

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson

## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN  
PONT RAIL AU PK223+643.08**

Présenté par :

**KHADIDJA Mani**

Encadré par :

**Mr BABAKHOUYA Youcef  
Mr TAKI Mohamed**

Promotion 2018 /2019

## REMERCIEMENT

*J*e voudrais dans un premier temps à remercier **Dieu** le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

Je tiens à saisir également cette occasion et adresser mes profonds remerciements et nos profondes reconnaissances à **Mr BABAKHOYA YUCEF**, notre encadrant de mémoire de fin d'étude, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet fin d'étude, en acceptant d'examiner mon travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à **Mr M. TAKI** notre Co-encadrant de mémoire de fin d'étude, qui nous a enseigné et qui par leur compétence nous a soutenu dans la poursuite de nos études.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif de l'école nationale supérieure des travaux publics, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Enfin, Je remercie en particulier, Mon Père, **MANI ABDERRAHMANE** qui m'a toujours encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire et Ses conseils de rédaction et d'organisation ont été très précieux. .

Merci à tous et à toutes.

## DEDICACES

*Je dédie ce travail, ...*

### ***A MON TRÈS CHER PÈRE : MANI Abderrahmane,***

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

### ***A MA TRÈS CHÈRE MÈRE : CHETOUANE Rachida,***

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

### ***A MES TRES CHERES SŒURS Fatma Zohra ,Noussiaba ,Maissa ,Salema et Sarah***

*En souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs et les plus agréables moments. Pour toute la complicité et l'entente qui nous unissent.*

### ***A MES CHERS FRERES Abdeallah et Abderrahmane***

*Pour toute l'ambiance dont vous m'avez entouré, pour toute la spontanéité et vos élan chaleureux, Je vous dédie ce travail. Puisse Dieu le tout puissant exhausser tous vos vœux.*

***A MA GRANDE FAMILLE*** paternelle et maternelle : mes grands-parents, mes tantes, mes oncles ainsi que mes cousins et cousines.

### ***A MON ENCADREUR BABAKHOYA Yousef,***

*Puisse Dieu, le tout puissant vous préserver du mal, vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie.*

***A TOUS MES AMIS,*** Bouchera, Nour el Houda, Ibtissem, Assia, Merieme, Asma, Soumia,

*Et mes amis de l'ENSTP*

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

***A vous ....***

## ملخص

هذا العمل، يهدف إلى تصميم ودراسة جسر يدخل ضمن مشروع السكة الحديدية الرابطة بين مدينة الجلفة وبوغزول. نبتدأ في هذه المذكرة ببحث حول ألياف الكربون وخصائصها في مجال الإنشاءات، بعد ذلك نتطرق إلى دراسة المشروع الذي ينقسم بذاته لثلاثة أجزاء رئيسية. الأول يتمثل في تقديم موقع إنجاز المشروع وخصائصه، الثاني يتناول اقتراح ثلاث متغيرات، يتم فيه الاختيار الأمثل لواحد من بينهم وفقاً للمعايير المتبعة في هذا المجال. ثالثاً بعد تحديد هذا الأخير، نشرع في دراسة عناصر الهيكل، بدءاً من السطح بالتحقق من قوة الخرسانة والحديد، إلى الركائز الوسطية والطرفية. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج من أجل دراسة هذا المشروع. كلمات مفتاحية: جسر، الكمرات، أسس، خرسانة سابقة الإجهاد، الأحمال.

## RESUME

Ce projet de fin d'études, a pour but de faire la conception et l'étude d'un pont ferroviaire qui fait partie du projet de la nouvelle ligne ferroviaire entre DJELFA et BOUGHZZOUL, Ce mémoire débute par une recherche bibliographique sur les fibres du carbone et leurs utilisations dans le domaine de construction. Par la suite de ce travail l'étude de l'ouvrage se compose de trois parties principales. La première partie consiste à présenter le site de réalisation de l'ouvrage avec ses caractéristiques, la deuxième partie traite la conception des variantes qu'on finira par choisir la plus avantageuse. Une fois la variante choisit, on effectue le dimensionnement des éléments de l'ouvrage, A savoir : La définition des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte où on vérifie les contraintes du béton et l'aciers actifs, calcul des éléments de tablier, ensuite on termine par les appuis (pile et culée). La modélisation a été faite par un logiciel pour établir l'étude de ce projet.

**Mots clés :** Poutre, Pont, Pile, Culée, Fondation.

## ABSTRACT

This project, whose purpose is design and study of road bridge, this memory begins with a library search on fibers from the carbon and their uses in the field of construction. Thereafter of this work the study of the project is consists of three main parts. The first part consists in presenting the site of realization with these characteristics for the design of the variants. Once the variant chosen, we begin the study of elements' structure, starting with the bridge deck where we define the active and passive reinforcement, then we finish with the supports (Bent and abutment) for the stability of the foundation. Finally, the modulization of this bridge was realized by software.

**Keywords:** Beam, Bridge, Bent, Abutment, Foundation.

# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FIBRES DE CARBONE</b>	
I.1. INTRODUCTION .....	2
I.2. DEFINITION .....	2
I.3. PRODUCTION DES FIBRES DE CARBONE .....	2
I.4. TYPES DE FIBRE DE CARBONE .....	3
I.5. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES FIBRES .....	4
I.6. TECHNIQUE DE RENFORCEMENT .....	5
I.6.1. LE COLLAGE DE COMPOSITES PARMIS LES DIFFERENTES METHODES DE RENFORCEMENT .....	5
I.6.2. MISE EN ŒUVRE DES COMPOSITES DE RENFORT EN GENIE CIVIL .....	5
I.6.3. RENFORCEMENT EN FLEXION .....	7
I.6.4. MODELISATION DU RENFORCEMENT D'ÉLÉMENTS VIS-A-VIS DE LA FLEXION ...	7
I.6.5. RENFORCEMENT AU CISAILLEMENT.....	7
I.6.6. RENFORCEMENT PAR CONFINEMENT .....	8
I.7. MISE EN ŒUVRE .....	9
I.7.1. PRÉPARATION DE LA SURFACE DU BETON.....	9
I.7.2. ADHÉSIF .....	9
I.7.3. PRÉPARATION DE LA SURFACE DU RENFORT.....	10
I.8. AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS .....	10
I.9. CONCLUSION .....	11
<b>CHAPITRE II. PRÉSENTATION DU PROJET</b>	
II.1. INTRODUCTION.....	12
II.2. PRÉSENTATION DU PROJET .....	12
II.2.1. OBJECTIF DU PROJET .....	12
II.2.2. SITUATION DU SITE .....	12
II.2.3. L'OBSTACLE À FRANCHIR .....	13
II.3. LES DONNÉES DE PROJET .....	13
II.3.1. LES DONNÉES FONCTIONNELLES .....	13
II.3.2. LES DONNÉES NATURELLES.....	15
II.3.2.1. TOPOGRAPHIE .....	15
II.3.2.2. GEOTECHNIQUE .....	15
II.3.2.3. SISMICITÉ DU SITE .....	16

II.3.2.4. CLIMATOLOGIE .....	16
II.4. CONCLUSION .....	16

## **CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT**

III.1. INTRODUCTION.....	17
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES .....	17
III.2.1. VARIANTE 1 : « PONT A POUTRES PRECONTRAINTES DU TYPE VIPP ».....	17
III.2.1.1. CONCEPTION LONGITUDINALE .....	17
III.2.1.2. CONCEPTION TRANSVERSALE.....	17
III.2.1.3. CONCEPTION 3D.....	18
III.2.2. VARIANTE 2 : « PONT VOUSOIRS PREFABRIQUE EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS » .....	19
III.2.2.1. CONCEPTION LONGITUDINALE.....	19
III.2.2.2. DECOUPAGE DES VOUSOIRS.....	19
III.2.2.3. CONCEPTION TRANSVERSALE .....	19
III.2.2.4. CONCEPTION 3D .....	20
III.2.3. VARIANTE 3 : « PONT MIXTE BIPOUTRE » .....	21
III.2.3.1. CONCEPTION LONGITUDINALE.....	21
III.2.3.2. CONCEPTION TRANSVERSALE .....	21
III.2.3.4. CONCEPTION 3D .....	22
III.3. VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT.....	23
III.3.1. METHODE DE CALCUL .....	23
III.3.2. VERIFICATION DE LA VARIANTE 1 .....	23
III.3.2.1. SOLLICITATIONS.....	23
III.3.2.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	24
III.3.3. VERIFICATION DE LA VARIANTE 2 .....	24
III.3.3.1. SOLLICITATIONS.....	24
III.3.3.2. ESTIMATION DES SECTIONS DE PRECONTRAINTES.....	25
III.3.3.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	25
III.3.4. VERIFICATION DE LA VARIANTE 3 .....	25
III.3.4.1. SOLLICITATIONS.....	25
III.3.4.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	26
III.4. ANALYSE DES VARIANTES .....	29
III.4.1. ANALYSE QUANTITATIVE ESTIMATIVE.....	29
III.5. ANALYSE MULTICRITERE.....	30
III.6. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE.....	30
III.7. CONCLUSION.....	31

## **CHAPITRE IV. ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL**

IV.1. INTRODUCTION.....	32
-------------------------	----

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	32
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	32
IV.3.1. BETON.....	32
IV.3.2. ARMATURES.....	32
IV.3.2.1. ARMATURES PASSIVES.....	32
IV.3.2.2. ARMATURES DE PRECONTRAINTES.....	33
IV.3.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES.....	33
IV.3.3.1. BETON.....	33
IV.3.3.2. ARMATURES.....	34
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS.....	34
IV.4.1. LES ACTIONS.....	34
IV.4.2. ACTIONS PERMANENTES.....	35
IV.4.3. SURCHARGES D'EXPLOITATION FERROVIAIRES.....	36
IV.4.4. CHARGEMENTS VERTICAUX.....	37
IV.4.5. POSE DE VOIE BALLASTEE.....	37
IV.4.6. EFFETS DYNAMIQUES.....	37
IV.4.6.1. DOMAINE D'APPLICATION.....	38
IV.4.6.2. COEFFICIENT DYNAMIQUE ( $\Phi_2$ , $\Phi_3$ ).....	38
IV.4.7. FORCES HORIZONTALES.....	39
IV.4.7.1. EFFORT DE LACET.....	39
IV.4.7.2. EFFORT DUS AU FREINAGE ET AU DEMARRAGE.....	39
IV.5. AUTRES ACTIONS VARIABLES.....	40
IV.5.1. EFFET DE LA TEMPERATURE.....	40
IV.5.2. EFFET DU VENT.....	40
IV.5.3. ACTIONS ACCIDENTELLES.....	40
IV.5.3.1. ACTIONS DUES AU DERAILLEMENT D'UN TRAIN SUR LE PONT.....	40
IV.6. GROUPE DES CHARGES.....	41
IV.7. LES COMBINAISONS D'ACTIONS.....	42
IV.8. RESULTATS.....	44
IV.9. CONCLUSION.....	45
<b>CHAPITRE V. ETUDE-PRECONTRAINTE</b>	
V.1. INTRODUCTION.....	45
V.2. DONNEES DE CALCUL.....	45
V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	46
V.3.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE.....	46
V.3.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE.....	46
V.3.3. PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	47
V.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.....	48

V.4.1. PRICIPE.....	48
V.4.2. DETERMINATION DU TRACE .....	48
V.5. CALCUL DES PERTES .....	51
V.5.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEEES .....	51
V.5.1.1. PERTES PAR FROTTEMENT .....	52
V.5.1.2. PERTES DUES AU RECU D'ANCRAGE .....	52
V.5.1.3. PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON .....	53
V.5.2. PERTES DIFFEREES.....	54
V.5.2.1. PERTES PAR RETARAIT .....	54
V.5.2.2. PERTE PAR FLUAGE .....	54
V.5.2.3. PERTE PAR RELAXATION .....	55
V.5.3. PERTES TOTALES.....	55
V.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	56
V.6.1. LES SECTIONS DE VERIFICATION.....	56
V.6.2. LIMITATION DES CONTRAINTES .....	57
V.6.3. CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS.....	57
V.6.4. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS .....	57
V.6.4.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES .....	58
V.6.4.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	59
V.6.4.3. ARMATURES DES ZONES TENDUES.....	60
V.6.5. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU.....	61
V.7. CONCLUSION.....	62
<b>CHAPITRE VI. ETUDE-DE-TABLIER</b>	
VI.1. INTRODUCTION.....	63
VI.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES .....	63
VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE .....	64
VI.3.1. PRINCIPE DE FERRAILLAGE .....	64
VI.3.2. EVALUATION DES EFFORTS .....	65
VI.3.3. FERRAILLAGE .....	66
VI.3.3.1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI).....	66
VI.3.3.2. FERRAILLAGE NAPPE INFERIEURE.....	66
VI.3.3.3. CADRES TRANSVERSALES (EFFORT TRANCHANT).....	67
VI.4. ETUDE DE L'HOUDIS .....	67
VI.4.1. FERRAILLAGE .....	68
VI.4.1.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI).....	69
VI.4.1.2 FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI- TRAVEE).....	69
VI.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE.....	70
VI.5.1. ARMATURE DE PEAU.....	70
VI.5.2. FERRAILLAGE MINIMALE.....	70
VI.6. APPAREIL D'APPUI.....	71

VI.6. APPAREIL D'APPUI.....	71
VI.6.1. CHOIX DE TYPE D'APPAREIL D'APPUI.....	71
VI.6.2. DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS DE TYPE B.....	71
VI.6.3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS.....	72
VI.7. DES D'APPUIS.....	74
VI.7.1. DIMENSIONNEMENT DES APPUIS.....	74
VI.7.2. FERRAILLAGE DES APPUIS.....	74
VI.7.3. LES PLAQUES DE FIXATION.....	75
VI.8. JOINT DE BALLAST.....	75
VI.8.1. DIMENSIONNEMENT.....	75
VI.9. CONCLUSION.....	75
<b>CHAPITRE VII. ETUDE-DE-L'INFRASTRUCTURE</b>	
VII.1. INTRODUCTION.....	76
VII.2. ETUDE DE LA PILE.....	76
VII.2.1. CONCEPTION DE LA PILE /DOCUMENTS SETRA.....	76
VII.2.2. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K.....	77
VII.2.3. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE RPOA-2008.....	78
VII.2.3.1. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL.....	79
VII.2.3.2. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL.....	80
VII.2.3.3. SEISME VERTICAL.....	80
VII.2.4. COMBINAISON D' ACTIONS A L' ETAT LIMITE ACCIDENTELLE (ELA).....	80
VII.2.5. DESCEND DES CHARGES.....	81
VII.2.6. COMBINAISON DES EFFORTS.....	81
VII.2.7. FERRAILLAGE DES ELEMENT DE LA PILE.....	82
VII.2.7.1. ETUDE DES PIEUX.....	82
VII.2.7.2. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....	84
VII.2.7.3. ETUDE DES FUTS.....	85
VII.2.7.4. ETUDE DE CHEVETRE.....	86
VII.3. ETUDE DE LA CULEE.....	89
VII.3.1. CHOIX DE TYPE DE CULEE.....	89
VII.3.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....	89
VII.3.3. DESCEND DES CHARGES.....	91
VII.3.4. COMBINAISON DES EFFORTS.....	91
VII.3.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	92
VII.3.5.1. MUR FRONTAL.....	92
VII.3.5.2. MUR GARDE GREVE.....	93
VII.3.5.3. MUR EN RETOUR.....	94
VII.3.5.4. DALLE DE TRANSITION.....	95
VII.3.5.5. SEMELLE SUR PIEUX.....	96
VII.3.5.6. ETUDE DES PIEUX.....	97
VII.4. CONCLUSION.....	98
CONCLUSION GENERALE.....	99
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	
<b>ANNEXES</b>	

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1- Les etapes de fabrication des fibres de carbon .....	2
Figure I.2- Renforcement d'éléments existants par collage de tissus de fibres de carbone (TFC) .....	5
Figure I.3- Renforcement par plats consolidés à fibres de carbone [4] .....	6
Figure I.4- Renforcement par stratification au contact avec FRP carbone [1].....	6
Figure I.5- Consolidation de poutre et dalle par fibre de carbone [4] .....	7
Figure I.6- Différentes configurations de renforcement en cisaillement [5] .....	8
Figure I.7- Récapitulatif des différents types de renforcement de structure par TFC [4] .....	8
Figure II.1- Implantation du projet sur google maps .....	12
Figure II.2- Situation du projet sur google maps .....	13
Figure II.3- Tracé en plan de la voie portée .....	13
Figure II.4- Profil en long de la voie portée .....	14
Figure II.5- Profil en Travers de la voie portée .....	15
Figure III.1- Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint .....	17
Figure III.2- Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint .....	18
Figure III.3- Notations des dimensions .....	20
Figure III.4- Vue en 3D Variante 2 .....	20
Figure III.5- Coupe transversale d'un tablier bipoutre .....	21
Figure III.6- Vue en 3D Variante 3 .....	22
Figure III.7- Moment maximal variante 1 .....	23
Figure III.8- Moment maximal variante 2 .....	24
Figure III.9- Effort tranchant variante 3 .....	25
Figure III.10- Moment maximal variante 3 .....	26
Figure IV.1- Limitation des contraintes des sections en B.P .....	34
Figure IV.2- Schémas de charge UIC71 .....	36
Figure IV.3- Schémas de charge SW/0 .....	36
Figure IV.4- Schémas de charge SW/2 .....	36
Figure IV.5- Train à vide .....	37
Figure IV.6- Répartition de charge sur une bande longitudinale .....	37
Figure IV.7- Limite des fréquences propres $N_0$ en [Hz] en fonction de la portée L .....	38
Figure IV.8- Diagramme du moment max en combinaison à ELS .....	44
Figure IV.9- Diagramme du moment max en combinaison à ELU .....	44
Figure IV.10- Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELS .....	45
Figure IV.11- Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELU .....	45
Figure V.1- Géométrie des câbles .....	48
Figure V.2- Dispositions constructives des câbles de précontrainte .....	49
Figure V.3- Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage .....	50
Figure V.4- Tracé d'un câble en fonction de l .....	50
Figure V.5- L'angle de déviation des câbles .....	50
Figure V.6- Frottements le long du câble lors de la mise en tension .....	52
Figure V.7- Les sections de vérification .....	56
Figure V.8- Ferrailage de zone tendue .....	60
Figure V.9- Diagramme des contraintes à mi travée .....	61

Figure VI.1- Flèche max de la poutre due à poids propre .....	63
Figure VI.2- Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes .....	63
Figure VI.3- Flèche max de la poutre à ELS .....	64
Figure VI.4- Positions des vérins .....	65
Figure VI.5- Modélisation de l'entretoise .....	65
Figure VI.6- Diagramme de moment pour l'entretoise .....	66
Figure VI.7- Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise .....	66
Figure VI.8- Ferrailage de l'entretoise .....	67
Figure VI.9- Effort tranchant Max- Dalle .....	68
Figure VI.10- Moment Max- Dalle .....	68
Figure VI.11- Ferrailage de la dalle .....	69
Figure VI.12- Ferrailage de la poutre .....	70
Figure VII.1- Forme et dimensions des piles .....	77
Figure VII.2- Ferrailage du pieu .....	84
Figure VII.3- Méthode de Bielle .....	84
Figure VII.4- Ferrailage semelle .....	85
Figure VII.5- Ferrailage des futs .....	86
Figure VII.6- Modèle de calcul .....	86
Figure VII.7- Les moments $M_{max}$ ELS et $M_{max}$ ELU sur le chevêtre avec le logiciel .....	87
Figure VII.8- Ferrailage du chevêtre .....	89
Figure VII.9- Dimensions de la culée .....	90
Figure VII.10- Les moments $M_{XX}$ et $M_{YY}$ sur le mur en retour avec le logiciel .....	94
Figure VII.11- Ferrailage des pieux .....	98

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1-Propriétés en traction des fibres de carbone commercialisées.....	4
Tableau I.2-Propriétés physiques et chimiques des fibres de carbone.....	5
Tableau I.3-Avantages et inconvénients des fibres de carbone.....	10
Tableau III.1-Récapitulatif du prédimensionnement de la variante 1.....	18
Tableau III.2-Récapitulatif de découpage des voussoirs.....	19
Tableau III.4-Prédimensionnement des poutres métalliques.....	21
Tableau III.5-Prédimensionnement des pièces de pont.....	22
Tableau III.6-Devis quantitatif des trois variantes.....	29
Tableau III.7-Avantages et Inconvénients des trois variantes.....	30
Tableau IV.1-Caractéristiques de béton.....	32
Tableau IV.2-Contraintes admissibles à la compression de béton.....	33
Tableau IV.3- Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	34
Tableau IV.4-Evaluation des charges permanentes.....	35
Tableau IV.5-Evaluation des Compléments de charges permanentes.....	35
Tableau IV.6-Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage.....	40
Tableau IV.7-les groupes de charges.....	41
Tableau IV.9-Combinaisons des charges.....	42
Tableau V.1-Données de dimensionnements de la précontrainte.....	45
Tableau V.2-Calcul de PMIN.....	46
Tableau V.3-Détermination du nombre de câble.....	46
Tableau V.4-Caractéristiques de chaque vérification des contraintes.....	47
Tableau V.5-Résultats de vérifications des contraintes.....	48
Tableau V.5-Caractéristiques du tracé des câbles.....	51
Tableau V.6-Valeurs des pertes dues aux frottements.....	52
Tableau V.7-Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.....	53
Tableau V.9-Valeur des Pertes par fluage.....	55
Tableau V.10-Pertes par relaxation.....	55
Tableau V.11-Pertes totales.....	56
Tableau V.12-Limitation des contraintes.....	57
Tableau V.13-Caractéristiques nettes des sections.....	57
Tableau V.14-Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	58
Tableau V.15-Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.....	58
Tableau V.16-Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.....	59
Tableau V.17-Effort de précontrainte.....	59
Tableau V.18-Contrainte tangentielle « $\tau$ ».....	60

Tableau V.19-Détermination l'angle $\beta_u$ .....	61
Tableau VI.1-Dimensions de l'appareil d'appui .....	72
Tableau VII.1-Implantation et hauteurs des piles .....	76
Tableau VII.2-Raideurs dynamiques longitudinales des appuis .....	77
Tableau VII.3-Raideurs dynamiques transversales des appuis .....	78
Tableau VII.4-Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.....	79
Tableau VII.5-Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui .....	80
Tableau VII.6-Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.....	80
Tableau VII.7-Evaluations des efforts statique de la pile la plus sollicitée.....	81
Tableau VII.8-Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée.....	81
Tableau VII.9-Combinaisons des efforts.....	81
Tableau VII.8-Ferraillage du chevêtre .....	87
Tableau VII.9-Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.....	90
Tableau VII.10-Evaluations des efforts statiques de la culée.....	91
Tableau VII.11-Combinaisons des efforts.....	91
Tableau VII.12-Sollicitations sur mur frontal.....	92
Tableau VII.13-Moment $M_p / K$ dû à une charge locale en fonction de h .....	93
Tableau VII.14-Les charges agissant sur la dalle de transition .....	95



## INTRODUCTION GENERALE

**D**ans le cadre du programme national afférent à la modernisation de la voie ferrée dans sa tranche relative à la réalisation de la ligne ferroviaire qui relie DJELFA et BOUGHZZOUL.

