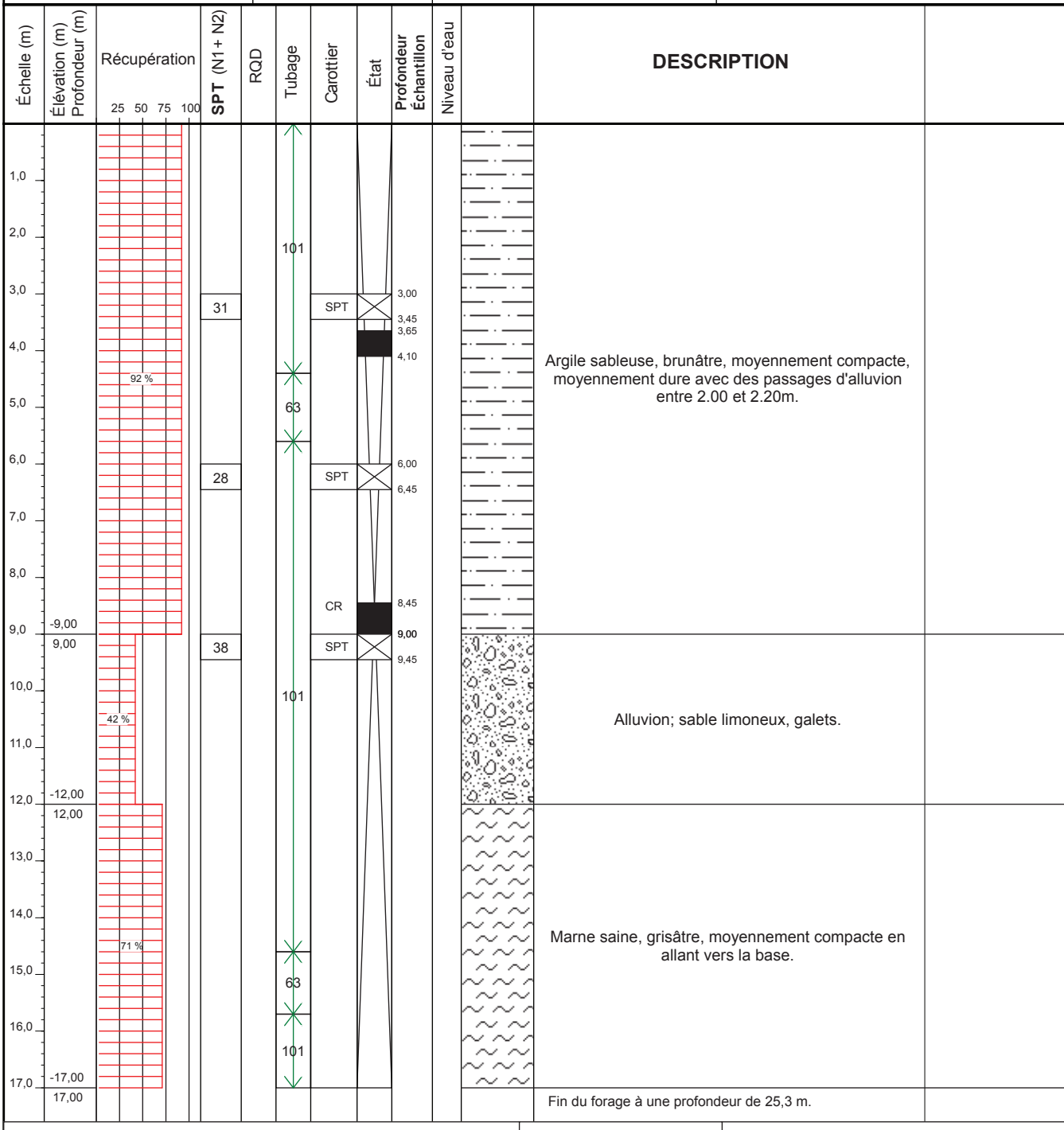
Endroit : VIADUC-V02 | **Client : Groupement ONE**

Date début : 05/09/2015
Date fin : 12/09/2015
Profondeur forée (m) : 25,3
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 584247
Y : 4061673
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage+préssiométre
Foreuse : ROLATEC4800L et DOMINE

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche



DESCRIPTION

Argile sableuse, brunâtre, moyennement compacte, moyennement dure avec des passages d'alluvion entre 2.00 et 2.20m.