Nous avons élaboré dans ce mémoire qui rend compte du Projet de Fin d'Etudes (PFE) dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Travaux publics à l'école nationale supérieure des travaux publics « FRANCIS JONSON » ENSTP, la conception et l'étude d'un pont ferroviaire à double -voie électrifiée situé au PK 223+642, qui a été réalisée par l'entreprise « COSIDER TP »

D'où ce travail repose sur sept chapitres intitulés comme suit :

Chapitre I, aborde une recherche bibliographique en termes de master sur les fibres du carbone dans le domaine de construction.

Chapitre II, décrit la présentation de l'ouvrage ainsi les caractéristiques géotechniques du site afin d'entamer le chapitre III, ou en proposant trois variantes suivies par un prédimensionnement et vérification de ces dernières.

Chapitre IV, traite des différentes charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage en basant sur des hypothèses du calcul.

Les chapitres V et VI, élaborent l'étude de la précontrainte ainsi le tablier Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis.

Chapitre VII, est consacré à la conception et l'étude de l'infrastructure toute en vérifiant la stabilité et le fonctionnement des éléments de la pile et culée.

En fin le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE  
I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR  
LES FIBRES DE CARBONE

### I.1. INTRODUCTION

Les composites, produits de synthèse, donnent des concurrences aux métaux parce qu'ils sont légers, inaltérables et que leur résistance dépasse celle de l'acier (leur rapport résistance/poids est très élevé). Les matériaux composites composés fibres de carbone, de par leur souplesse, leur facilité d'installation et leurs caractéristiques mécaniques adaptées, permettent d'intervenir sur des ouvrages de formes complexes. Ils s'adaptent à toutes les formes de supports et ne requièrent aucun placage sous pression et apportent une performance à la structure que l'on ne retrouve pas avec les méthodes traditionnelles (béton armé ou plats métalliques collés).

### I.2. DEFINITION

La fibre de carbone fait partie d'une famille de matériaux appelés les composites. Il s'agit de matériaux faits de deux ou plusieurs matériaux constitutifs qui demeurent séparés et distincts à l'échelle macroscopique tout en formant un seul composant. Autrement dit, les produits ne subissent pas de réaction chimique, mais demeurent deux entités chimiques séparées.

### I.3. PRODUCTION DES FIBRES DE CARBONE

Les fibres de carbone peuvent être produites à partir de l'un des trois précurseurs suivants :

- La rayonne;
- le Polyacrylonitrile (PAN);
- le brai de pétrole.

Cependant, les fibres de carbone utilisées pour les renforts sont produites à partir de brai de mésophase ou de PAN. La production de fibres de carbone à partir de brai de mésophase nécessite tout d'abord de traiter thermiquement le brai isotope afin d'orienter les molécules polyaromatiques. Ensuite, le filage et l'étirage de cette mésophase sont réalisés pour l'obtention des fibres.

Les difficultés rencontrées lors du filage et de l'étirage sont liées à la viscosité croissante de cette phase qui survient avec l'augmentation de la masse moléculaire de la mésophase (augmentation du taux de structures polyaromatiques orientées).

Les fibres ainsi formées présentent deux types de textures dont la structure "oignon" (alignements concentriques) est souhaitée en raison de sa meilleure résistance à la propagation des fissures. Les fibres sont ensuite oxydées puis carbonisées et graphitisées. L'oxydation permet de rendre la fibre infusible avant de procéder à la carbonisation à 1500°C.

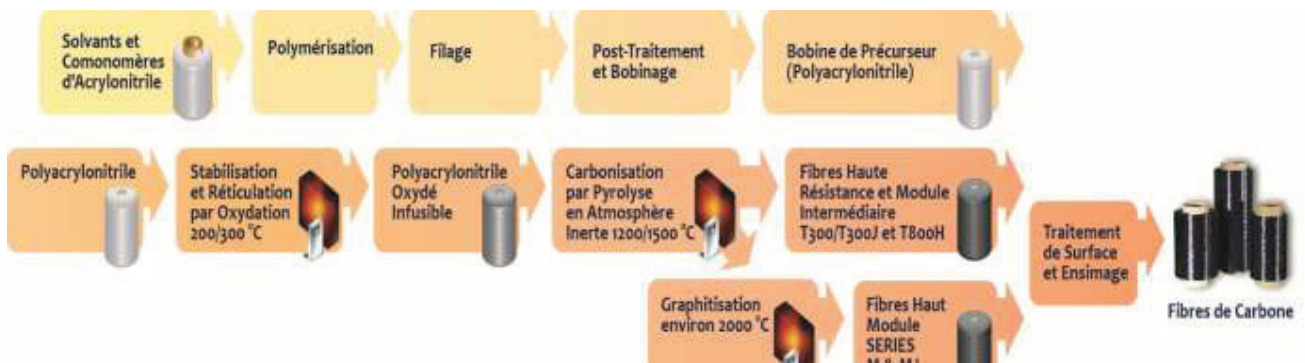


Figure I.1-Les étapes de fabrication des fibres de carbone

Selon la qualité de la fibre de carbone recherchée, l'étape de graphitisation (jusqu'à 2000°C) est réalisée pour augmenter le module à la traction. La fabrication des fibres de carbone à partir de PAN passe par quatre étapes.

Tout d'abord, les fibres de PAN sont oxydées à des températures allant de 200 à 400°C pour un temps qui varie entre 30min et 3h. Cette étape a pour objectif de rendre les fibres de PAN infusibles en formant des cycles polyaromatiques.

Ensuite, les fibres de PAN oxydées sont carbonisées sous atmosphère neutre d'azote à des températures allant de 1000 à 1500°C. La carbonisation permet d'enrichir le matériau en carbone (95 % de carbone) et de modifier sa microstructure.

La fibre est alors composée d'unités polyaromatiques de base mesurant environ 1 nm ce qui confère une structure organisée limitée. Finalement, la fibre carbonisée est ensuite graphitisée (portée à une température entre 1800 et 2000°C) afin d'augmenter son taux de carbone (99 % de carbone graphite). Cette étape conduit à une croissance et une orientation des cristaux nanoscopiques dans l'axe longitudinal de la fibre. On obtient donc des filaments de 5 à 7  $\mu\text{m}$  de section, très longs et ayant une très grande résistance à la traction (voir figure 1.4). La fibre de carbone ainsi obtenue (après carbonisation ou graphitisation) possède une mauvaise adhérence avec les polymères. En effet, les unités de base sont plus ou moins fortement liées chimiquement entre elles, ce qui réduit les propriétés d'adhérence de la surface.

Les fibres subissent alors un traitement de surface qui est choisi en fonction de l'adhérence fibre/matrice requise. Le traitement peut être de nature physique (création de rugosités de surface pour améliorer l'adhérence) ou de nature chimique (fonctionnalisation de la surface, modification de l'énergie interfaciale).

Enfin la manipulation des fibres de carbone nécessite, comme les fibres de verre, la mise en forme d'un fil de base. Ce fil est obtenu après ensimage de la fibre de carbone et par association de plusieurs fibres. Ces fils de base sont ensuite bobinés ou tissés. Industriellement, les fibres de carbone obtenues par le précurseur PAN sont technologiquement plus faciles à produire car les filaments de PAN donnent directement les fibres de carbone.

Ce procédé continu est aussi très stable ce qui permet d'obtenir une qualité de fibre stable au cours de la production. De ce fait, les fibres sont principalement produites par ce procédé. Les fibres issues du précurseur brai de mésophase sont réservées exclusivement à la production de fibres de hauts modules d'élasticité mais ayant une résistance à la traction limitée. 95% des fibres de carbone fabriquées sont destinées à la fabrication des polymères renforcés.

### I.4. TYPES DE FIBRE DE CARBONE

Les fibres de carbone commercialisées peuvent être classées selon leurs propriétés en traction.

Le tableau I.1 présente la répartition des différents types de fibres de carbone selon leurs fournisseurs correspondants. On distingue :

- Les fibres d'usage général ou d'application thermique (UG) :  $E < 200 \text{ GPa}$  ;
- Les fibres haute résistance (HR) :  $200 \text{ GPa} < E < 250 \text{ GPa}$  ;
- Les fibres à module intermédiaires (IM) :  $250 \text{ GPa} < E < 350 \text{ GPa}$  ;
- Les fibres haut module (HM) :  $350 \text{ GPa} < E < 550 \text{ GPa}$  ;

- Les fibres de très haut module (THM) :  $E > 550$  GPa.

Tableau I.1-Propriétés en traction des fibres de carbone commercialisées

Fabricant	Nom commercial		Classe	E (GPa)	$\sigma$ (MPa)	$\varepsilon$ (%)	Précurseurs
Toray (Asie) Soficar (Europe) CFA (USA)	Torayca	T300	HR	230	3530	1,5	PAN
		T300 J	HR	230	4210	1,8	PAN
		T400 H	HR	250	4410	1,8	PAN
		T700 S	HR	230	4900	2,1	PAN
		T800 H	IM	294	5490	1,9	PAN
		T800 S	IM	294	6370	2,2	PAN
		T1000G	HM	377	4410	1,2	PAN
		M 40	HM	475	4120	0,8	PAN
		M 40 J	HM	540	4020	0,8	PAN
		M 46 J	HM	588	3920	0,7	PAN
		T400 H	HR	250	4410	1,8	PAN
Kureha Chemical (Asie)	Kureca	T101 F	UG	33	800	2,4	Brai iso
		T201 F	UG	33	700	2,1	Brai iso
Cytac (USA)	Thornel	P-55 S	HM	380	1900	0,5	Brai méso
		P-75 S	HM	520	2100	0,4	Brai méso
		P-100 S	THM	760	2410	0,3	Brai méso
		P-120 S	THM	825	2410	0,3	Brai méso
(1) D'après les fiches techniques des producteurs							

- Brai iso : Brai isotrope
- Brai méso : Brai mésophase

## I.5. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES FIBRES

Les fibres de carbone sont caractérisées par leur faible densité, leur résistance élevée à la traction, leur souplesse, leur bonne conductibilité électrique, leur tenue en température (à plus de 2 500 °C, dans un milieu inerte), leur faible coefficient de dilatation thermique, et leur inertie chimique (sauf à l'oxydation). Les propriétés physiques et mécaniques des fibres de carbone dépendent elles-mêmes de la nature chimique du précurseur, des conditions physiques et chimiques de fabrication des fibres du précurseur, des procédés et des conditions de traitement thermique du précurseur.

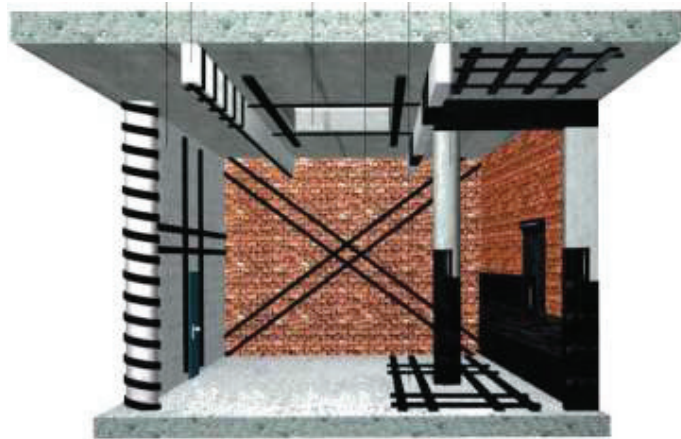
**Tableau I.2-Propriétés physiques et chimiques des fibres de carbone**

Fibre	Densité (g/cm <sup>3</sup> )	Résistance à la traction (MPa*)	Coefficient d'élasticité (module de Young) (GPa*)
Fibres de carbone de bas module (à base de rayonne)	1,43 - 1,70	345 - 690	21 - 55
Fibres de carbone de haut module (à base de rayonne)	1,65 - 1,82	-	345 - 517
Fibres de carbone (à base de PAN)	1,70 - 1,80	2 400 - 2 750	193 - 241
Fibres de carbone, fil continu (à base de brai)	2	2 000	345

## I.6. TECHNIQUE DE RENFORCEMENT

### I.6.1. LE COLLAGE DE COMPOSITES PARMIS LES DIFFERENTES METHODES DE RENFORCEMENT

Cette approche vise à utiliser les propriétés de matériaux différents du support d'origine en béton, tels que des enveloppes métalliques ou des matériaux composites, dont l'impact de la masse est négligeable sur la structure.



**Figure I.2- Renforcement d'éléments existants par collage de t de fibres de carbone (TFC)**

### I.6.2. MISE EN ŒUVRE DES COMPOSITES DE RENFORT EN GENIE CIVIL

Leurs avantages sont de proposer une mise en œuvre relativement aisée, et de ne pas impacter la

conception architecturale de l'édifice, la principale problématique de ces méthodes de renforcement réside dans la difficulté de les dimensionner et d'en prédire l'impact sur le comportement dynamique de la construction. [9]

L'avancement dans les recherches dans le collage de composites à matrice polymère et fibres techniques (FRP) aux entreprises chargées de sa fabrication de développer un procédé de renforcement à base de tissu fibre de carbone [10] ou son utilisation s'est largement appliquer en Amérique du Nord, et en Europe.

Les composites utilisés actuellement en renforcement extérieur de béton aux ouvrages sont disponibles sous deux formes différentes (Fig I.2 et Fig I.3) :

- **Collage de plats consolidés**



Figure I.3- Renforcement par plats consolidés à fibres de carbone [3]

Ces matériaux composites carbone/époxy ont l'avantage sur les plats métallique d'être beaucoup plus légers. Toutefois la technique de pose ne permet que difficilement de maîtriser l'épaisseur de la colle.

- **Stratification au contact**

Renforcement d'un poteau



Renforcement d'une poutre par collage de TFC



Figure I.4-Renforcement par stratification au contact avec FRP carbone [9]

Des tissus secs de fibres de renfort souples sont imprégnés directement sur le site lors de l'application sur la structure au moyen d'une colle liquide durcissant à température ambiante. La zone à renforcer est au préalable induite d'une couche de résine primaire liquide.

Après marouflage, une dernière couche de résine de fermeture peut être appliquée comme protection supplémentaire avec le milieu extérieur et améliorer la durabilité du composite.

Dans cette technique une même résine est souvent à la fois matrice du composite et l'adhésif

assurant la liaison entre le composite et le support béton. L'encollage sur site se fait généralement à la main, même si certains essais d'automatisation d'enrobage de colonne ont déjà été effectués [11].

De plus, la seule interface de collage avec le support étant la matrice même du composite, cette technique de pose ne génère pas de concentration de cisaillement pouvant provoquer des amorces de décollement dans les zones de faible épaisseur de résine.

### **I.6.3 RENFORCEMENT EN FLEXION**

Afin d'optimiser le renforcement en traction des éléments de la structure telle que les poutres ou les dalles. Le matériau de renfort doit donc présenter à la fois un haut module de Young  $E$  et une haute résistance garantie à la rupture ( $\sigma_{rf}$ ) qui est alors la somme des contributions du béton, de l'acier et du composite.



**Figure I.5-Consolidation de poutre et dalle par fibre de carbone [3]**

### **I.6.4. MODELISATION DU RENFORCEMENT D'ELEMENTS VIS-A-VIS DE LA FLEXION**

Ce chapitre traite également du renforcement axial d'éléments vis-à-vis de la flexion, dans lequel le TFC joue le rôle d'armatures longitudinales externes, l'utilisation de ce type de renforcement par différentes modélisations, par exemple en 2D et 3D. Le TFC est généralement modélisé par une loi de comportement élastique linéaire fragile. et afin d'éviter le risque lié au délaminage du composite, l'introduction d'un coefficient d'ancrage (ou d'efficacité) est nécessaire dont l'effet est de diminuer la contrainte ultime du TFC.

### **I.6.5. RENFORCEMENT AU CISAILLEMENT**

Afin de protéger les structures, en particulier les poutres, peuvent être renforcées à l'effort tranchant en améliorant les performances mécaniques. Les composites sont collés sur les faces latérales, d'autre part, différentes configurations de renforcement en cisaillement peuvent être utilisées, avec des bandes discontinues [13] ou une surface continue de la poutre, en U ou seulement sur les côtés [14] dans la direction longitudinale (Fig I.5)

Le module d'élasticité n'affecte pas la résistance en cisaillement. Cette dernière est fonction exclusivement de la résistance du matériau composite et de la longueur d'ancrage [3].

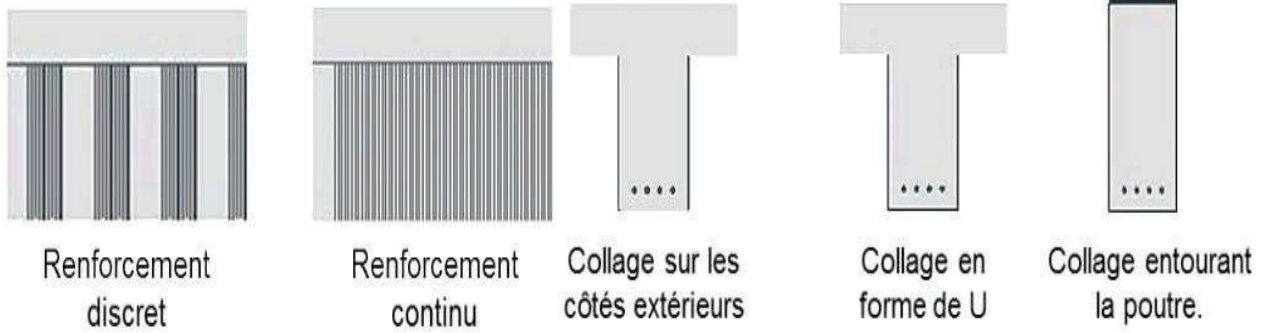


Figure I.6-Différentes configurations de renforcement en cisaillement [14]

### I.6.6. RENFORCEMENT PAR CONFINEMENT

L'application d'une charge de compression axiale engendre des déformations transversales du béton par dilatation latérale du poteau. Cette dernière peut être limitée par l'utilisation de renfort en matériaux composites sur la circonférence du poteau. D'un autre côté ce procédé permettra d'améliorer significativement sa capacité portante en augmentant la résistance du béton après confinement en additionnant la résistance du matériau composite. [3]

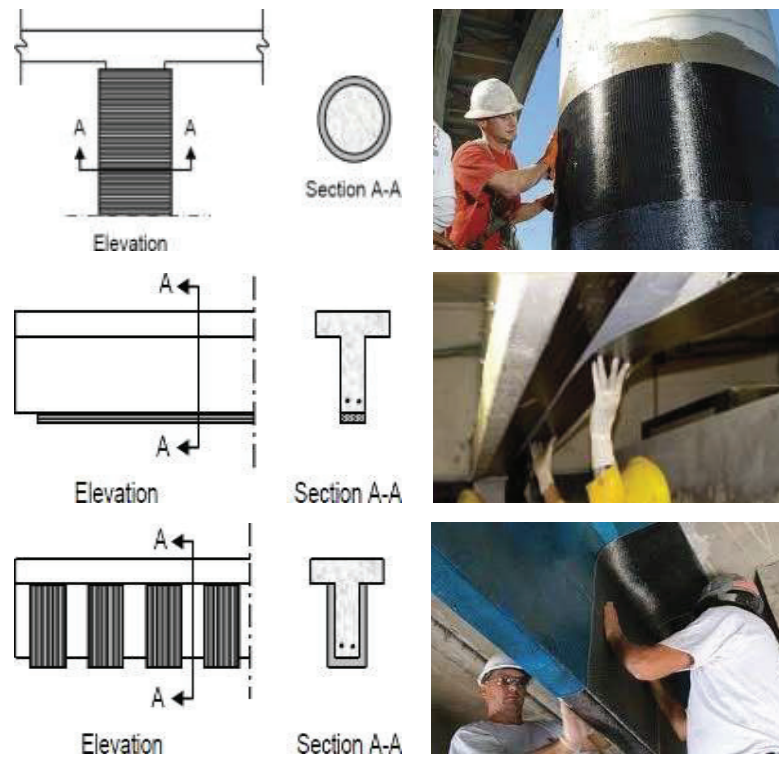


Figure I.7-Récapitulatif des différents types de renforcement de structure par TFC [3]

## I.7. MISE EN OUVRE

### I.7.1. PREPARATION DE LA SURFACE DU BETON

La surface du béton doit être bien préparée afin d'éviter la rupture à l'interface résine- béton par suivre un procédé adéquat. Une bonne préparation extérieure du béton exige une importante maintenance, est que les surfaces de béton irrégulier sont réglées (Meier 1995).