Alluvion; sable limoneux, galets.

Marne saine, grisâtre, moyennement compacte en allant vers la base.

Fin du forage à une profondeur de 25,3 m.

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulomètrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : SID	Vérifié par : BEGHACHI	05/10/2015	Page : 1 de 2

© SolTests 2013

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-12(4)

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou | **Dossier N° : GL0-10-014**

Endroit : VIADUC-V02 | **Client : Groupement ONE**

Date début : 05/09/2015
Date fin : 12/09/2015
Profondeur forée (m) : 25,3
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 584247
Y : 4061673
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage+préssiométre
Foreuse : ROLATEC4800L et DOMINE

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
18,0 – 25,0	-25,30	71 %			101 / 63	CR				Marne saine, grisâtre, moyennement compacte en allant vers la base.
25,0 – 34,0	25,30									Fin du forage à une profondeur de 25,3 m.

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulomètrique	CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie	TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)	Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau	OED : Essai oedomètrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh)	GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique	R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : SID | Vérifié par : BEGHACHI | 05/10/2015 | Page : 2 de 2

© SolTests 2013

RAPPORT DE SONDAGE

Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-110-1

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

N°Dossier : GLT-14-015

Lieu : Tizi Ouzou - Bouira

Client : Groupement ONE

Sondage N°: SCP-12

Appareil: APAGEO

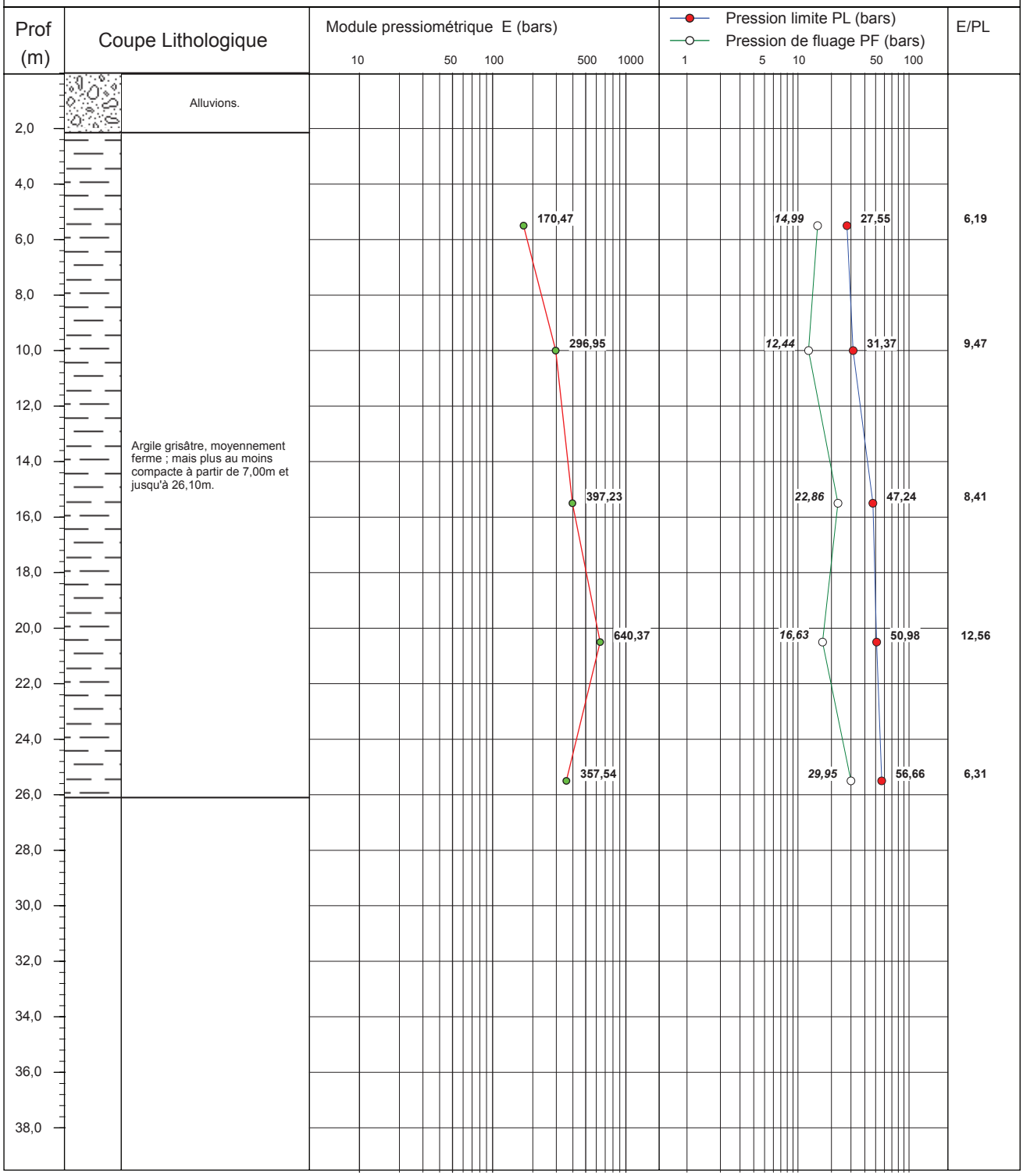
Date essai : 15/02/2015 au 16/02/2015

Profondeur nappe / TN (m) :

Coordonnées GPS :

X : 584 424 Z :

Y : 4 061 767



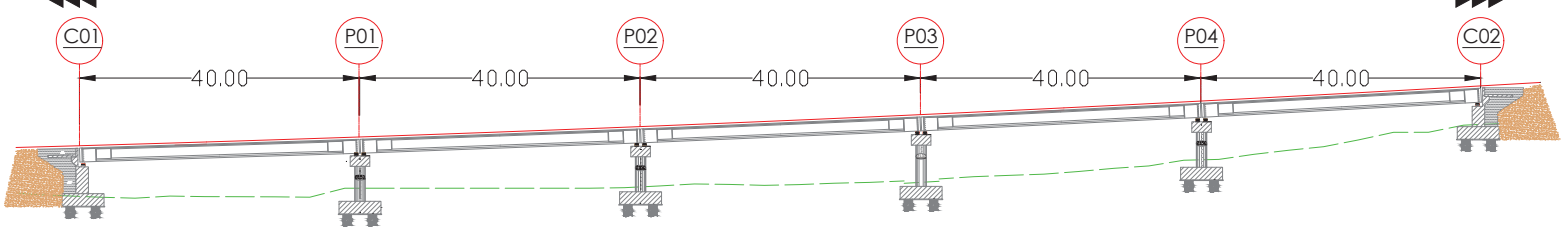
© SolTests 2013

Remarque :