#### 1-preparation du support



#### 2-nettoyage et brossage des surfaces



#### 3-Préparation des fissures par injection de la résine de réparation



### I.7.2. ADHESIF

Les adhésifs forts sont disponibles pour le collage de la plaque de TFC, et leur force excède généralement sur le béton, donc la rupture dans l'adhésif est rare. Cependant, si des adhésifs faibles sont employés ou si les adhésifs sont incorrectement appliqués, la rupture adhésive peut se produire dans la couche adhésive, sur les faces superposées de TFC (Meier 1995, Karbhari *et al* 1998, Leeming *et al* 1999).

#### 4-Préparation de la colle



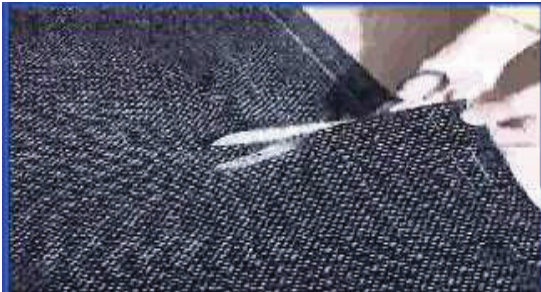
#### 5-Encollage



### I.7.3. PREPARATION DE LA SURFACE DU RENFORT

Pour les plaques de composites, la rupture peut se produire aussi à l'interface de composite-résine si la surface de la plaque de carbone n'est pas correctement préparée (par exemple déplacement inadéquat, des impuretés comme par exemple : graisse sur la surface).

#### 6-Découpe du tissu



#### 7-Application au rouleau, d'une couche de résie d'accrochage sur la surface à renforcer



#### 8-Mise en place de la bande ou du tissu



#### 9-Application au rouleau, d'une couche de résine d'accrochage sur la surface extérieure



### I.8. AVANTAGES ET INCONVENIENTS

Les fibres de carbone présentent plusieurs atouts et quelques inconvénients qui sont résumés dans le tableau 1.4.

Tableau I.3-Avantages et inconvénients des fibres de carbone

Avantages	Inconvénients
Légèreté Haute performance Grande résistance à la fatigue Stabilité thermique Transparence aux rayons X Résistance et rigidité élevées Faible dilatation thermique	Coût de fabrication élevé Tenue faible au choc et à l'abrasion bobinage difficile (raideur élevée)

## **I.9. CONCLUSION**

Dans le monde, aujourd'hui, les principaux phénomènes qui ont conduit les fibres de carbone à s'implanter petit à petit dans le renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art sont :

- La réhabilitation ou la mise en conformité des ouvrages existants, soit pour des raisons de pertes des propriétés initiales, soit pour des raisons de remises à niveau liées à de nouvelles normes.
- La construction de nouveaux bâtiments et d'ouvrages d'art plus légers et plus performants.

CHAPITRE  
II

PRESENTATION DU PROJET

## **II.1. INTRODUCTION**

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

## **II.2. PRESENTATION DU PROJET**

### **II.2.1. OBJECTIF DU PROJET**

Le projet, objet de mon mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de la ligne ferroviaire entre Bouguzzoul - Djelfa. Ce dernier permet de franchir les contraintes naturelles imposées par le site et donner une conformité du tracé ferroviaire.

### **II.2.2. SITUATION DU SITE**

Le site réservé à l'ouvrage du PK223+642 au PK223+978 se situe entre Ain Mabaad et Djelfa.



**Figure II.1-Implantation du projet sur google maps**



Figure II.2-Situation du projet sur google maps

### II.2.3. L'OBSTACLE A FRANCHIR

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

## II.3. LES DONNEES DE PROJET

### II.3.1. LES DONNÉES FONCTIONNELLES

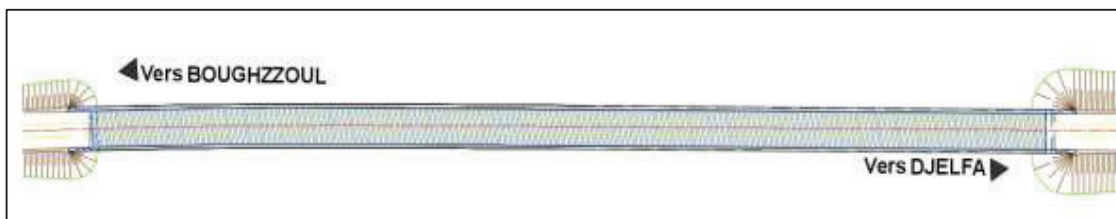


Figure II.3-Tracé en plan de la voie portée

#### ▪ Tracé en plan

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 336 m.

- Du PK 223+658.25 (Début de projet) au PK 223+810.49, Clothoïde ;
- Du PK 223+810.49 au PK 223+990.05 (Fin de projet), Droite.

#### ▪ Profil en long

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

- Début de l'ouvrage au PK 223+658.25 ;
- Fin de projet au PK 223+990.05.
- Ligne droite de pente  $P = -0.36\%$  (sens PK).

Le gabarit de l'ouvrage n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles.

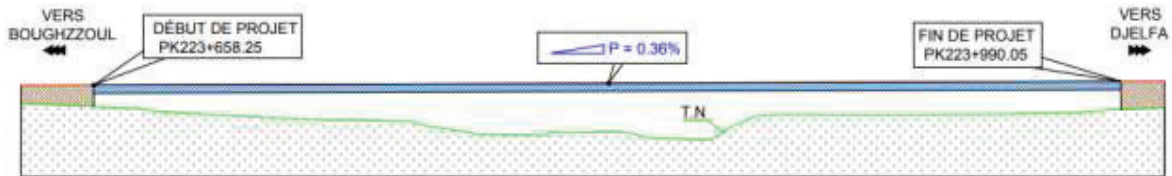


Figure II.4-Profil en long de la voie portée

### ■ Profil en travers

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

Le profil en travers est défini par :

- Largeur du tablier 13.6 m.
- Tablier en toi  $\pm 2\%$  de part et d'autre de l'axe du pont.
- 1 : Lit de ballaste d'épaisseur 50 cm.
- 2 : Traverses bi-blocs espacées de 60 cm.
- 3 : Rails.
- 4 : Murette trapézoïdale de surface  $0.1\text{m}^2$ .
- 5 : Support catenaire espacé de 60 m.
- 6 : Caniveau d'hauteur 30 cm.
- 7 : Garde-corps d'hauteur 95cm.
- 8 : Corniche.
- 9 : Étanchéité.
- 10 : La chape de béton d'épaisseur 4 cm.
- 11 : Système évacuation d'eau.

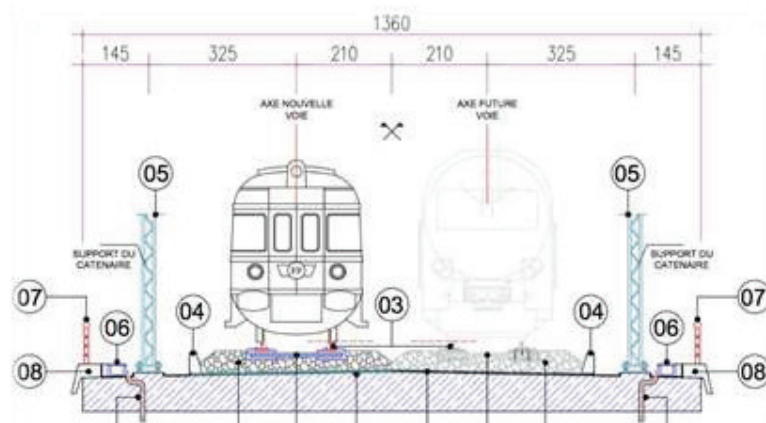


Figure II.5-Profil en Travers de la voie portée



### II.3.2. LES DONNÉES NATURELLES

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

#### II.3.2.1. TOPOGRAPHIE

La visite du site effectuée par moi-même m'a permis de conclure que le projet est implanté dans d'une zone plate.

#### II.3.2.2. GEOTECHNIQUE

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

➤ **Essais in situ :**

- Neuf (9) sondages carottés de 25m de profondeur.
- Des essais SPT.
- Onze (11) sondages pressiométriques.

➤ **Essais au laboratoire**

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

- 1-Essais d'identification physique.
- 2- Analyses chimiques du sol.
- 3-Essais mécaniques :
  - Essai de compression simple.
  - Essai de cisaillement à la boîte.
  - Essai de compressibilité à l'œdomètre.

➤ **Recommandations pour les types de fondation**

D'après le rapport géotechnique fourni par le bureau d'études géotechniques FONDA CONSEIL l'analyse des données du site et des résultats des investigations géotechniques effectuées, au niveau du site réservé au projet de réalisation d'un ouvrage d'art du PK223+642 au PK223+990.05 à Djelfa, met en évidence les points suivants :

- Le terrain d'assise des fondations est constitué en général par des blocs de calcaire gréseux parfois marneux et d'une couche alluvionnaire de 10m d'épaisseur dans la partie sud.
- Les résultats des essais de SPT révèlent une bonne résistance du sol.
- D'après les résultats des essais SPT et RCS le site pourra être classé en catégorie S2 (Sol ferme).



Au vu de tous ces résultats, le projet prévu est réalisable avec les paramètres de dimensionnement suivants :

- **1<sup>er</sup> Groupe (sondages N° 01, 02, 03,04 et 05)**
  - Type de fondations : fondations superficielles.
  - Adopter un taux de travail de 3.80 bars.
  - Ancrer les fondations à partir de 4m par rapport à la cote du terrain naturel.
  
- **2<sup>eme</sup> Groupe (sondages N° 06, 07, 08 et 09)**
  - Type de fondations : fondations profondes.
  - Ficher les fondations à partir de 15m par rapport à la cote du terrain naturel.

### II.3.2.3. SISMICITÉ DU SITE

En se basant sur la sismicité historique, l'Algérie a été subdivisée en quatre zones macrosismiques (R.P.O.A.2008), la wilaya de Djelfa classée dans une zone de faible sismicité **Zone I** (ce qui montre que sa vulnérabilité au risque sismique est faible), et l'objet de la présente étude, réalisation d'un ouvrage d'Art appartient au **Groupe 2** (pont important) le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera **A = 0.12**.

### II.3.2.4. CLIMATOLOGIE

#### ❖ Pluviométrie

Le climat de la wilaya de Djelfa est nettement semi-aride à aride avec une nuance continentale. En effet, le climat est semi-aride dans les zones situées dans les parties du Centre et du Nord de la wilaya avec une moyenne de 200mm à 350mm d'eau de pluie par an et aride dans toute la zone située dans la partie Sud de la wilaya qui reçoit moins de 200mm d'eau de pluie en moyenne par an.

#### ❖ Vent

Les vents dans la wilaya de Djelfa sont caractérisés par leur intensité et leur fréquence, les vents les plus fréquents sont ceux d'orientation Nord-Est et Nord-Ouest d'origine océanique et nordique. Cependant, la principale caractéristique des vents dominants dans la région est matérialisée par la fréquence du sirocco, d'origine désertique, chaude et sèche, dont la durée peut varier de 20 à 30 jours par an.

## II.4. CONCLUSION

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

CHAPITRE  
III

CONCEPTION et  
PRÉDIMENSIONNEMENT

### III.1. INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Pour cela, on définit dans ce chapitre des variantes de pont, qui s'imposeront selon des critères bien précis citant :

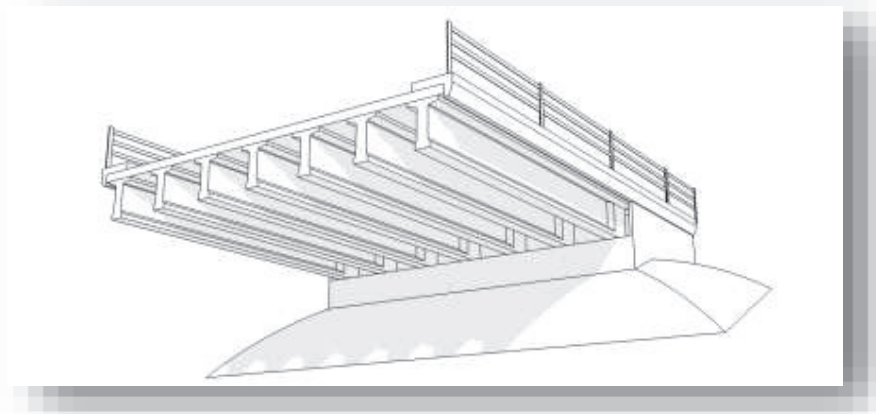
- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réserver).
- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'implantation des appuis.
- Techniques et moyens de réalisation.

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

#### III.2.1. VARIANTE 1 : « PONT A POUTRES PRECONTRAINTES DU TYPE VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisiées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée.



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

Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales.

#### III.2.1.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

On propose dans cette variante à projeter un pont à 10 travées équidistantes de 33,2 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 331,8 m. (Voir plan d'ensemble [Variante.1](#)).

#### III.2.1.2. CONCEPTION TRANSVERSALE

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

**Tableau III.1-Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1**

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	200 cm
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	225 cm
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00 m$	1,375 cm
Entraxe des poutres de rives	$L_a$ : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	124 cm
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	10
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times H_p$	120 cm
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	20 cm
La largeur du talon	$L_t = (I \times L^2) / (H_t^2 / K) / N$ ; Avec $1100 < K < 1300$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	25 cm
Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi-travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	35 x 160 cm <sup>2</sup>

### III.2.1.3. CONCEPTION 3D



**Figure III.2- Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint**

### III.2.2. VARIANTE 2 : « PONT VOUSSOIRS PREFABRIQUE EN BETON PRECONTRAIT 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.

Au-delà de 65/70m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clef.

#### III.2.2.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composée de huit travées principales de 34 m de longueur et deux travées de rives de 21,4 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 316,40 m. (Voir plan d'ensemble *Variante.2*).

#### III.2.2.2. DECOUPAGE DES VOUSSOIRS

Pont voussoirs préfabriqué, tout en tenant compte les moyens de réalisation, on distingue trois types de voussoir :

Tableau III.2-Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Description	Valeur retenue
<b>Voussoirs sur piles</b>	Ces dimensions sont fixées par les moyens de transport et de levage, ils sont de l'ordre de 2 m.	2.10 m
<b>Voussoirs de clavages</b>	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.	1,80 m
<b>Voussoirs courants</b>	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,00 à 2,60 m	2,15 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs :  $N = 149$

- 9 voussoirs sur pile.
- 10 voussoirs de clavage.
- 126 voussoirs courants.
- 4 voussoirs sur culée.

#### III.2.2.3. CONCEPTION TRANSVERSALE

##### ❖ Choix du type de caisson

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

❖ Pré dimensionnement de la section transversale

En élaborant dans ce paragraphe, le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir, basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003). Les valeurs des notations précisées dans la *figure III.3* sont présentées dans le tableau ci-dessous :

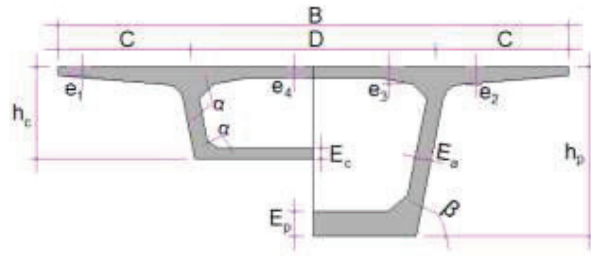


Figure III.3-Notations des dimensions

Tableau III.3-Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC

Élément	Ration usuel	Valeur retenue
<b>Hauteur de voussoir</b>	1/20 à 1/25 de la portée maximale	275 cm
<b>Largeur de voussoir</b>	B	1360 cm
<b>C</b>	B/4	340 cm
<b>D</b>	B-2C	680 cm
<b>e<sub>1</sub></b>	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
<b>e<sub>2</sub></b>	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	56 cm
<b>e<sub>3</sub></b>	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1,5 e_4$	45 cm
<b>e<sub>4</sub></b>	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	49 cm
<b>Inclinaison de l'âme</b>	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
<b>E<sub>a</sub></b>	$E_a \geq 0,26 + L/500$	80 cm
<b>E<sub>c</sub></b>	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm
<b>Gossier supérieure</b>	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
<b>Gossier inférieure</b>	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	(Rayon)

III.2.2.4. CONCEPTION 3D



Figure III.4-Vue en 3D Variante 2

### III.2.3. VARIANTE 3 : « PONT MIXTE BIPOUTRE »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieux urbains ou ruraux, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

Pour les ponts mixtes bipoutres à des travées continues, la longueur optimale des travées de rives comprise entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

#### III.2.3.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de quatre travées principales de 62 m de longueur et deux travées de rives de 43,4 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 335,8 m. (Voir plan d'ensemble *Variante.3*).

#### III.2.3.2. CONCEPTION TRANSVERSALE

Le tablier est assez large (13,60m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont.

On opte pour :  $a = 3,30 \text{ m}$ ,  $b = 7 \text{ m}$

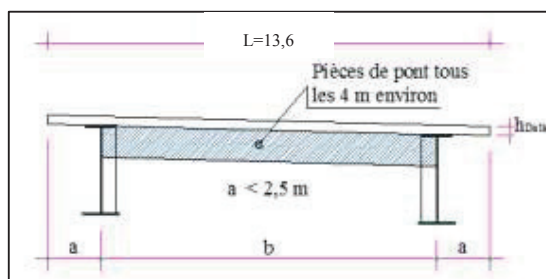


Figure III.5-Coupe transversale d'un tablier bipoutre

#### ❖ 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 ci-après.

Tableau III.4-Prédimensionnement des poutres métalliques

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
<b>Epaisseur de la dalle en Béton armé</b>	240 à 260 mm	300
<b>Hauteur sur pile</b>	$H = L/25$	2 800
<b>Hauteur à la clé</b>	$L/50 \leq H' \leq L/40$	2 000
<b>Loi de variation parabolique</b>	$H(x) = H - 2 \times (H - H') \left(\frac{x}{\ell}\right) + (H - H') \left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
<b>Epaisseur de l'âme</b>	$t_w \geq 0,005 * d$	50
<b>Epaisseur semelle inférieure</b>	$20 \leq t_i \leq 150$	60
<b>Epaisseur de la semelle supérieure</b>	$20 \leq t_s \leq 150$	50
<b>Largeur semelle inférieure sur pile</b>	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1 200
<b>Largeur semelle supérieure sur pile</b>	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	1 000
<b>Largeur semelle inférieure à la clef</b>	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	900
<b>Largeur semelle supérieure à la clef</b>	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	700

❖ **Conception des pièces de pont**

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

Tableau III.5-Pré-dimensionnement des pièces de pont

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur de la pièce de pont $H_{pp}$	$L_t / 15 \leq H_{pp} \leq L_t / 10$	1 000
Largeur de la semelle $b_{pp}$	$220 \text{ mm} \leq t_{w-pp} \leq 300 \text{ mm}$	300
Epaisseur de la semelle $t_{pp}$	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme $t_{w-pp}$	$10\text{mm} \leq t_{w-pp} \leq 12 \text{ mm}$	15

❖ **Choix de la nuance d'acier**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

❖ **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

❖ **L'épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est constante, On opte pour :  $h_{dalle} = 30 \text{ cm}$ .