VERS TIZI-OUZOU

COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/400

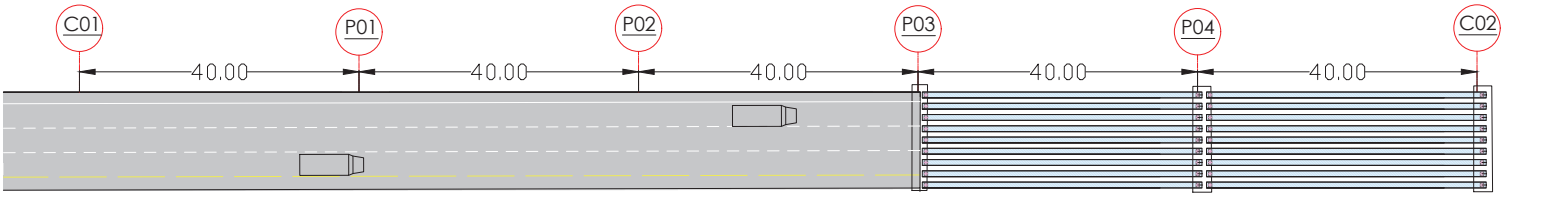
VERS DJEBAHIA



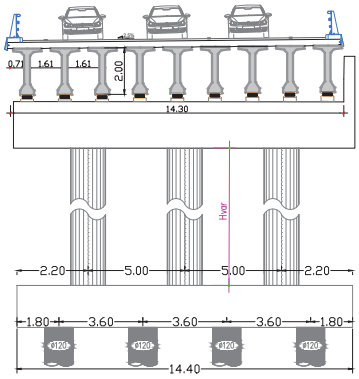
VERS TIZI-OUZOU

VUE EN PLAN Ech : 1/400

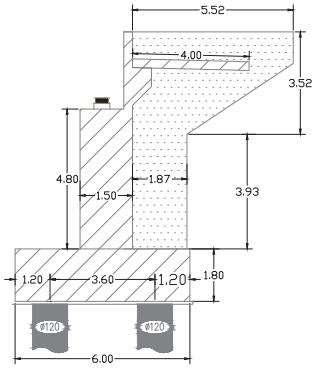
VERS DJEBAHIA



COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/60



COUPE LONG SUR CULEE Ech : 1/80



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

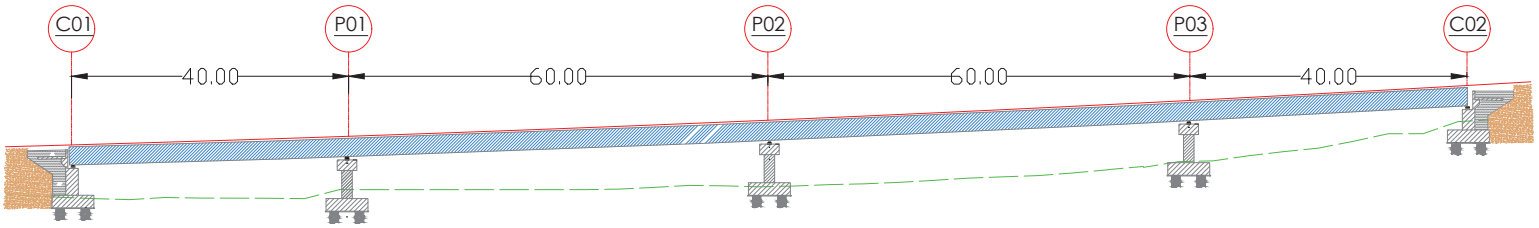
INTITULE : Conception et Etude du viaduc N°02 au PK 10+266.398

AUTEURS DE PROJET:	M: BOUABIDA Ibrahim
	M: AMADA Tarek Ziad
ENCADRE PAR :	M : BIREM Kamel
PLANCHE N°	01 - VIPP
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2019 / 2020