**III.2.3.4. CONCEPTION 3D**

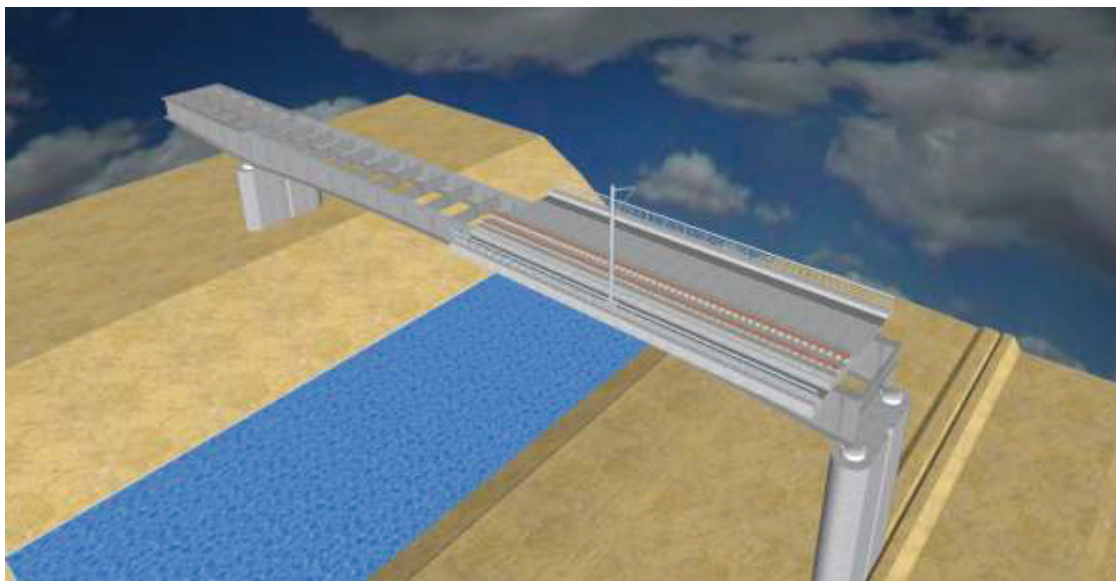


Figure III.6-Vue en 3D Variante 3

### III.3. VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT

#### III.3.1. METHODE DE CALCUL

Afin de vérifier le prédimensionnement des trois variantes proposées, et à ce stade seulement, nous effectuerons un calcul à une seule combinaison de charge identique à toutes les variantes, pour pouvoir comparer rapidement et superficiellement, cette combinaison tient compte du poids propre et des surcharges.

Pour le prédimensionnement on va se limiter aux charges suivantes :

$$G = 120 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 100 \text{ KN/ml/Voie}$$

#### III.3.2. VERIFICATION DE LA VARIANTE 1

##### III.3.2.1. SOLLICITATIONS

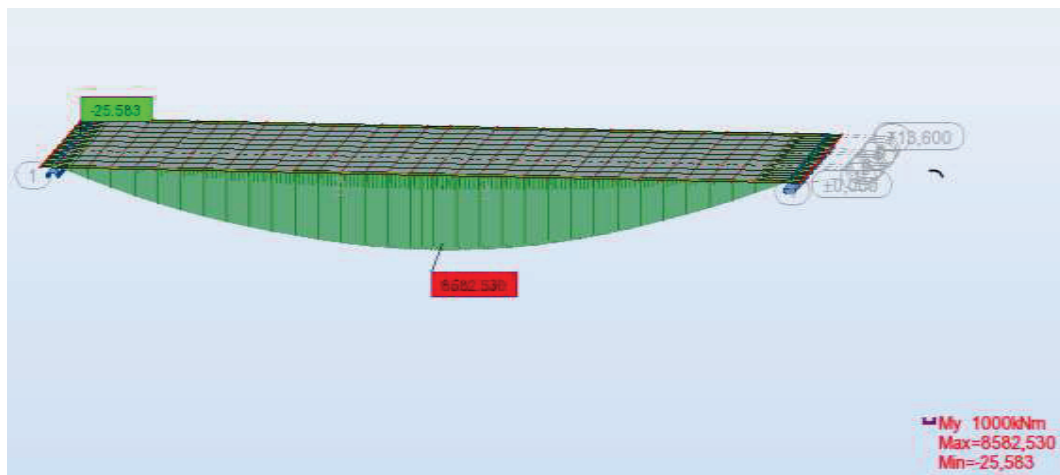


Figure III.7-Moment maximal variante 1

##### III.3.2.2. ESTIMATION DES SECTIONS DE PRECONTRAINTES

La section de précontrainte est estimée à mi-travée, les caractéristiques géométriques utilisées sont ceux de la section intermédiaire, et les câbles de précontraintes sont du 13T15s.

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p} \quad \text{et} \quad n = \frac{A_p}{(1 - \Delta P) \times A_0}$$

$A_p$  : section de précontrainte à déterminer ;

$M_{ext}$  : moment maximal dû à la combinaison de charge  $G + Q$ , égale à **8,58 MN.m** ;

$\sigma_{p0}$  : sa tension d'origine est de :  $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$  pour un câble de 13T15s ;

$Z_p = 0,9 d_p = 0,9 \times (2,25) = 2,025 \text{ m}$  ;

$\Delta P$  : perte de tension, elle est estimée dès le début de **25%** ;

$A_0$  : section de précontrainte d'un câble, égale à **1 950 mm<sup>2</sup>** pour un câble de 13T15s.

**Application Numérique :**

$A_P = 2\,979,91 \text{ mm}^2 \rightarrow n \geq 2,03$ , On prend  $n = 3$  câbles 13T15s.

**III.3.2.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES**

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques de la section à mi-travée. Les conditions à vérifier sont comme suit :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{sup}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

**Avec :**

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

Contrainte limite de compression du béton :  $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$ .

Contrainte limite de traction du béton :  $\overline{\sigma_{bt2}} = 1,5 \times f_{t28} = 4,5 \text{ MPa}$  - Hors section d'enrobage.

Contrainte limite de traction du béton :  $\overline{\sigma_{bt1}} = 1,0 \times f_{t28} = 3 \text{ MPa}$  - Section d'enrobage.

**Application Numérique :**

$$B = 1,176 \text{ m}^2 ; I = 0,659 \text{ m}^4$$

$$v = 0,843 \text{ m}; v' = 1,406 \text{ m}$$

$$d = 26 \text{ cm}; e = 1,18 \text{ m}$$

$$P = 6,52 \text{ MN}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = -3,0 \leq \overline{\sigma_{inf}} = 3,65 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ (MPa)}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = -4,50 \leq \overline{\sigma_{sup}} = 6,67 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ (MPa)}$$

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

**III.3.3. VERIFICATION DE LA VARIANTE 2**

**III.3.3.1. SOLLICITATIONS**

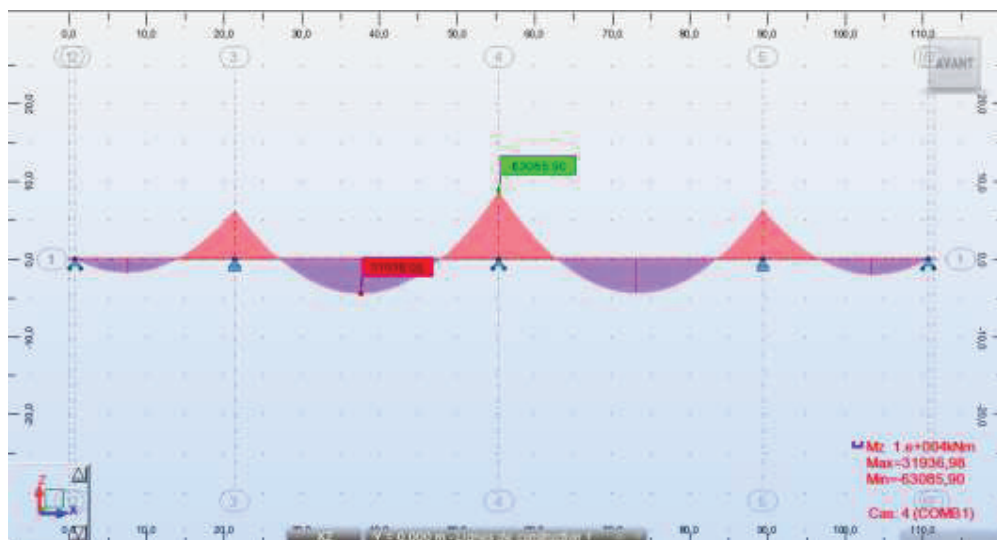


Figure III.8-Moment maximal variante 2

### III.3.3.2. ESTIMATION DES SECTIONS DE PRECONTRAINTES

Les sections de précontraintes sont estimées sur les appuis, en basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, et les armatures passives sont des armatures de construction.

Les sections de précontraintes sont estimées, en basant sur la même approche de ferrailage évoquée au préalable.

#### Application Numérique :

$$M_{Pile} = 63,08 \text{ MN.m} ; Z_p = 2,475 \text{ m}$$

$$M_{Mt} = 31,94 \text{ MN.m} ; Z_p = 2,475 \text{ m}$$

$$A_{Ppile} = 17\,128 \text{ mm}^2 \rightarrow n \geq 11,71, \text{ On prend } n = 14 \text{ câbles } 13T15s$$

$$A_{Mt} = 8\,672 \text{ mm}^2 \rightarrow n \geq 5,90, \text{ On prend } n = 8 \text{ câbles } 13T15s$$

**NB :** en basant sur l'approche de ferrailage évoquée ci-dessus, les armatures passives sont des armatures de construction dans le sens longitudinal.

### III.3.3.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

#### Application Numérique :

##### Sur Pile :

$$B = 11,28 \text{ m}^2 ; I = 10,04 \text{ m}^4 \quad \overline{\sigma_{bt2}} = -3,0 \leq \sigma_{sup} = -1,02 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ (MPa)}$$

$$v = 1,02 \text{ m} \quad \overline{\sigma_{bt1}} = -4,50 \leq \sigma_{inf} = 9,51 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ (MPa)}$$

$$v' = 1,87 \text{ m} ; d = 15 \text{ cm}$$

$$P = 2,175 \text{ MN}$$

##### A la clé :

$$B = 11,28 \text{ m}^2 ; I = 10,04 \text{ m}^4 \quad \overline{\sigma_{bt2}} = -3,0 \leq \sigma_{sup} = 1,34 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ (MPa)}$$

$$v = 1,02 \text{ m} \quad \overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \leq \sigma_{inf} = 1,91 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ (MPa)}$$

$$v' = 1,87 \text{ m} ; d = 15 \text{ cm}$$

$$P = 2,175 \text{ MN}$$

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

### III.3.4. VERIFICATION DE LA VARIANTE 3

#### III.3.4.1. SOLLICITATIONS

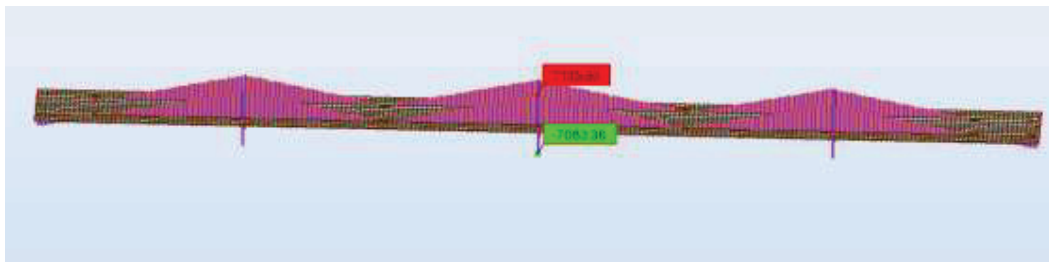


Figure III.9-Effort tranchant variante 3

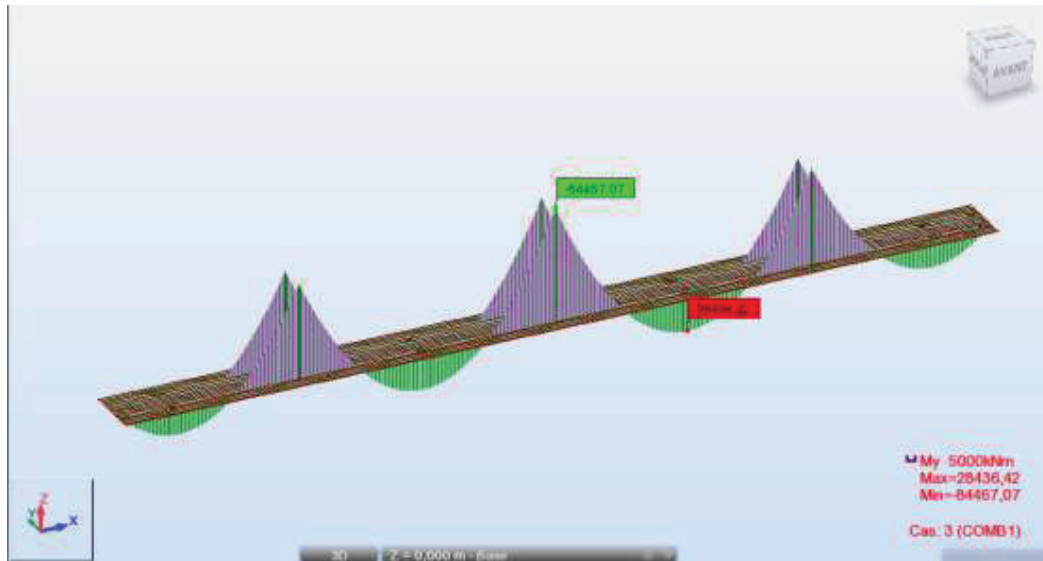


Figure III.10-Moment maximal variante 3

### III.3.4.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES

- Section sur pile

- Vérification du voilement de l'âme

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante :

$$h_{eff} \leq h_c$$

Avec :

$$h_c = \frac{H}{1 + \frac{v}{\psi}}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}}$$

$$h_{eff} = 0,86 \times \sqrt{K} \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{h_c}{h_f}$$

$$K = \frac{1}{1 + y^* \sqrt{(1+y)^2 + 0.112(1-y)^2}}$$

$h_c$  : La hauteur de l'âme comprimée de la section totale du profilé ;

$H$  : La hauteur de la section comprimée du profilé ;

$\sigma_{sup}$  : Contrainte sur la partie supérieure de la section (traction) ;

$\sigma_{inf}$  : Contrainte sur la partie inférieure de la section (compression) ;

$v$  : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section ;

$v'$  : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section ;

$h_{eff}$  : Hauteur efficace de l'âme comprimée ;

$K$  : Coefficient de voilement ;

$h_f$  : Hauteur de l'âme définie entre le plan moyen des sections.

**Application Numérique :**

$M = 84467,07 \text{ KN.m}$	$I = 0,29 \text{ m}^4$	$\Psi = 1.09$	$H = 1\,286 \text{ mm}$
$v = 1,514 \text{ m}$	$v' = 1,286 \text{ m}$	$k = 4,37$	
$f_y = 335 \text{ MPa}$	$E = 210 \text{ GPa}$	$h_c = 670.69 \text{ mm}$	
$h_f = 2\,745 \text{ mm}$		$h_{eff} = 347.78 \text{ mm} < h_c$	

**Donc :**

La condition de non-voilement est **vérifiée**.

➤ **Vérification de la stabilité au déversement**

Pour cette vérification on compare la contrainte due au moment de flexion  $\sigma_f$  avec la contrainte critique de déversement  $\sigma_{crd}$ , sachant qu'elle est égale à la contrainte critique de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre  $\sigma_{crf}$ , la condition de non-déversement de la semelle :  $\sigma_f \leq \sigma_{crd}$ .

**Avec:**

$$\sigma_{crd} = \sigma_{crf} = \pi^2 E / (\lambda_K)^2$$

$$\lambda_K = l_k / l_d$$

$$l_k = \frac{I_D}{\sqrt{\eta}}$$

$$I_D = \sqrt{\frac{I}{A_d}}$$

$$A_d = b_{eff} + \left(\frac{h_{eff}}{2}\right) \times t_w$$

$$b_{eff} = 0.56 \times 2 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times 60$$

$\lambda_K$ : Elancement de la membrure comprimée ;

$A_D$ : Section comprimée ;

$l_d$ : Longueur de déversement ;

$l_K$ : Longueur de déversement réduite ;

$t_w$ : Epaisseur de l'âme.

**Application Numérique :**

$I = 0,307 \text{ m}^4$	$b_{eff} = 1\,682.5 \text{ mm}$
$t_w = 50 \text{ mm}$	$A_d = 10377 \text{ mm}^2$
$f_y = 335 \text{ MPa}$	$I_D = 5439.18 \text{ mm}$
$E = 210 \text{ GPa}$	$l_K = 4111.63 \text{ mm}$
$\eta = 1.75$	$\lambda_K = 0.75$
	$\sigma_{crd} = 3684.65 \text{ GPa} > \sigma_f = 344.11 \text{ MPa}$

**Donc :**

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

▪ **Section a mi- travée**

Sur la section à mi-travée le moment de flexion fait comprimer la partie supérieure de la section, donc la dalle en béton armé participe à la résistance à la compression, pour faire les vérifications sur cette section, on doit calculer d’abord une section équivalente mixte.

➤ **Calcul de la section équivalente**

- $b_{seq} = b_p \times \eta$
- $t_{seq} = e_{dalle} \times \eta$

$b_0$ : Distance entre les ranges extérieures des goudons ;

$b_i$  : Distance entre les goudons extérieurs et le bord de la dalle :  $b_p = b_0 + \sum b_i$  ;

$\eta$ : Coefficient d’équivalence élastique ;

$b_{seq}$ : Largeur de la section mixte équivalente ;

$t_{seq}$ : Epaisseur de la section mixte équivalente.

**Application Numérique :**

$b_0 = 200 \text{ mm}$	$b_{seq} = 595 \text{ mm}$
$e_{dalle} = 300 \text{ mm}$	$t_{seq} = 51 \text{ mm}$
$b_i = 1650 \text{ mm}$	$v = 1.094 \text{ m} ; v' = 0.906 \text{ m}$
$\eta = E_a/E_c = 0.17$	$I = 0,11 \text{ m}^4$

➤ **Vérification du voilement de l’âme**

Suivant la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

**Application Numérique :**

$M = 28436.42 \text{ KN.m}$ ;	$\Psi = 1.09 ; H = 906 \text{ mm} ;$
$I = 0.30 \text{ m}^4$	$k = 4$
$v = 1.094 \text{ m} ; v' = 0,96 \text{ m}$	$h_c = 472.51 \text{ mm}$
$h_f = 1945 \text{ mm} ;$	$h_{eff} = 280.72 \text{ mm} < h_c$
$f_y = 335 \text{ MPa} ; E = 210 \text{ GPa}$	

➔ La condition de non-voilement est **vérifiée**.

➤ **Vérification de la stabilité au déversement**

Suivant la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

**Application Numérique :**

$I = 0,30 \text{ m}^4$	$b_{eff} = 1682.50$
$t_w = 50 \text{ mm}$	$A_d = 8700.5 \text{ mm}^2$
$f_y = 335 \text{ MPa}$	$I_D = 3571.81 \text{ mm}$
$E = 210 \text{ GPa}$	$l_k = 2700.03 \text{ mm}$
	$\lambda_K = 0.75$
	$\sigma_{crd} = 3684.65 \text{ GPa} > \sigma_f = 344.11 \text{ MPa}$

**Donc :**

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

➤ **Vérification de la résistance des goujons au cisaillement**

On vérifie la résistance des goujons à un effort induit par l'effort tranchant c'est l'effort rasant :

$$V_{el,Ed} = (V \times S_C / I_b) \times 1.1 = (4281.6 \times 0.38 / 0.35) 1.1$$

$$V_{el,Ed} = 8533.56 \text{ KN/m}$$

Nous avons une disposition des goujons en 6 files espacées de 15 cm par pas de 10 cm.

$$n = 120 \text{ goujons/ml}$$

Le nombre des goujons résistants à l'effort rasant :

$$n_{v,el} = V_{el,Ed} / P_{Rd} ; \text{ on a un goujon de 200 mm.}$$

La résistance  $P_{Rd} = 85 \text{ KN}$

$$n_{v,el} = 100 \text{ goujons/ml}$$

**On a :**

$$n_{v,el} \leq n$$

Le nombre des goujons disposés est suffisant pour résister à l'effort rasant, donc il n'aura pas de risque de cisaillement des goujons.

### III.4. ANALYSE DES VARIANTES

#### III.4.1. ANALYSE QUANTITATIVE ESTIMATIVE

Tableau III.6-Devis quantitatif des trois variantes

Variante 1		Variante 2	
Volume Béton m <sup>3</sup>	4116	Volume Béton m <sup>3</sup>	3569
Poids armatures passives Kg	823224	Poids armatures passives Kg	892248
Poids armatures actives Kg	150836	Poids armatures actives Kg	89225

Variante 3	
Volume Béton dalle m <sup>3</sup>	1141,72
Poids armatures passives Kg	285430
Poids ACIER S335 Kg	1286250

### III.5. ANALYSE MULTICRITERE

Tableau III.7-Avantages et Inconvénients des trois variantes

Variantes	Avantages	Inconvénients
<p>Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.</p>	<p>1-Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.</p> <p>2-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>3-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>4-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p>	<p>1-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage.</p> <p>2-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.</p>
<p>Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.</p>	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</p> <p>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</p> <p>2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</p> <p>3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</p> <p>4-Le nombre de voussoirs à mettre en place est grand car ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage,</p> <p>5-Le procédé est lent et a un coût élevé notamment dû aux machines de levage.</p>
<p>Variante N°03 : Pont mixte bipoutre.</p>	<p>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</p> <p>2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</p>	<p>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier</p> <p>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.</p> <p>3-Un cout très élevé.</p> <p>4-Entretien périodique.</p>

### III.6. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE

Après l'analyse des aspects négatifs, positifs et quantitatifs des trois variantes, on constate que chacune d'elle dispose des caractéristiques qui s'absentent chez l'autre. Vue que les critères les plus important reste : le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude, la variante pont construit en encorbellement successif est écartée, car qu'elle ne présente pas un bon rendement pour notre projet, ainsi que la variante pont a mixte où on constate un volume d'acier très important ce qui influe sur le coup du projet notamment l'entretien permanent de

ce dernier. D'où la variante qui s'avère la plus avantageuse reste la variante pont à poutres préfabriquées en post tension qui fera l'objet de notre étude.

### **III.7. CONCLUSION**

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

CHAPITRE  
IV

ANALYSE DES CHARGES et  
HYPOTHESE DE CALCUL

## IV.1. INTRODUCTION

Au présent de ce chapitre, on va définir et évaluer les principales actions engendrées par charges permanentes ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelles et fonctionnelles applicables au pont. En passant tout d'abord par la définition des normes et les règlements en vigueurs dans l'Algérie.

## IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement l'ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- LIVRET 2.01 : Règles de conception et de calcul des ouvrages en Béton, Métal ou Mixte.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

## IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### IV.3.1. BETON

Tableau IV.1-Caractéristiques de béton

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c28}$ (MPa)	40	27
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	450	300
$f_{t28}$ (MPa)	3	2,22

**NB**

La densité du béton armé est de 25 kN/m<sup>3</sup>.

### IV.3.2. ARMATURES

#### IV.3.2.1. ARMATURES PASSIVES

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

- La limite d'élasticité..... $f_e = 500$  MPa
- Modules de la déformation élastique : ..... $E_s = 200$  GPa

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

**8 10 12 14 16 20 25 32 40**

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



**IV.3.2.2. ARMATURES DE PRECONTRAINTES**

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **13T15s TBR** (très basse relaxation), classe **1860**.

- Résistance ultime .....  $f_{prg} = 1\ 860\ \text{MPa}$ .
- Limite élastique .....  $f_{peg} = 1\ 674\ \text{MPa}$ .
- Module d'élasticité .....  $E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$ .
- Section droite d'un toron .....  $A_{p\ 1\text{toron}} = 150\ \text{mm}^2$ .
- Section d'un câble .....  $A_p = 1950\ \text{mm}^2$ .
- Diamètre du gain .....  $\Phi = 80\ \text{mm}$ .
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures .....  $\rho = 2.5\%$ .
- Coefficient de recul d'encrage.....  $g = 4\ \text{mm}$ .
  - $f_{peg}$  : limite élastique conventionnel à 0,1%.
  - $f_{prg}$  : contrainte de rupture garantie.

**IV.3.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES**

**IV.3.3.1. BETON**

❖ **Contraintes admissibles à la compression**

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta. \gamma_b \quad (\text{MPa}).$$

Le coefficient  $\theta$  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 entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{MPa}).$$

Tableau IV.2-Contraintes admissibles à la compression de béton

Etat	Contrainte limite		Super	Infra
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	22,66	19,83
		$\gamma_b = 1,15$	34,78	30,43
ELS	$f_{bc} / \sigma_{bc}$ (MPa)		24	21

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Situation durable} \\ 1,5 & \text{Situation transitoire} \\ 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

❖ **Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E<sub>ij</sub>" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$$E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} ; \text{Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h.}$$

$$E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} ; \text{Module de déformation sous chargement de langue durée.}$$

### IV.3.3.2. ARMATURES

#### ❖ Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV.3- Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Super	Infra
	$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$			
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434,78	434,78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500,00	500,00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_c ; 110 \sqrt{n \times f_{ij}} \right\}$ ; n=1,6		250,00	250,00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_c ; 88 \sqrt{n \times f_{ij}} \right\}$ ; n=1,6		200,00	200,00

#### ❖ Classe de justification de la précontrainte

##### Classe II (la plus courante)

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

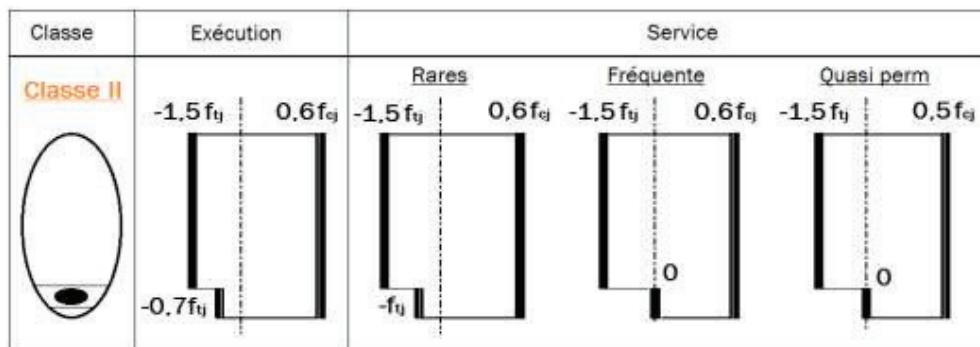


Figure IV.1-Limitation des contraintes des sections en B.P

## IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

### IV.4.1. LES ACTIONS

Conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent généralement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps :

- Les actions permanentes sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu avec le temps ou qui se modifient de façon seulement occasionnelle imposées.
- Les actions variables, par ex. les actions du trafic ferroviaire, le vent, les effets de la température, etc.
- Les actions accidentelles, par ex. l'impact de véhicules contre les appuis du pont ou contre le tablier, les charges de déraillement sur le tablier du pont, etc.

IV.4.2. ACTIONS PERMANENTES

Tableau IV.4-Evaluation des charges permanentes


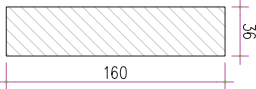
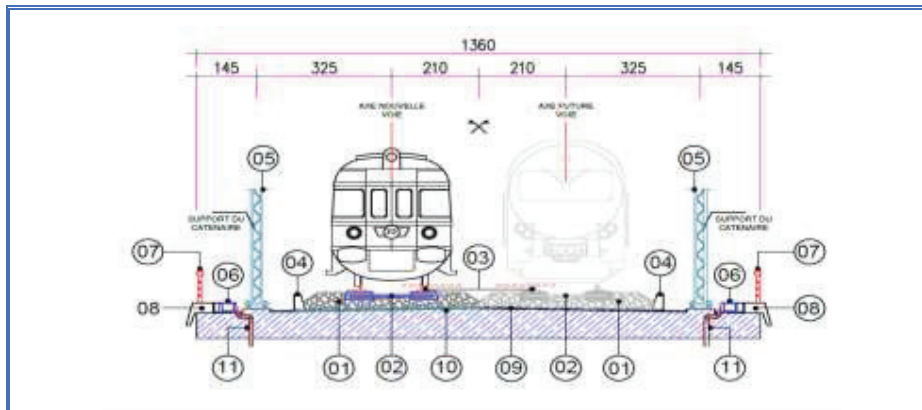
Elément	Schéma	Valeur (KN)
Poutre		747 /Poutre
Dalle		2822
Entretoises		181,44
<b>Somme</b>		<b>10 473,44</b>
<b>CP (KN/ml)</b>		<b>317,38</b>

Tableau IV.5-Evaluation des Compléments de charges permanentes

Elément	Charges	Poids total (KN/ml)
1. Ballast	10 KN/m <sup>2</sup>	83,50
2. Traverses bi-blocs	2,3 KN/ml	9,20
3. Rails	0,6 KN/ml	2,40
4. Murette	2,4 KN/ml	4,80
5. Support caténaire	8 KN	0,48
6. Caniveau	1,23 KN/ml	2,46
7. Garde-corps	0,6 KN/ml	1,00
8. Corniche	6,125 KN/ml	12,25
9. Étanchéité	0,03 KN/m <sup>2</sup>	0,384
10. La chape de béton	0,88 KN/m <sup>2</sup>	7,84
<b>Somme CCP</b>		<b>124,31</b>
<b>CP+CCP (KN/ml)</b>		<b>441,69</b>



### IV.4.3. SURCHARGES D'EXPLOITATION FERROVIAIRES

Généralement il existe 4 schémas de charges UIC71, SW0, SW2 et Train à vide et trois chargements verticaux fondamentaux UIC71 + SW0, SW2 et Train à vide.

#### ❖ Modèle de charges 71

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical, résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiquées à la figure suivante :

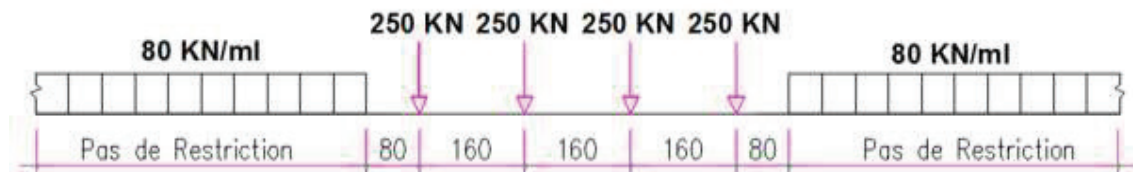


Figure IV.2-Schémas de charge UIC71

#### ❖ Schémas de charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.



Figure IV.3-Schémas de charge SW/0

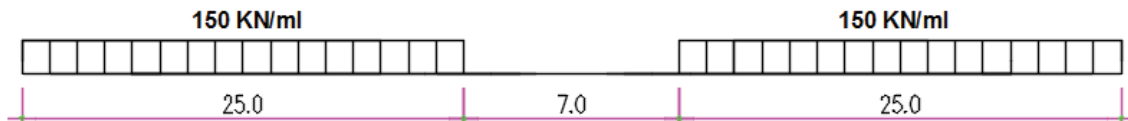


Figure IV.4-Schémas de charge SW/2

#### ❖ Modèle de charges "Train à vide"

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulières appelé "Train à vide".

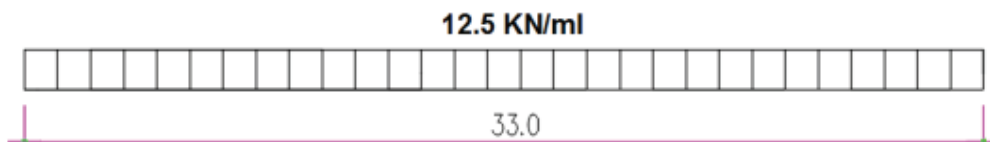


Figure IV.5-Train à vide

#### IV.4.4. CHARGEMENTS VERTICAUX

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois :

- UIC71 + SW0
- SW2
- Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

**NB** : UIC71+SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC71 et de SW/0.

#### IV.4.5. POSE DE VOIE BALLASTEE

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250 KN qui se répartissent sur une bande longitudinale continue de largeur  $a_2 = 0,30 + e/2$

La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{250}{1.6 \times 2 \times a_2} \text{ (KN/m}^2\text{)}, \text{ Avec : } e = 0,4 \text{ m donc } a_2 = 0,5 \text{ m}$$

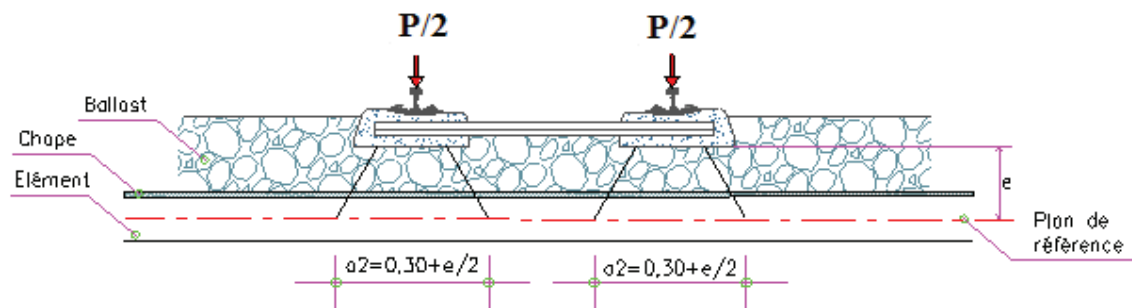


Figure 1IV.6-Répartition de charge sur une bande longitudinale

#### IV.4.6. EFFETS DYNAMIQUES

Les sollicitations et déformation statiques d'un pont dû aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La mise en charge rapide provoquée par la vitesse de la circulation franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statiques.
- Les variations des charges de roue dues aux défauts aléatoires des roues et de la voie ;
- Le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière qui peut exciter la structure.

#### IV.4.6.1. DOMAINE D'APPLICATION

- Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et de l'effet des vibrations de la structure mais pas des effets de résonance ni des vibrations excessives du tablier. (ENV 1991-3 articles 6.4.3.1).
- Le coefficient dynamique s'applique seulement pour des vitesses  $V \leq [220]$  km/h et lorsque la fréquence propre de la structure est comprise dans les limites indiquées à la figure (Source EN 1991-2). La limite supérieure de  $n_0$  est égale à :

$$n_{01} = 94.76 \times L^{-0.748} \text{ sachant que } L \text{ (la longueur de la grande portée).}$$

$$\rightarrow L = 33.2 \text{ m ; alors : } n_{01} = 7.09 \text{ Hz}$$

- En sachant que la vitesse du train ne dépasse pas les 220 km/h, et que notre tablier est constitué de travées non continues, cela nous mène au calcul de la fréquence propre  $n_0$  comme suit :

- Pour que  $(20 \text{ m} < L < 100 \text{ m})$  on utilise la formule suivante :

$$n_0 = 23.58 \times L^{-0.592} ; \text{ donc } n_0 = 2.95 \text{ Hz}$$

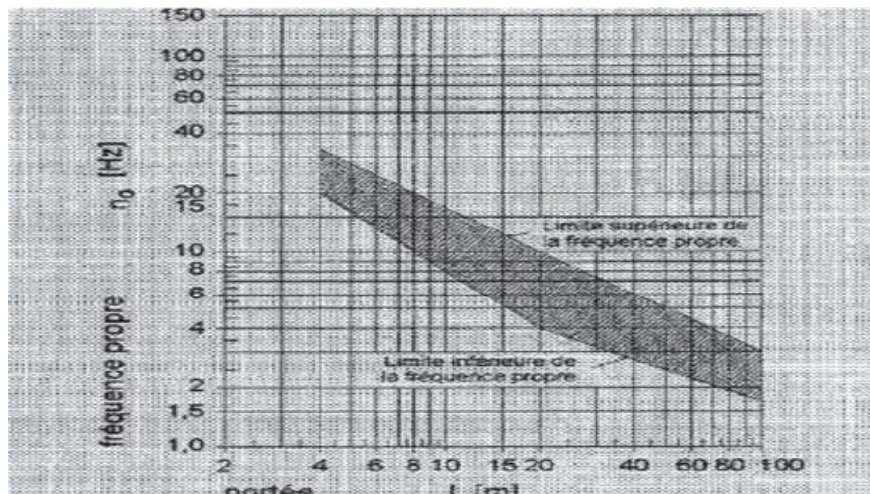


Figure 2IV.7-Limite des fréquences propres  $N_0$  en [Hz] en fonction de la portée  $L$

#### IV.4.6.2. COEFFICIENT DYNAMIQUE ( $\Phi_2, \Phi_3$ )

Le coefficient dynamique  $\phi$  tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance et qui augmentent les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que  $\phi_2$  et  $\phi_3$ .

En général, le coefficient dynamique est défini  $\phi_2$  et  $\phi_3$  comme en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

$$1. \text{ Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée : } \phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L\phi - 0,2}} + 0,82$$

Avec :  $1.00 \leq \phi_2 \leq 1.67$



2. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :  $\varphi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L\varphi - 0,2}} + 0,73$

Avec :  $1.00 \leq \varphi_3 \leq 2.0$

Où :  $L\varphi$  est la longueur "caractéristique" (longueur associée à  $\varphi$  en m).

Pour notre cas nous avons des poutres sous dalle continue sur 10 travées alors :  $L\varphi = L_m$

$L_m = (1/n) \times (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 + L_6 + L_7 + L_8 + L_9 + L_{10}) = 33 \text{ m} \rightarrow L\varphi = 33 \text{ m}.$

Donc les valeurs des coefficients dynamiques sont :  $\varphi_2 = 1.079, \varphi_3 = 1.119$

**NB** : pour le train à vide, comme pour les charges sur remblais, le coefficient dynamique doit être pris égal à 1.

#### IV.4.7. FORCES HORIZONTALES

##### IV.4.7.1. EFFORT DE LACET

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à  $Q_{sk} = 100 \text{ KN}.$

##### IV.4.7.2. EFFORT DUS AU FREINAGE ET AU DEMARRAGE

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

➤ **Force de démarrage**

$Q_{lak} = 33 \text{ (KN/m)} \times L \text{ (m)} \leq 1000 \text{ KN}$  pour le schéma de charges UIC71 et SW.

➤ **Force de freinage**

$\left\{ \begin{array}{l} Q_{lbk} = 20 \text{ (KN/m)} \times L \text{ (m)} \leq 6000 \text{ kn pour les schémas de charges UIC 71 ;} \\ \text{SW/0 } Q_{lbk} = 35 \text{ (KN/m)} \times L \text{ (m)} \text{ pour le modèle de charge SW/2.} \end{array} \right.$

Avec,  $L$  : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

**Tableau IV.6-Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage**

	Schéma de charge	UIC71	SW/0	SW/2
	Lab	33	33	33
Force de démarrage	$Q_{lak}$ (KN)	1000	1000	1000
Force de freinage	$Q_{lbk}$ (KN)	660	660	1155

## **IV.5. AUTRES ACTIONS VARIABLES**

### **IV.5.1. EFFET DE LA TEMPERATURE**

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de  $\pm 35^{\circ}\text{C}$  autour de la température d'origine prise égale à  $10^{\circ}\text{C}$  sauf spécification contraire du CPS.

### **IV.5.2. EFFET DU VENT**

Vent compatible avec les circulations : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de  $1.5 \text{ KN/m}^2$ . Sur une surface partiellement masquée. Lorsqu'il s'agit de vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier ainsi que celui des piles le cas échéant on envisage le cas du train à vide précédemment défini. Le tablier de pont rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et le dessous des longerons, pièce de contreventement ou poutres principales.

- **Pression maximale du vent sans circulation sur l'ouvrage**

Précédent reste applicable, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à  $2 \text{ kN/m}^2$ .

### **IV.5.3. ACTIONS ACCIDENTELLES**

#### **IV.5.3.1. ACTIONS DUES AU DERAILLEMENT D'UN TRAIN SUR LE PONT**

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentel. Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

**Cas 1 :** On doit éviter la ruine d'éléments principaux de la structure, mais on peut tolérer des dommages localisés. Pour la détermination de la stabilité globale, on doit considérer deux charges linéaires d'intensité  $q_{A1d} = 50 \text{ kn/m}$ , disposées sur une longueur de  $6,40 \text{ m}$ , écartées de  $1,40 \text{ m}$  parallèle à la voie.

**Cas 2 :** le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale, il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité  $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m}$ , disposées sur une longueur totale de  $20 \text{ m}$  et situées transversalement soit à une distance maximale de  $1,5$  fois l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

#### **IV.5.3.2. CHARGES SISMIQUES**

On se réfèrera aux règles énoncées dans règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O. A).

## IV.6. GROUPE DES CHARGES

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leurs assemblages. Les actions composées résultantes sont appelées groupes de charges, ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie et deux voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un à l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire.