VERS TIZI-OUZOU

COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/400

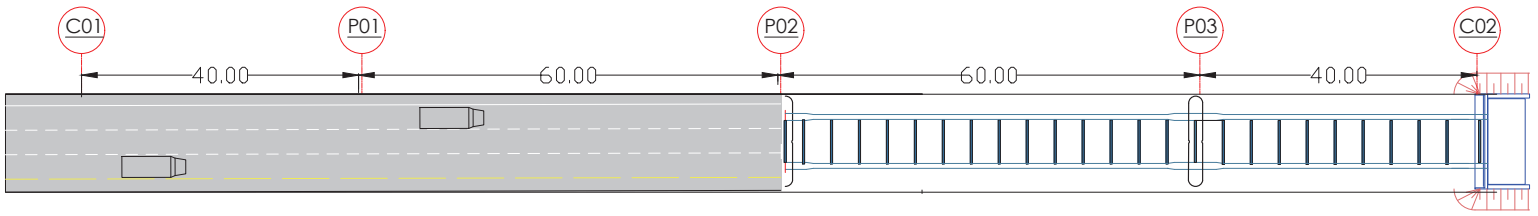
VERS DJEBAHIA



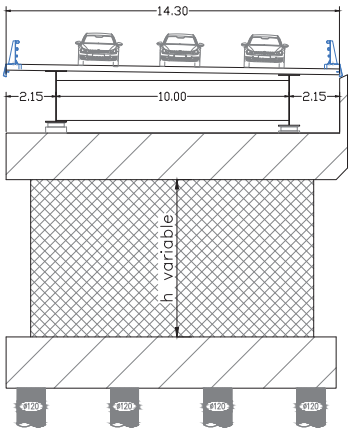
VERS TIZI-OUZOU

VUE EN PLAN Ech : 1/400

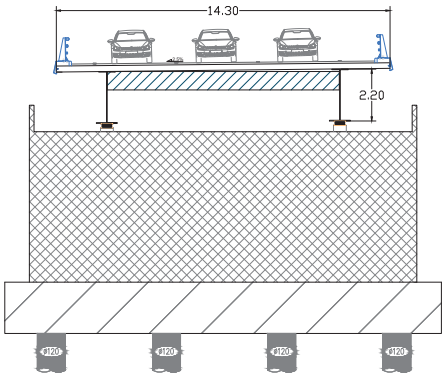
VERS DJEBAHIA



COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/60



COUPE TRANS SUR CULEE Ech : 1/60



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

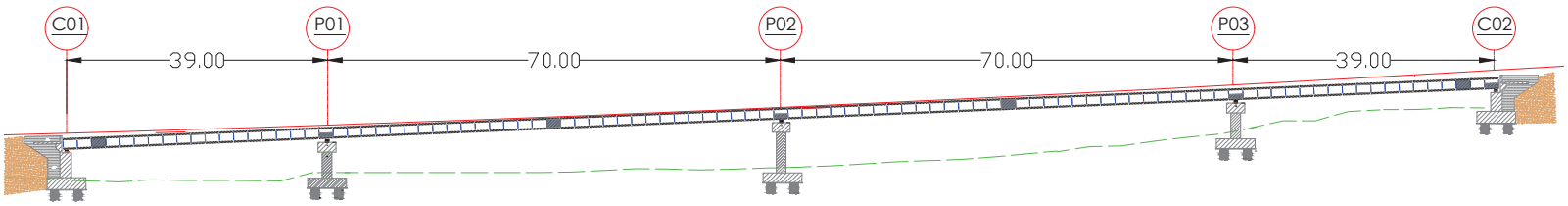
INTITULE : Conception et Etude du viaduc N°02 au PK 10+266.398

AUTEURS DE PROJET:	M: BOUABIDA Ibrahim
	M: AMADA Tarek Ziad
ENCADRE PAR :	M : BIREM Kamel
PLANCHE N°	02 - Pont mixte
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2019 / 2020

VERS TIZI-OUZOU

COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/400

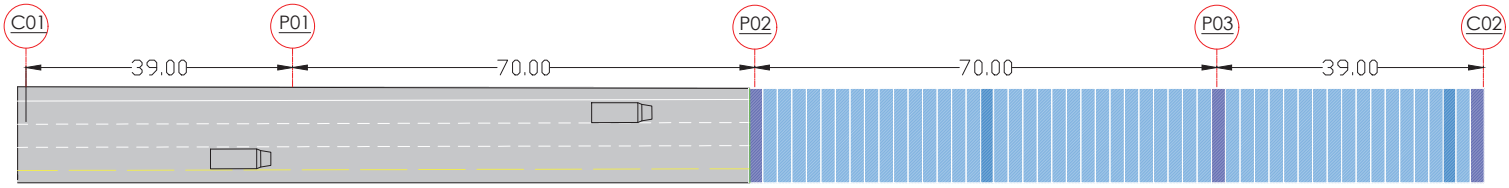
VERS DJEBAHIA



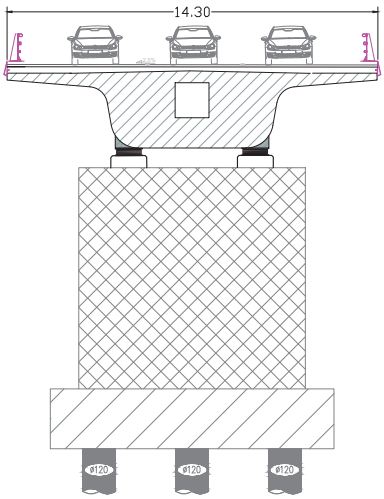
VERS TIZI-OUZOU

VUE EN PLAN Ech : 1/400

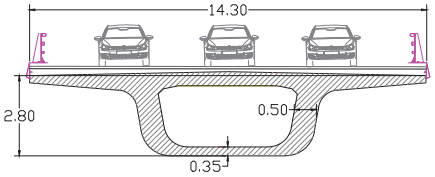
VERS DJEBAHIA



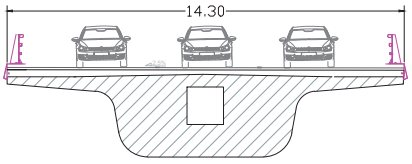
COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/60