Tableau IV.7-les groupes de charges

		UIC 71 +SW/0 (5)	SW/2 (5)	Train à Vide (6)	Freinage Démarrage (2)	Force centrifuge (2)	Lacet	
IV	1	1	0	0	1	0,5	0	
	2	1	0	0	0,5	1	0	
	3	1	0	0	1	0,5	1 (1)	
	4	0	1	0	1	0,5	0	
	5	0	0	1	0	1	0	
2V	11	V1	1	0	0	1(3)	0,5	0
		V2	1	0	0	1	0,5	0
	12	V1	1	0	0	0,5(3)	1	0
		V2	1	0	0	0,5	1	0
	13	V1	1	0	0	1(3)	0,5	1(1)
		V2	1	0	0	1	0,5	1
	14	V1	1	0	0	0,75(3)	0,5	0
		V2	0	1	0	0,75	0,5	0

- 1) Les groupes 3, 13 et 14 ne concernent que les pièces courtes de ponts non ballastés (longerons).
- 2) L'effort de freinage-démarrage et la force centrifuge doivent être pris égaux à 0 si ces cas sont plus défavorables.
- 3) Si l'on considère le freinage sur une voie, il y a lieu de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa.  
Le sens de l'effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie sera choisi afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.
- 4) Dans le cas d'un ouvrage supportant trois voies ou plus de, il y a lieu de prendre en compte un effort de freinage et un effort de démarrage.
- 5) Compte tenu du coefficient dynamique.
- 6) Le coefficient dynamique est pris égal à 1.

La procédure à suivre pour les ouvrages ou parties d'ouvrage supportant deux voies est présentée dans le tableau suivant :

Tableau IV.8-Groupe des charges (2 voies)

Groupe 1	UIC 71 + SW/0 + F & D	
Groupe 2	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)	
Groupe 3	UIC 71 + SW/0 + F & D +lacet	
Groupe 4	SW/2 + F & D	
Groupe 5	Train à vide	
Groupe 11	V1	UIC 71 + SW/0 + F & D
	V2	UIC 71 + SW/0 + F & D
Groupe 12	V1	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
	V2	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
Groupe 13	V1	UIC 71 + SW/0 + F & D +lacet
	V2	UIC 71 + SW/0 + F & D +lacet
Groupe 14	V1	UIC 71 + SW/0 + 0.75 (F & D)
	V2	SW/2 +0.75 (F & D)

#### IV.7. LES COMBINAISONS D' ACTIONS

Les combinaisons de charges sont prises conformément à l'article 1.7 du livret 2.01.

Tableau IV.9-Combinaisons des charges

Combinaison		G	Gr11	Gr12	Gr13	Gr14	T
ELU	COMB 1	<b>1,35</b>	<b>1.45</b>	0	0	0	<b>0.9</b>
	COMB 2	<b>1,35</b>	0	<b>1.45</b>	0	0	<b>0.9</b>
	COMB 3	<b>1,35</b>	0	0	<b>1.45</b>	0	<b>0.9</b>
	COMB 4	<b>1,35</b>	0	0	0	<b>1.35</b>	<b>0.9</b>
	COMB 5	<b>1,35</b>	0	0	0	0	<b>0.9</b>
ELS	COMB 1	<b>1</b>	<b>1</b>	0	0	0	<b>0.6</b>
	COMB 2	<b>1</b>	0	<b>1</b>	0	0	<b>0.6</b>
	COMB 3	<b>1</b>	0	0	<b>1</b>	0	<b>0.6</b>
	COMB 4	<b>1</b>	0	0	0	<b>1</b>	<b>0.6</b>
	COMB 5	<b>1</b>	0	0	0	0	<b>0.6</b>

## IV.8. RESULTATS

### ❖ Diagramme du Moment Max

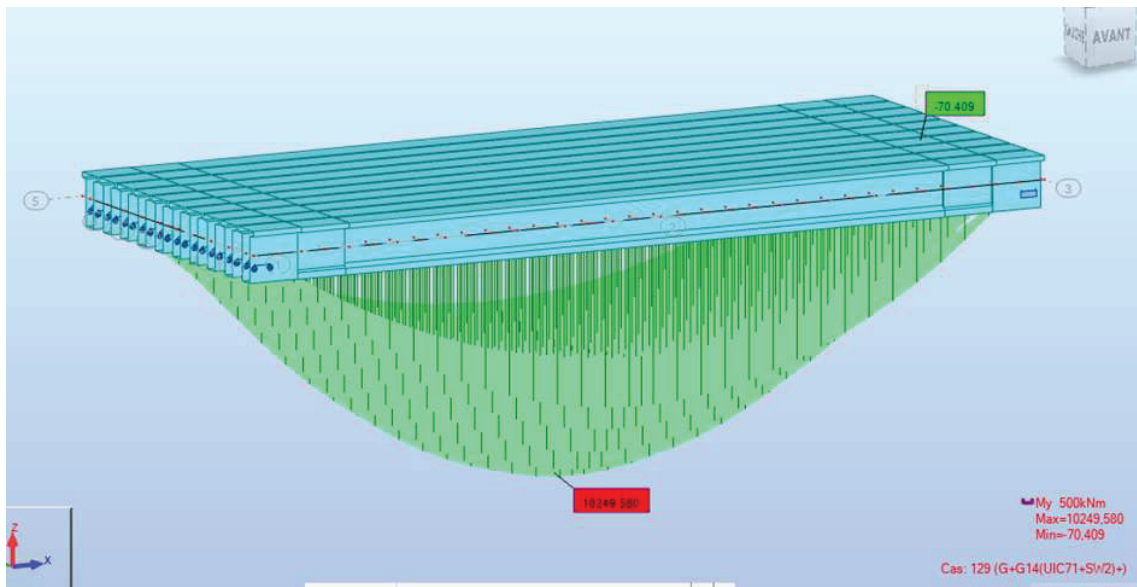


Figure IV.8-Diagramme du moment max en combinaison à ELS

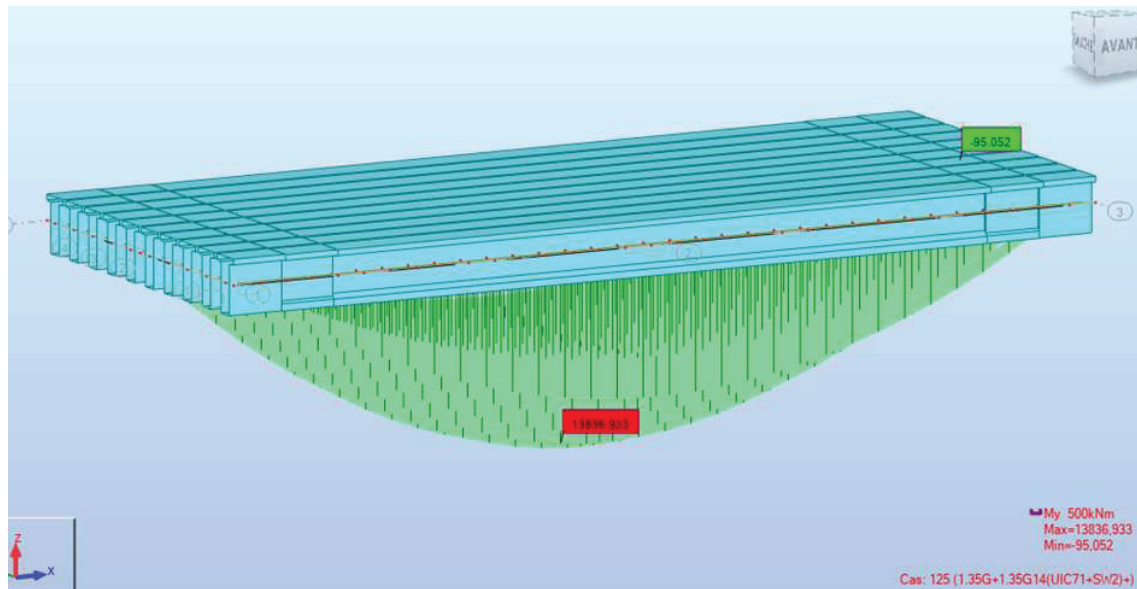
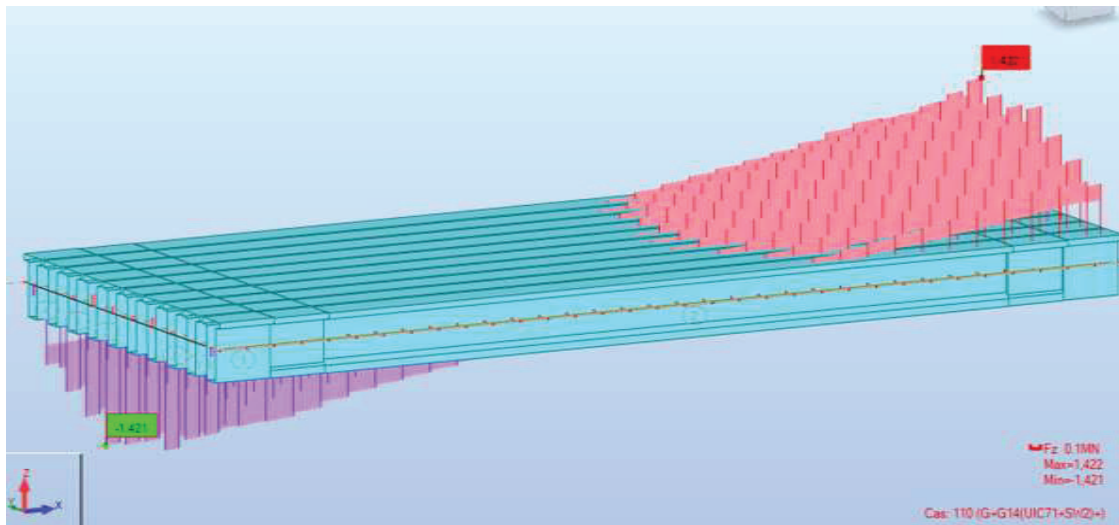
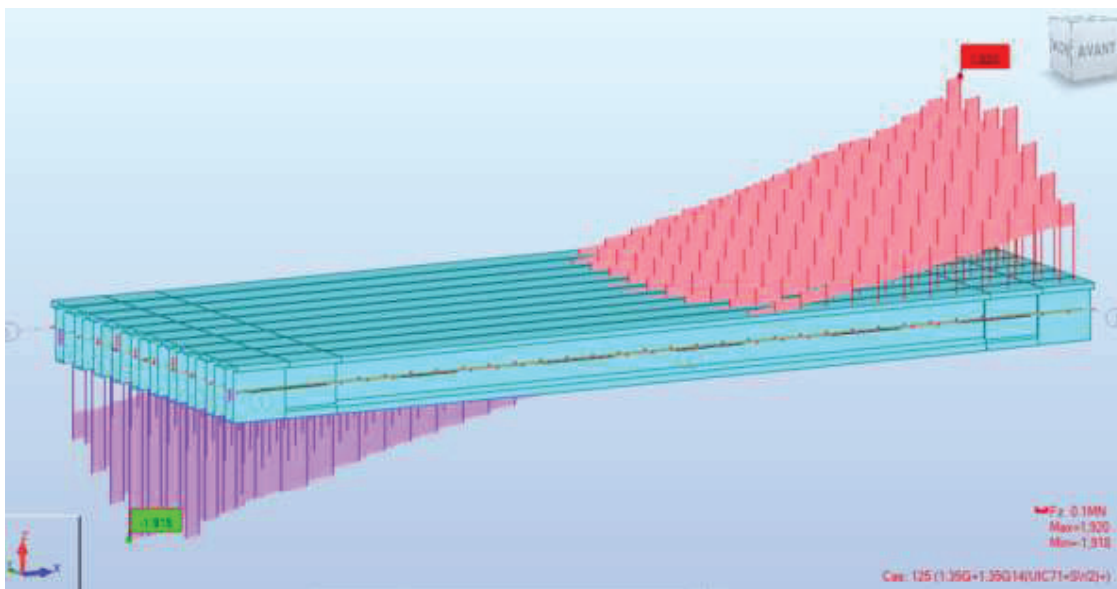


Figure IV.9-Diagramme du moment max en combinaison à ELU

❖ **Diagramme d'Effort Tranchant Max**



**Figure IV.10-Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELS**



**Figure IV.11-Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELU**

## IV.9. CONCLUSION

En suivant le livret 2.01 de la S.N.C.F et le code U.I.C, on a défini dans ce chapitre les charges et les surcharges appliquées à l'ouvrage tout en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017, ce qui amènera dans le chapitre suivant à déterminer les sollicitations reprises pour chaque poutre.

CHAPITRE  
V

ETUDE PRECONTRAINTE



### V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

#### V.3.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II})$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}, \text{ Section sous-critique.}$$

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

**B** : Son aire ;

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

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

**ρ** : Son rendement géométrique ;

**M<sub>g</sub>** : Moment de poids propre ;

**M'<sub>g</sub>** : Moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

**M<sub>q</sub>** : Moment généré par les actions variables de toutes natures. **M<sub>q</sub>** moments généré par les actions variables de toutes natures ;

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

- Une valeur minimale :  $M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$
- Une valeur maximale :  $M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$

Posons :  $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$

$\sigma_{bt1}$ ;  $\sigma_{bt2}$  : Sont des contraintes limites de traction ;

$\sigma_{bc}$ : Est la contrainte limite de compression.

Tableau V.2-Calcul de P<sub>MIN</sub>

Détermination de P <sub>MIN</sub>			
$\sigma_{bt2}$	- 3,00 MPa	PI	0,09 MN
$\sigma_{bt1}$	- 4,50 MPa	PII	5,63 MN
d'	0,23 m	P <sub>MIN</sub>	5,63 MN

#### V.3.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :  $n \geq \frac{P_{MIN}}{P_0}$

**P<sub>0</sub>** : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15S peut créer, **P<sub>0</sub>** est estimé à 25 % de pertes.

$P_0 = \min \{(0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p)\}$

Tableau V.3-Détermination du nombre de câble

$\Delta P_0 =$	25	%	Donc on opte pour 3 câbles de <b>13T15s</b>
<b>P<sub>0</sub></b> =	2,90	MN	
<b>n</b> ≥	2,59	Câble	

**V.3.3. PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES**

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les quatre câbles dans l’about, puis on fait la vérification des contraintes s’ils sont satisfaites ou non. La vérification a  $x = L/2$ , se fait selon les quatre phases suivantes :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$  Si  $j < 28$  j. Selon [BAEL99](#)
- $\overline{\sigma}_{bcj} = 0,6 \times f_{cj}$ , en construction ;
- $\overline{\sigma}_{bt1} = 1,5 \times f_{tj}$ , Hors section d’enrobage - en construction ;
- $\overline{\sigma}_{bt2} = 0,7 \times f_{tj}$ , Section d’enrobage - en construction.

**Tableau V.4- Caractéristiques de chaque vérification des contraintes**

<b>Première phase : Après 7 jours</b>	<b>Deuxième phase : Après 28 jours</b>
1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 % 2. Les pertes considérées sont de 5 % $f_{c7} =$ 26,49 MPa $f_{t7} =$ 2,19 MPa $\overline{\sigma}_{bt2} =$ -1,53 MPa $\overline{\sigma}_{bt1} =$ -3,28 MPa $\overline{\sigma}_{bcj} =$ 15,89 MPa $\Delta P =$ 5 % n cable 3	1. La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours 2. Les pertes considérées sont de 10 % $f_{c7} =$ 40 MPa $f_{t7} =$ 3 MPa $\overline{\sigma}_{bt2} =$ -2,1 MPa $\overline{\sigma}_{bt1} =$ -4,5 MPa $\overline{\sigma}_{bcj} =$ 24 MPa $\Delta P =$ 10 % n cable 3
<b>3<sup>ème</sup> phase : Apres coulage de la dalle</b>	<b>Quatrième phase : En service</b>
1. Efforts dus à la deuxième phase 2. Poids propre de l’hourdis couler sur place $f_{c7} =$ 40 MPa $f_{t7} =$ 3 MPa $\overline{\sigma}_{bt2} =$ -2,1 MPa $\overline{\sigma}_{bt1} =$ -4,5 MPa $\overline{\sigma}_{bcj} =$ 24 MPa $\Delta P =$ 15 % n cable 3	1. Mise en tension est à 100 % 2. Les pertes considérées sont de 25 % $f_{c7} =$ 40 MPa $f_{t7} =$ 3 MPa $\overline{\sigma}_{bt2} =$ -3 MPa $\overline{\sigma}_{bt1} =$ -4,5 MPa $\overline{\sigma}_{bcj} =$ 24 MPa $\Delta P =$ 25 % n cable 3

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5-Résultats de vérifications des contraintes**

Phase	e <sub>0</sub> (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	Obs
Phase 1	0,89	2,66	4,13	2,77	7,70	C.V
Phase 2	0,89	2,66	7,83	0,08	21,07	C.V
Phase 3	1,18	3,72	7,40	-0,13	17,01	C.V
Phase 4	1,18	10,30	6,53	8,86	0,03	C.V
Formules de calcul	$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \quad ; \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$					

**Interprétation :**

- Au niveau de fibre inférieure :  $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ .
- Au niveau de fibre supérieure :  $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ .

**V.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE**

**V.4.1. PRICIPE**

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

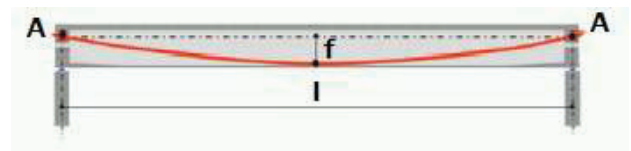
La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément ré- parties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

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

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

**V.4.2. DETERMINATION DU TRACE**

- Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2<sup>ème</sup> degré :  $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$



**Figure V.1-Géométrie des câbles**

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

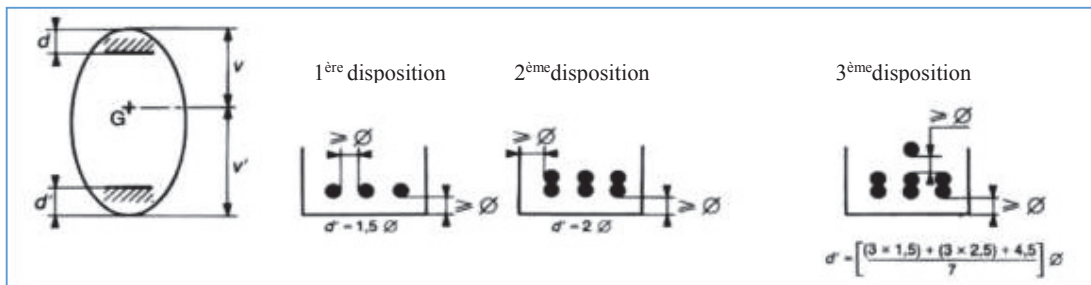
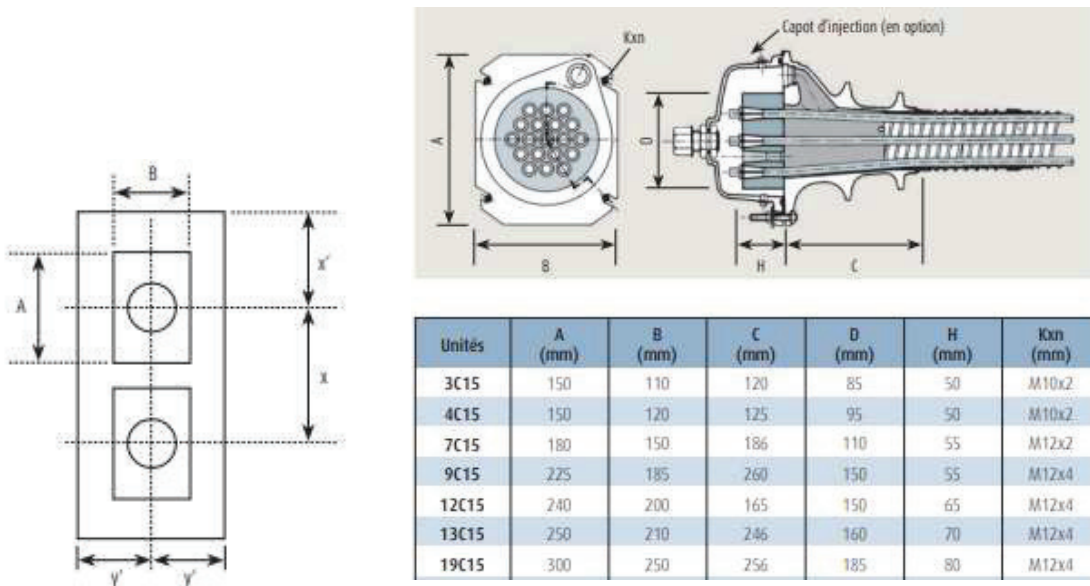


Figure V.2-Dispositions constructives des câbles de précontrainte

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au  $x = l/2$ , tout en suivant la 3<sup>ème</sup> disposition des câbles.
- Pour  $x=0$ , on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages  $A \times B = 250 \times 210 \text{ mm}^2$  ;  $X = 32 \text{ cm}$ .