COUPE TRANS VSC Ech : 1/40



COUPE TRANS VSP Ech : 1/40



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

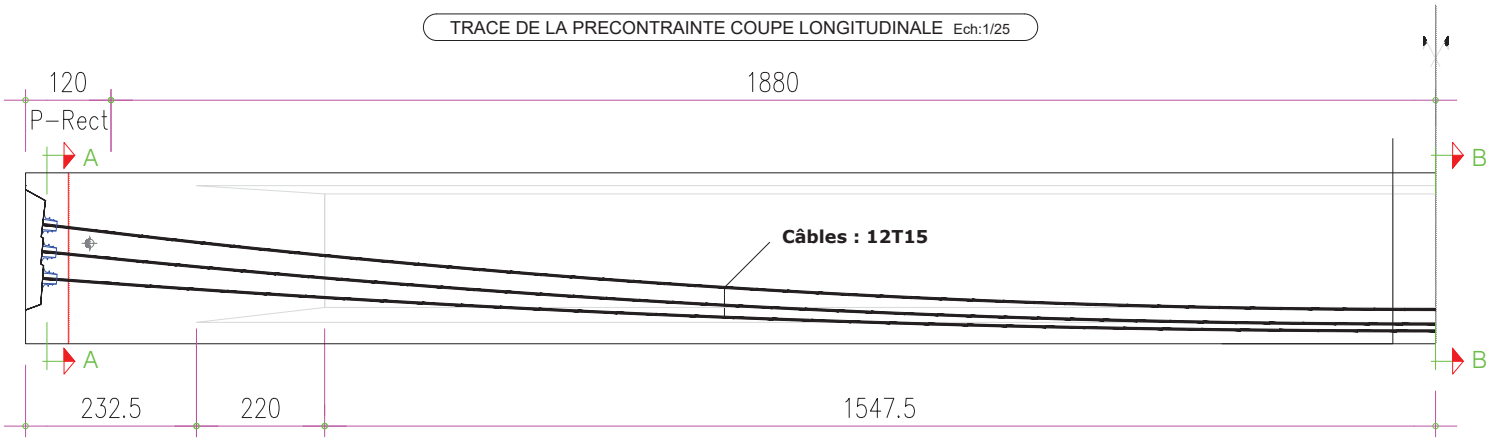
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

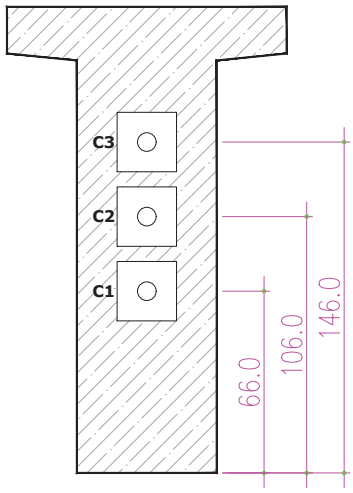
INTITULE : Conception et Etude du viaduc N°02 au PK 10+266.398

AUTEURS DE PROJET:	M: BOUABIDA Ibrahim
	M: AMADA Tarek Ziad
ENCADRE PAR :	M : BIREM Kamel
PLANCHE N°	03 - Pont voussoirs
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2019 / 2020

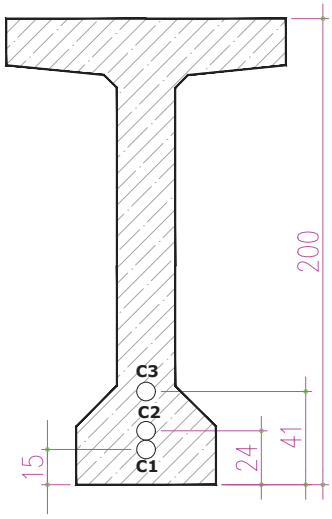
TRACE DE LA PRECONTRAINTE COUPE LONGITUDINALE Ech:1/25



COUPE A-A Ech : 1/20



COUPE B-B Ech : 1/15



- Caractéristiques des câbles :

Type de câble : 12T15 Section Ap = 1680 mm² .