Les dimensions  $x$  et  $y$  doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Distances a et b

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

Figure V.3-Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage

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

Tableau V.4-Tracé des câbles

	X = 0		X = L/2	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
C1	0,78		0,15	
C2	1,1		0,23	
C3	1,42		0,4	
nlit =	1		1	

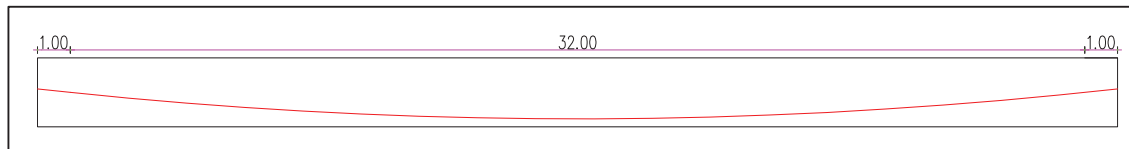


Figure V.4-Tracé d'un câble en fonction de l

▪ Les câbles présentes Un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.

▪ L'angle de déviation  $\beta$  sur une longueur  $\ell$  peut être calculé par l'équation :  $\beta(\ell) = 4 \times \frac{f}{\ell}$

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

$$\text{Arc sin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}\left(\frac{V_M + \bar{V}}{P}\right)$$

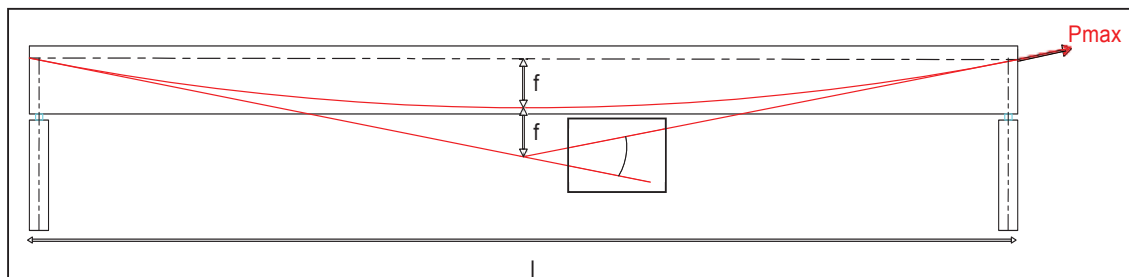


Figure V.5-L'angle de déviation des câbles

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

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

**Avec :**

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

$\bar{\tau}$  : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service ;  $\bar{\tau} = [0,4 \times f_{ij} \times (f_{ij} + \sigma_x)]^{1/2}$  ;

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

$B_n$  : Surface nette de la section d'about + hourdis ;  $B_n = B_{Brute} - n \cdot B_{Gaine}$  ;

$b_n$  : Largeur nette de la section d'about + hourdis ;  $b_n = b_0 - n \times \phi$ .

$n$  : Nombre de gaines par lit ;

$b_0$  : Largeur brute ;

$B_{Gaine}$  : Surface de la gaine ;

$\Phi = 8$  cm : Diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.5- Caractéristiques du tracé des câbles**

<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px;">bn =</td><td style="padding: 2px;">0,52</td><td style="padding: 2px;">m</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">Bn =</td><td style="padding: 2px;">1,66</td><td style="padding: 2px;">m<sup>2</sup></td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">P =</td><td style="padding: 2px;">6,53</td><td style="padding: 2px;">MN</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;"><math>\sigma_x</math> =</td><td style="padding: 2px;">3,94</td><td style="padding: 2px;">MPa</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;"><math>\bar{\tau}</math> =</td><td style="padding: 2px;">2,89</td><td style="padding: 2px;">MPa</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;"><math>\bar{V}</math> =</td><td style="padding: 2px;">2,70</td><td style="padding: 2px;">MPa</td></tr> </table>	bn =	0,52	m	Bn =	1,66	m <sup>2</sup>	P =	6,53	MN	$\sigma_x$ =	3,94	MPa	$\bar{\tau}$ =	2,89	MPa	$\bar{V}$ =	2,70	MPa	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px;">L câble =</td><td style="padding: 2px;">33</td><td style="padding: 2px;">m</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">L rel =</td><td style="padding: 2px;">1</td><td style="padding: 2px;">m</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">l pb =</td><td style="padding: 2px;">31</td><td style="padding: 2px;">m</td></tr> </table>	L câble =	33	m	L rel =	1	m	l pb =	31	m	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><b>-10,84</b></td> <td style="padding: 0 10px;"><math>\leq \alpha</math> (°)</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><b>32,1</b></td> </tr> </table>	<b>-10,84</b>	$\leq \alpha$ (°)	<b>32,1</b>															
bn =	0,52	m																																													
Bn =	1,66	m <sup>2</sup>																																													
P =	6,53	MN																																													
$\sigma_x$ =	3,94	MPa																																													
$\bar{\tau}$ =	2,89	MPa																																													
$\bar{V}$ =	2,70	MPa																																													
L câble =	33	m																																													
L rel =	1	m																																													
l pb =	31	m																																													
<b>-10,84</b>	$\leq \alpha$ (°)	<b>32,1</b>																																													
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><math>\alpha_{C1} =</math></td> <td style="padding: 0 10px;"><b>4,24</b></td> <td style="padding: 0 10px;"><math>\alpha_{C2} =</math></td> <td style="padding: 0 10px;"><b>5,85</b></td> <td style="padding: 0 10px;"><math>\alpha_{C3} =</math></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><b>6,86</b></td> <td style="padding: 0 10px;">(°)</td> </tr> </table>			$\alpha_{C1} =$	<b>4,24</b>	$\alpha_{C2} =$	<b>5,85</b>	$\alpha_{C3} =$	<b>6,86</b>	(°)																																						
$\alpha_{C1} =$	<b>4,24</b>	$\alpha_{C2} =$	<b>5,85</b>	$\alpha_{C3} =$	<b>6,86</b>	(°)																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">N° câble</th> <th rowspan="2">l (m)</th> <th rowspan="2"><math>\alpha_{rel}</math> (°)</th> <th colspan="3">Yi (m)</th> <th rowspan="2">f (m)</th> <th rowspan="2">R (m)</th> <th rowspan="2"><math>\beta(l)</math> rad</th> </tr> <tr> <th>x=0</th> <th>x=1</th> <th>x=16,5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><b>C1</b></td> <td>31</td> <td>4,24</td> <td>0,78</td> <td>0,71</td> <td>0,15</td> <td>0,56</td> <td>216,11</td> <td>0,072</td> </tr> <tr> <td><b>C2</b></td> <td>31</td> <td>5,85</td> <td>1,1</td> <td>1,00</td> <td>0,23</td> <td>0,77</td> <td>156,51</td> <td>0,099</td> </tr> <tr> <td><b>C3</b></td> <td>31</td> <td>6,86</td> <td>1,42</td> <td>1,30</td> <td>0,4</td> <td>0,90</td> <td>133,52</td> <td>0,116</td> </tr> </tbody> </table>									N° câble	l (m)	$\alpha_{rel}$ (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad	x=0	x=1	x=16,5	<b>C1</b>	31	4,24	0,78	0,71	0,15	0,56	216,11	0,072	<b>C2</b>	31	5,85	1,1	1,00	0,23	0,77	156,51	0,099	<b>C3</b>	31	6,86	1,42	1,30	0,4	0,90	133,52	0,116
N° câble	l (m)	$\alpha_{rel}$ (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad																																							
			x=0	x=1	x=16,5																																										
<b>C1</b>	31	4,24	0,78	0,71	0,15	0,56	216,11	0,072																																							
<b>C2</b>	31	5,85	1,1	1,00	0,23	0,77	156,51	0,099																																							
<b>C3</b>	31	6,86	1,42	1,30	0,4	0,90	133,52	0,116																																							

## V.5. CALCUL DES PERTES

### V.5.1. PERTES DE TENSION INSTANTANÉES

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

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée :  $\Delta\sigma_{pi}(x)$ .

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :  $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0}(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$ .

**V.5.1.1. PERTES PAR FROTTEMENT**

Ce type de perte se produit par forttement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée  $\sigma_{p0}$  à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

- $\sigma_{p0}$  : La tension à l'origine ;
- e : La base des logarithmes népériens ;
- f : Coefficient de frottement en courbe (rd<sup>-1</sup>) ;
- $\beta$  : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;
- $\varphi$  : Coefficient de frottement en ligne (m<sup>-1</sup>) ;
- x : La distance de la section considérée (m).

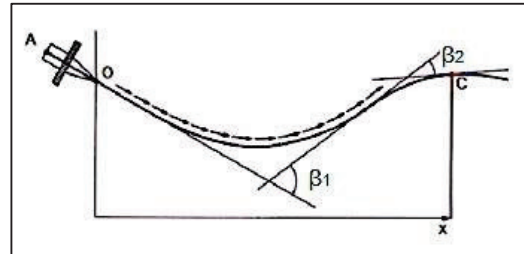


Figure V.6-Frottements le long du câble lors de la r en tension

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6-Valeurs des pertes dues aux frottements

N° câble	x=l/2 (m)	$\beta$ (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (%)
C1	16,5	0,07	0,05	66,77	72,86	4,90%
C2	16,5	0,10	0,05	73,74		
C3	16,5	0,12	0,05	78,07		

$\varphi = 0,002$ (m-1)	$f = 0,18$	$\sigma_{p0} = 1488$ MPa
-------------------------	------------	--------------------------

**V.5.1.2. PERTES DUES AU REcul D'ANCRAGE**

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres.

Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.



Le paramètre connu est la valeur  $g$  du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse  $x < d$  est :  $\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x)$

**Avec :**

$K(x)$  : En fonction de l'abscisse  $x$  :  $K(x) = f \times \beta + \varphi \times x$  ;

$l$  : Longueur de la moitié de la poutre ;

$d$  : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage,  $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$  ;

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

$g$  : Intensité du recul d'ancrage,  $g = 4 \text{ mm}$ .

Tableau V.7-Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° câble	l (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	16,5	0,0028	13,55	0	112,19
C2	16,5	0,0031	12,88	0	118,04
C3	16,5	0,0033	12,50	0	121,56

**V.5.1.3. PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON**

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

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

**Avec :**

$\sigma_{bj}$ : contrainte parabole du béton,  $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$  ;

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

$A_p$  : Section du câble de précontrainte  $s$  ;

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier ;

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

$e$  : Excentricité moyenne des câbles ;

$M_p$  : Moment du au poids propre de la poutre ;

$I_G$  : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8-Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton**

<b><math>M_p</math></b>	2,66 MN.m	<b><math>\sigma_b</math></b>	19,09 MPa
<b><math>E_{ij}</math></b>	37 619,47 MPa	<b><math>\sigma_e</math></b>	48,20 MPa
<b>n câble</b>	3	<b><math>\sigma_e</math></b>	3,24 %
<b>e</b>	0,85 m		
<b>B</b>	0,83 m <sup>2</sup>		
<b><math>I_G</math></b>	0,41 m <sup>4</sup>		

### V.5.2. PERTES DIFFEREEES

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

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

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

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

#### V.5.2.1. PERTES PAR RETARAIT

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

$\xi_r$  : Retrait final,  $\xi_r = 2 \cdot 10^{-4}$  ;

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

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

#### Application Numérique :

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r \approx 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2,55 \%$$

#### V.5.2.2. PERTE PAR FLUAGE

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

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times [\sigma_{max} + \sigma_b]$$

$\sigma_{max}$ : Contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension ;  
 $\sigma_b$  : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;  
 $j$  : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\begin{cases} \sigma_{Max} = \frac{-M_p}{I_G} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}) \left[ \frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G} \right] \\ \sigma_b = \frac{-M_f}{I_G} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_f) \left[ \frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G} \right] \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9-Valeur des Pertes par fluage**

$M_s =$	5,52	MN	$\sigma_b =$	8,965	MPa
$M_p =$	2,66	MN	$\sigma_{max} =$	18,25	
$e_{0P} =$	0,85	m	$\Delta\sigma_{fl} =$	137,44	MPa
$e_{0P+D} =$	1,15	m	$\Delta\sigma_{fl} =$	9,24%	
$P =$	8,70	MN			
$\Delta P_{finale}$	25%				
$\Delta P_{inst}$	8,14%				

### V.5.2.3. PERTE PAR RELAXATION

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

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

$\rho_{1000}$  (%): Relaxation garantie à 1 000 h ;

$\mu_0$  : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10-Pertes par relaxation**

$\Delta\sigma_p =$	62,52 MPa
$\Delta\sigma_p =$	4,20%

### V.5.3. PERTES TOTALES

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

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

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

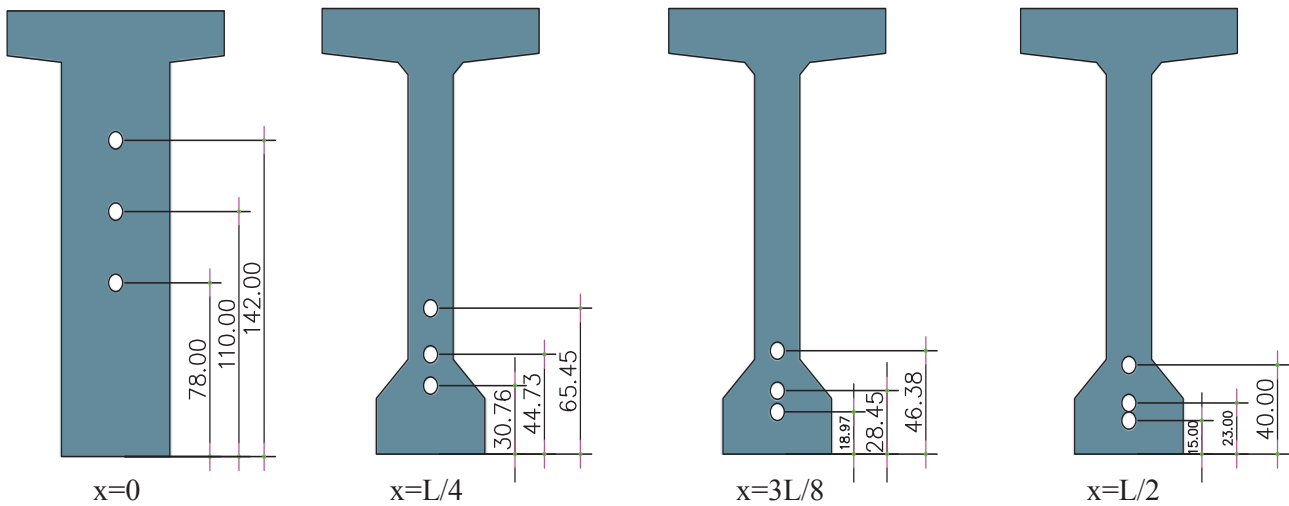
**Tableau V.11-Pertes totales**

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	121,06	8,14
$\Delta\sigma_{Diff}$	227,54	15,29
$\Delta\sigma_{\infty}$	348,60	<b>23,43</b>

## V.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

### V.6.1. LES SECTIONS DE VERIFICATION



**Figure V.7-Les sections de vérification**

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

**V.6.2. LIMITATION DES CONTRAINTES**

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

**Tableau V.12-Limitation des contraintes**

$j \geq 28$ jours	$\overline{\sigma}_{bcj} =$	24,00	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma}_{bt1} =$	-4,50	MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2} =$	-2,10	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2} =$	-3,00	MPa	Q.Rares
$j = 7$ jours	$\overline{\sigma}_{bcj} =$	15,89	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma}_{bt1} =$	-3,28	MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2} =$	-1,53	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2} =$	-2,19	MPa	Q.Rares

**V.6.3. CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS**

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel **AUTOCAD 2016**.

**Tableau V.13-Caractéristiques nettes des sections**

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,000	2,250	2,000	2,250	2,000	2,250	2,000	2,250
$B_{nette}$ (m <sup>2</sup> )	1,314	1,656	0,818	1,161	0,818	1,161	0,818	1,161
$v_n$ (m)	0,914	0,949	0,877	0,831	0,874	0,829	0,873	0,828
$v'_n$ (m)	1,086	1,301	1,123	1,419	1,126	1,421	1,127	1,422
$I_{nG}$ (m <sup>4</sup> )	0,492	0,787	0,402	0,646	0,398	0,641	0,397	0,639
$\rho$ (%)	37,731	38,488	49,849	47,170	49,463	46,874	49,313	46,759

**V.6.4. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS**

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques **P<sub>1</sub>** et **P<sub>2</sub>** avec :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P ; \quad P_0 = 2,90 \quad MN$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14-Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N cable	% Mt	$\Delta P$ %	P1 (MPa)	P2 (MPa)	d L/2 (m)	d 3L/8 (m)	d L/4 (m)	d x=0 (m)
Phase 1	3	50	4,07	4,30	4,05	0,260	0,313	0,469	1,100
Phase 2	3	100	8,14	8,31	7,68	0,260	0,313	0,469	1,100
Phase 3	3	100	15,78	7,78	6,88	0,260	0,313	0,469	1,100
Phase 4	3	100	23,43	7,25	6,08	0,260	0,313	0,469	1,100

#### V.6.4.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

On va vérifier la condition suivante :  $\overline{\sigma}_{bt} \leq \overline{\sigma}_y \leq \overline{\sigma}_{bc}$ .

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

**Avec :**

**P** : Effort de précontrainte ;

**B<sub>n</sub>** : Surface nette de la section considérée ;

**I<sub>n</sub>** : Inertie nette de la section considérée ;

**e<sub>0</sub>** : Excentricité du câble de précontraint moyen ;

**M** : Moment extérieur ;

**y** : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15-Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

	Phase 1				Phase 2				
	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	
e (m)	-0,01	0,65	0,81	0,87	-0,01	0,65	0,81	0,87	
M <sub>Els</sub>	0,00	1,96	2,48	2,66	0	1,96	2,48	2,66	
P1 (MN)	4,30	4,30	4,30	4,30	8,31	8,31	8,31	8,31	
P2 (MN)	4,05	4,05	4,05	4,05	7,68	7,68	7,68	7,68	
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,33	3,39	3,02	2,91	6,45	2,56	0,76	0,16
	$\sigma_{inf}$	3,16	7,64	8,21	8,40	6,11	19,89	22,35	23,19
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,14	3,44	3,16	3,07	5,96	2,69	1,12	0,59
	$\sigma_{inf}$	2,98	6,89	7,34	7,49	5,64	17,96	20,12	20,86

Tableau V.16-Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x = 0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,20	0,95	1,11	1,16	0,20	0,95	1,11	1,16
M <sub>Els</sub>		0,00	2,70	3,45	3,724	0	7,5	9,6	10,302
P1 (MN)		7,78	7,78	7,78	7,78	7,25	7,25	7,25	7,25
P2 (MN)		6,88	6,88	6,88	6,88	6,08	6,08	6,08	6,08
σ <sub>Max</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	2,78	0,67	0,01	-0,18	2,59	7,04	8,27	8,68
	σ <sub>inf</sub>	7,29	17,01	18,17	18,52	6,79	4,89	2,77	2,05
σ <sub>Min</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	2,46	3,55	3,69	0,39	4,71	9,80	10,95	9,43
	σ <sub>inf</sub>	6,45	14,36	15,19	15,43	5,70	1,46	-1,09	<b>-1,95</b>

V.6.4.2. 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, la vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4.f_{ij} [f_{ij} + \sigma_x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6.f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{ij} + \sigma_x] = \tau_2^2$$

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

τ : Contrainte tangentielle ;

σ<sub>x</sub> : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

➤ Détermination de la contrainte normale « σ<sub>x</sub> » :  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$ , avec :  $P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$

P : Effort de précontrainte ;

B<sub>n</sub> : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17-Effort de précontrainte

	α (°)	P cos α	P sin α
P1	2,22	4,24	0,16
P2	2,22	5,85	0,23
P3	2,22	6,86	0,27
<b>Somme</b>		<b>6,63</b>	<b>0,66</b>

➤ **Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

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

**Avec :**

$V_{red}$  : Effort tranchant réduit ;

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

$b_n$  : Largeur nette de la section ;

$I_n$  : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.18-Contrainte tangentielle « τ »**

$B_n$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau_1$ (MPa)	$V_{ser}$ (MN)	$V_{red}$ (MN)	$S_n$ (m <sup>3</sup> )	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$B_n$ (m)	$\tau$ (MPa)
1,66	3,99	2,90	1,42	0,82	0,48	0,79	0,52	<b>0,90</b>

- On constate que  $\tau = 0,96 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2,90 \text{ MPa}$  Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

**V.6.4.3. ARMATURES DES ZONES TENDUES**

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

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

Avec :

$B_t$  : Aire de la section du béton en traction ;

$\sigma_{Bt}$  : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

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

D'où :

$$A_s = 8,54 \quad \text{cm}^2$$

On prend :

$$5\text{HA } 16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

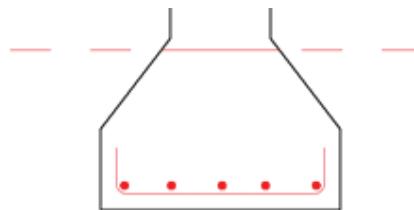


Figure V.8-Ferraillage de zone tendue

Voir figure suivante :

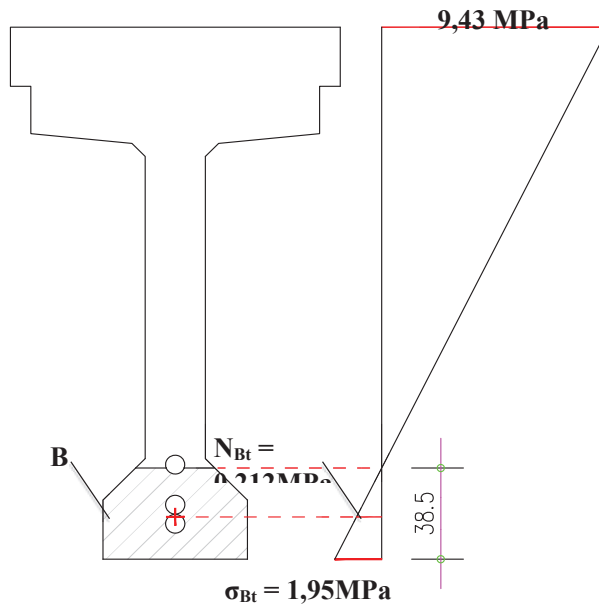


Figure V.9-Diagramme des contraintes à mi travée

### V.6.5. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU

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

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

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

**D'où**

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

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ultime,  $\tau_u = \frac{V_{u-red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$ .