Module d'élasticité : 195 000 MPa

Nombre de câbles : 3

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail :** enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

INTITULE : Conception et Etude du viaduc N°V2 au PK 10+266.398

AUTEURS DE PROJET:	M: BOUABIDA Ibrahim
	M: AMADA Tarek Ziad
ENCADRE PAR :	M : BIREM Kamel
PLANCHE N°	04 - Plan de câblage
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2019 / 2020

ANNEXES

ANNEXES « D »

ANNEXES « D »

D.1. FERRAILLAGE DES PIEUX SOUS PILE :

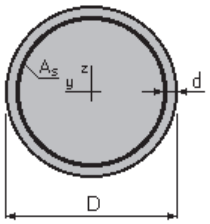
Vérification de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_y = 0,0 (cm) e_z = 0,0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:

	N (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	22503,52	0,00	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	23280,39	0,00	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	27975,55	0,00	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 22503,52 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 54,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,00 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

Etat ELS N = 23280,39 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 54,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 17,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 268,5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA N = 27975,55 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 54,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,00 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

D.2. FERRAILLAGE DES FUTS :

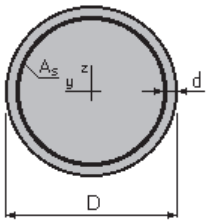
Vérification de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 150,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_s = 202,8 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 176,7 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 883,6 (cm2)

théorique ρ = 1,15 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_y = 0,0 (cm) e_z = 0,0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:

	N (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	36204,99	0,00	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	37079,68	0,00	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	44755,04	0,00	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 36204,99 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 69,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,00 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

Etat ELS N = 37079,68 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 69,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 17,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 268,5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA N = 44755,04 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 69,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,00 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

D.3. FERRAILLAGE DU CHEVETRE :

- **<u>NAPPE INFERIEURE</u> :**

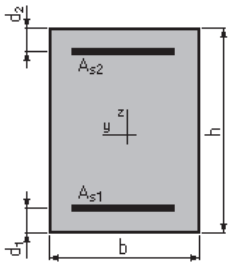
Vérification de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 180,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique	A_{s1} = 27,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 17,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,16 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	2064,95	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	1132,92	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	2380,50	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 2064,95 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 8,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 171,5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,53	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Etat ELS M_{max} = 1132,92 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 88,1 (cm)
Bras de levier:	Z = 145,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA M_{max} **= 2380,50 (kN*m)** M_{min} **= -0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 7,8 (cm)
Bras de levier: Z = 171,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,47 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

❖ **NAPPE SUPERIEURE :**

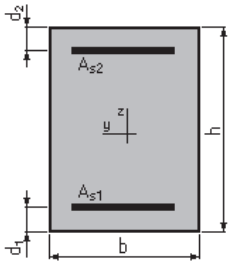
Vérification de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 180,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 67,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 17,5 (cm2)
théorique ρ = 0,39 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	4903,12	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2681,76	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	5673,36	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} **= 4903,12 (kN*m)** M_{min} **= -0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 21,7 (cm)
Bras de levier: Z = 166,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,41 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Etat ELS M_{max} **= 2681,76 (kN*m)** M_{min} **= -0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 50,4 (cm)
Bras de levier: Z = 158,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA M_{max} **= 5673,36 (kN*m)** M_{min} **= -0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 19,1 (cm)
Bras de levier: Z = 167,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,23 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

D.4. FERRAILLAGE DES PIEUX SOUS CULEE :

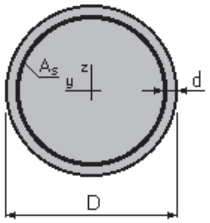
Vérification de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_y = 0,0 (cm) e_z = 0,0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:

	N (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	22503,52	0,00	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	23280,39	0,00	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	27975,55	0,00	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 22503,52 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 54,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,00 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

Etat ELS N = 23280,39 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 54,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 17,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 268,5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA N = 27975,55 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 54,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,00 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

D.5. FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL :

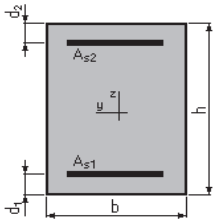
Vérification de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

* Fissuration préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul en poteau
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 15,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 15,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 30,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 750,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_z = 0,0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:

	N (kN)	**M** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	26700,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	27809,58	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	34460,87	0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 26700,00 (kN) M = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 70,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

Etat ELS N = 27809,58 (kN) M = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 70,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 18,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 270,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA N = 34460,87 (kN) M = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 70,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

D.6. FERRAILLAGE DU MUR GARDE-GREVE :

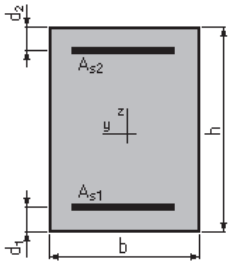
Vérification de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique	A_{s1} = 24,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)		
théorique	ρ = 0,98 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	232,93	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	131,95	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	272,41	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 232,93 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 7,8	(cm)
Bras de levier:	Z = 21,9	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 7,67	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Etat ELS M_{max} = 131,95 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 10,4 (cm)
Bras de levier:	Z = 21,5 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA M_{max} = 272,41 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot:B
Position de l'axe neutre:	y = 6,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 22,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 9,17	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 500,0	(MPa)

D.7. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION :

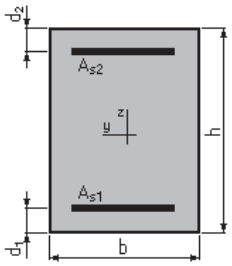
Vérification de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique	A_{s1} = 14,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)		
théorique	ρ = 0,58 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	144,99	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	79,85	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	168,31	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 144,99 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,6	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,26	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Etat ELS M_{max} = 79,85 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 8,5 (cm)
Bras de levier:	Z = 22,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA **M_{max} = 168,31 (kN*m)** **M_{min} = -0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	y = 4,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,4	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,94	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 500,0	(MPa)

D.8. FERRAILLAGE DU CORBEAU D'APPUI :

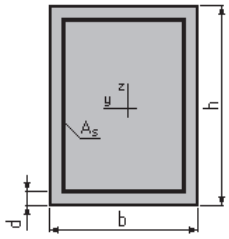
Vérification d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte de l'élancement
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Charges appliquées avant 90 jours
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 65,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique	A_s = 13,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 13,2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\ max}$ = 325,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,20 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,20 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 6500,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 6174,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 2288541,7	(cm4)	Inertie	I_z = 5416666,7	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 18,8	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 16,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,74		N_u (béton seul)	= 10177,09	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 18,0 (MPa)
0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Effort admissible:	**N** (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	10602,80
Etat **L**imite de **S**ervice	12056,40
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	13764,03

D.9. FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR :

❖ **FERRAILLAGE HORIZONTAL :**

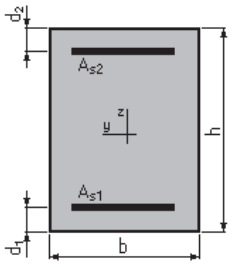
Vérification de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique	A_{s1} = 18,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5,8 (cm2)		

théorique ρ = 0,33 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	412,42	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	225,38	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	476,74	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 412,42 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,8 (cm)
Bras de levier: Z = 52,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,17 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Etat ELS M_{max} = 225,38 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,7 (cm)
Bras de levier: Z = 50,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA M_{max} = 476,74 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 5,1 (cm)
Bras de levier: Z = 53,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,02 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

❖ **FERRAILLAGE VERTICAL :**

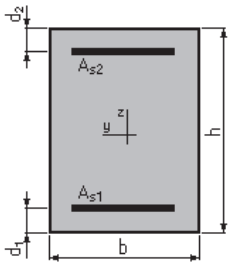
Vérification de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique	A_{s1} = 57,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,8 (cm2)		
théorique	ρ = 1,04 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1187,67	-0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	676,47	-0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	1390,66	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 1187,67 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 18,3 (cm)
Bras de levier: Z = 47,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 7,01 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Etat ELS M_{max} = 676,47 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 23,3 (cm)
Bras de levier: Z = 47,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA M_{max} = 1390,66 (kN*m) M_{min} = -0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:B
Position de l'axe neutre: y = 16,2 (cm)
Bras de levier: Z = 48,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,42 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)