Tableau V.19-Détermination l'angle  $\beta_u$

$V_{ult} =$	1,92	MPa	$B_n =$	1,66	m <sup>2</sup>
$V_{red} =$	1,26	MPa	$\sigma_x =$	4,00	MPa
$S_n =$	0,605	m <sup>3</sup>	$\tau_u =$	1,87	MPa
$I_n =$	0,79	m <sup>4</sup>	$\beta_u =$	21,53	°
$b_n =$	0,52	m			
$F_{t28} =$	3	MPa			

On prend :  $\beta_u = 30^\circ$

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

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

**Avec :**

- $A_t$  : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
- $s_t$  : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier ;
- $\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
- $b_n$  : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5,99 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Le pourcentage minimum a disposé :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

**Application Numérique :**

$$\left| \frac{A_t}{S_t} \geq 8,28 \text{ cm}^2 / \text{m} \right.$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement de 12,5 cm à l'appui et 20 m à mi-travée. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

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

### V.7. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisi satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers seront traités dans le chapitre suivant.

CHAPITRE  
VI

ETUDE DE TABLIER

### VI.1. INTRODUCTION

La dalle d'un pont à poutre est un élément de structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau, ainsi les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

### VI.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

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

- **Flèche due au poids propre**

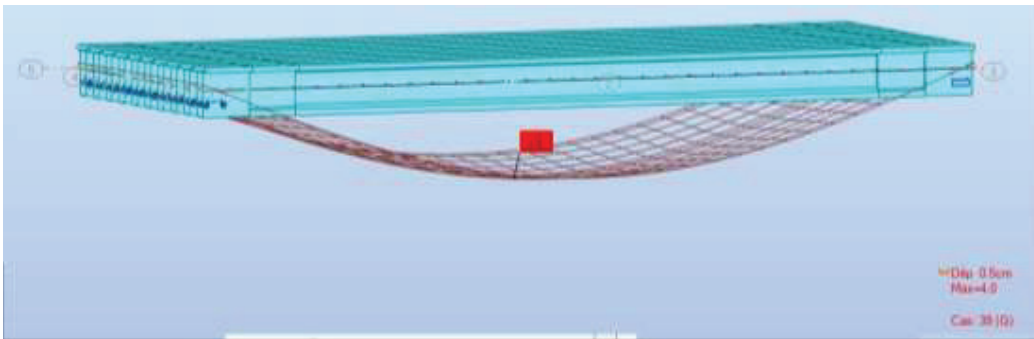


Figure VI.1-Flèche max de la poutre due à poids propre

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à 9,2 cm.

$$f_G = 4,0 \text{ cm}$$

- **Contre flèche de précontrainte**

Données de calcul :

$$\begin{cases} P_{\text{Câble moy}} = 8,31 \text{ MN (mise en tension a 100 \%)} \\ e_0 = - 87,0 \text{ cm} \\ e_1 = 0,01 \text{ cm} \end{cases}$$

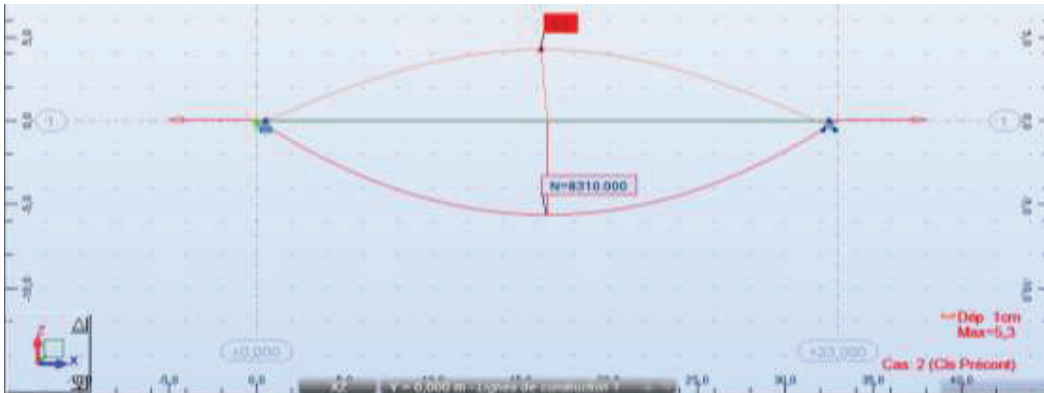


Figure VI.2- Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à 6,7 cm.

$$f_p = -5,3 \text{ cm}$$

▪ **Flèche de construction**

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (5,3 - 4.0) = 0,975 \text{ cm} \rightarrow f_c = 1,0 \text{ cm}$$

▪ **Flèche maximale à ELS**

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

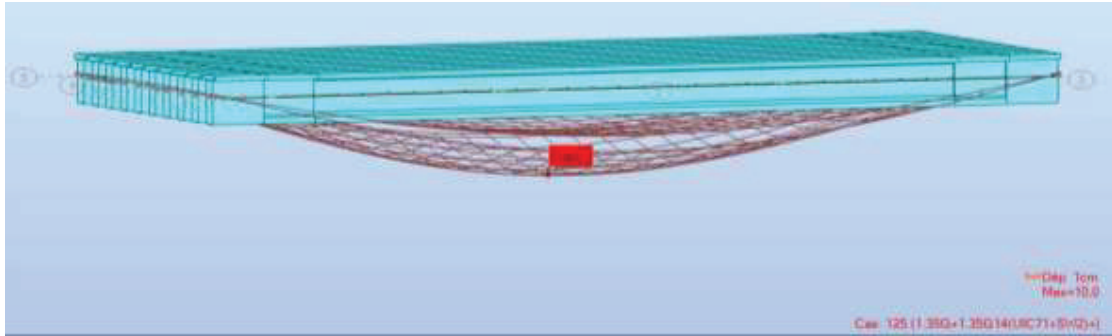


Figure VI.3-Flèche max de la poutre à ELS

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 10,0 cm.

$$f_{ELS} = 10,0 \text{ cm}$$

▪ **Flèche totale**

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :  $f = f_{ELS} + f_p + f_c \rightarrow f = 5,70 \text{ cm}$

La flèche admissible :  $(L/500 = 6,6 \text{ cm})$  doit être supérieur à la flèche calculée (5,70 cm)

**Conclusion : la condition est vérifiée.**

### VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

#### VI.3.1. PRINCIPE DE FERRAILLAGE

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

▪ **Ferrailage sous l'action des charges d'exploitation**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferrailage nécessaire est donc

peu important. A cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

▪ **Ferrailage sous l'effet d'un vérinage du tablier**

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 6 points de vérinage par entretoise.

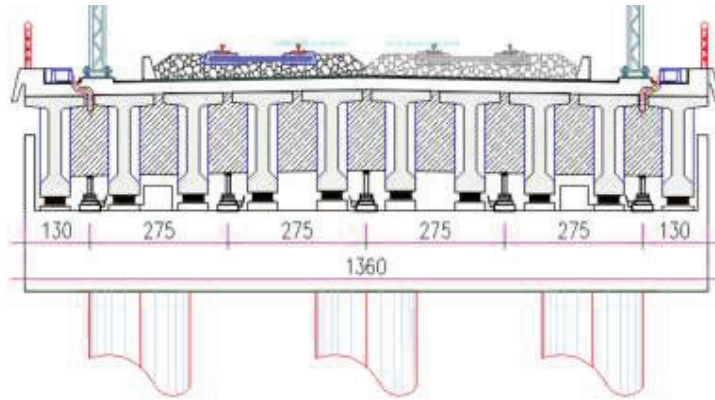


Figure VI.4-Positions des vérins

**VI.3.2. EVALUATION DES EFFORTS**

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise :  $G_{\text{Tabier}} = 536,78 \text{ KN/ml}$

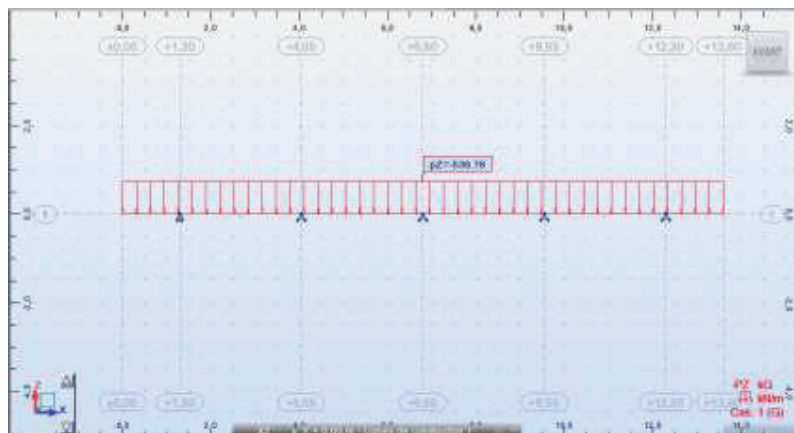


Figure VI.5-Modélisation de l'entretoise

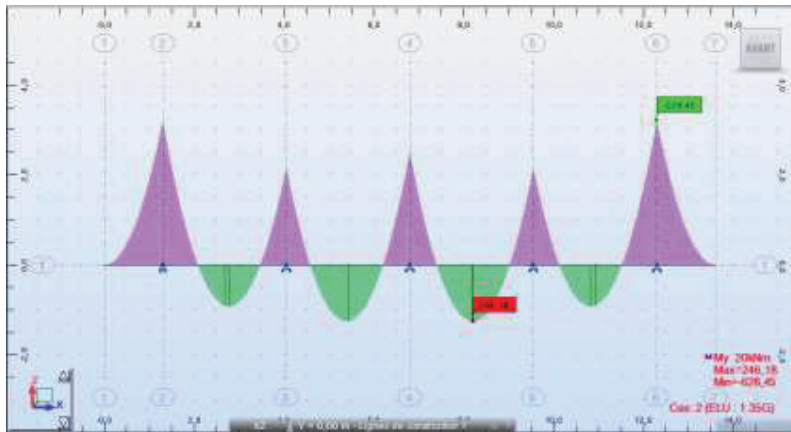


Figure VI.6-Diagramme de moment pour l'entretoise

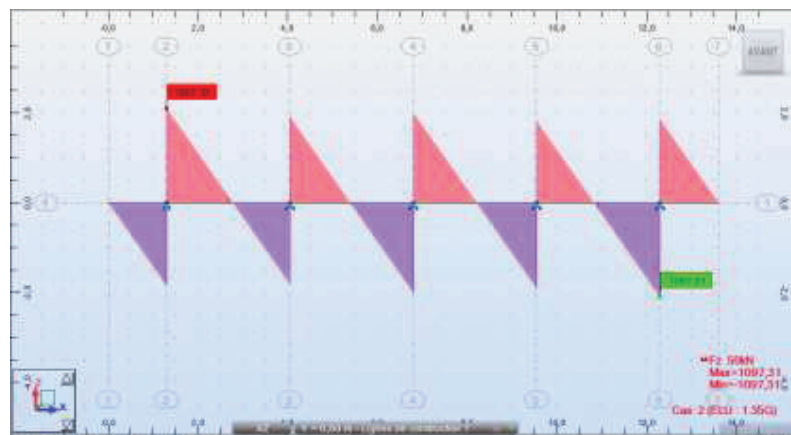


Figure VI.7-Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise

### VI.3.3. FERRAILLAGE

La section de ferrailage de l'hourdis est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

#### VI.3.3.1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

##### Armatures principales

$$A_s = 17,80 \text{ cm}^2 \text{ Voir Annexe C}$$

On opte pour 9 T16 ( $A_s = 18,10 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 15 cm.

##### Armatures de peau (sens des poutres)

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

On opte pour T12 ; avec un espacement de 15 cm.

#### VI.3.3.2. FERRAILLAGE NAPPE INFÉRIEURE

##### Armatures principales

$$A_s = 6,7 \text{ cm}^2 \text{ Voir Annexe C}$$

On opte pour 5 T14 ( $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 15 cm.



### VI.3.3.3. CADRES TRANSVERSALES (EFFORT TRANCHANT)

On opte pour des cadres de T12 avec un espacement de 20 cm. [Voir Annexe C](#)

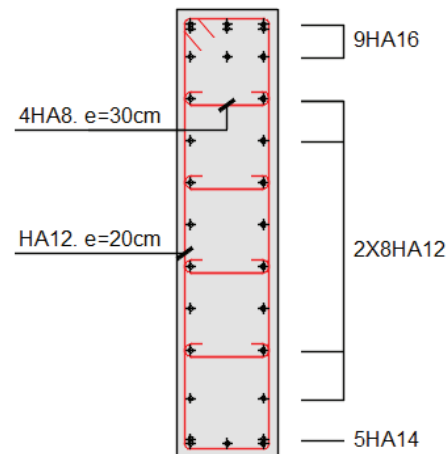


Figure VI.8-Ferrailage de l'entretoise

## VI.4. ETUDE DE L'HOURLDIS

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendra ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendra ces efforts.

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

### ▪ Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm ;
- Largeur : 13,60 m ;
- Longueur : le long de l'ouvrage.

### ▪ Evaluation des efforts

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

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réelles. Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 4 (poids propre, poids des équipements, UIC71, SW0, SW2), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

$T_{max}$  ELS : G+G11(UIC71)

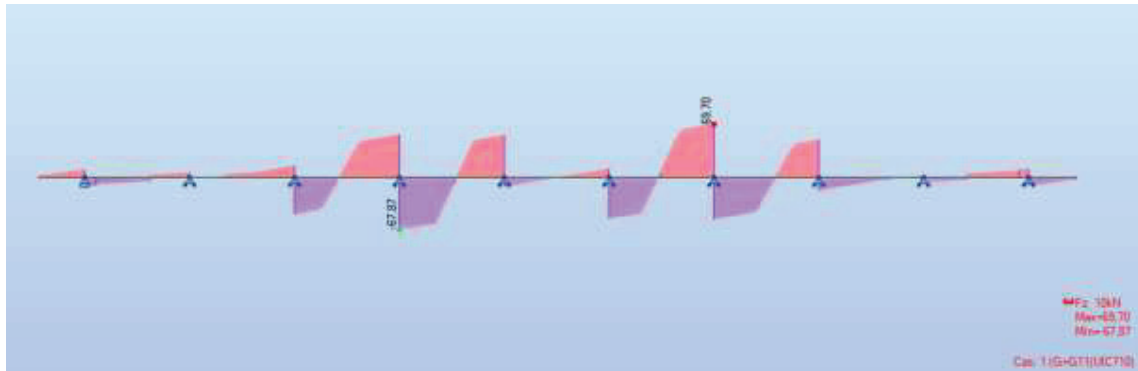


Figure VI.9-Effort tranchant Max- Dalle

$M_{max}$  ELS : G+G11(UIC71)

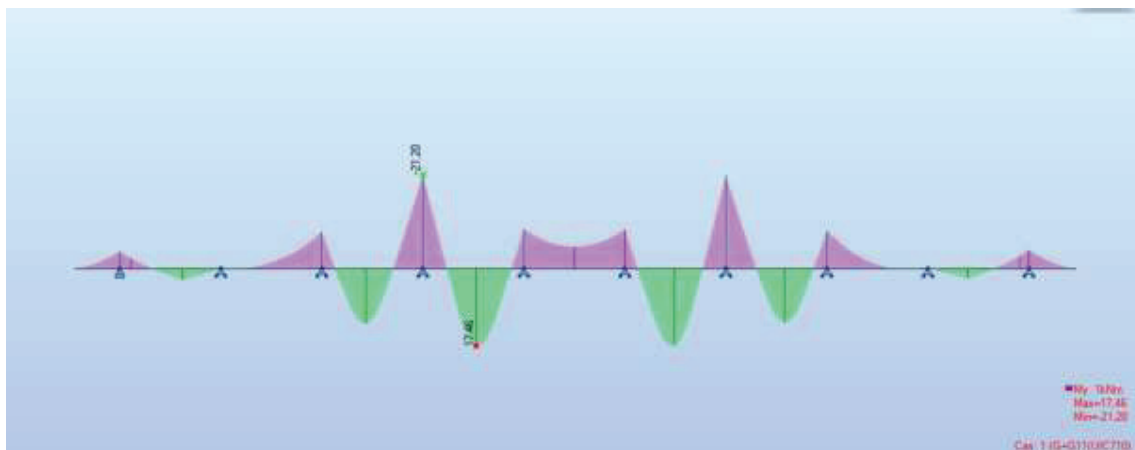


Figure VI.10-Moment Max- Dalle

Donc les moments max à l'ELS sont :

**Fibre supérieure :  $M_{ELS} = 21.2$  KN.m**

**Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 17.46$  KN.m**

Les moments max à l'ELU sont :

**Fibre supérieure :  $M_{ELU} = 30.40$  KN.m**

**Fibre inférieure :  $M_{ELU} = 25.12$  KN.m**

### VI.4.1. FERRAILLAGE

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



### VI.4.1.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

▪ **Armature transversale**

$$A_s = 4,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Voir Annexe C}$$

On opte pour 4 T14 ( $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

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

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

On opte pour 4 T10 ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ); avec un espacement de 20 cm.

### VI.4.1.2 FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI- TRAVEE)

▪ **Armature transversale**

$$A_s = 3,8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Voir Annexe C}$$

On opte pour 4 T14 ( $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ ); avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal  $C = 3 \text{ cm}$ .

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

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

On opte pour 4 T10 ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ); avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal  $C = 3 \text{ cm}$ .

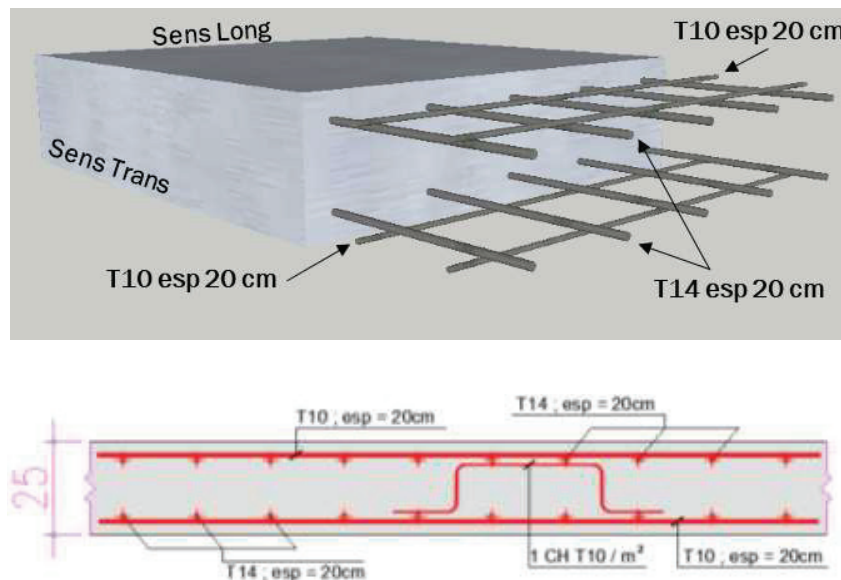


Figure VI.11-Ferrailage de la dalle

## VI.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE

### VI.5.1. ARMATURE DE PEAU

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12, avec un espacement de 20 cm.

### VI.5.2. FERRAILLAGE MINIMALE

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

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_n \times \gamma_s} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

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

$$s_t \leq \text{Min} (1\text{m}; 0.8h; 3b_0)$$

$$s_t \leq 1\text{m}$$

Si on pose les armatures de peau comme ferraillement minimal  $A_t = 3.08 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée pour un espacement  $s_t = 40 \text{ cm}$  ( $s_t < 0.571 \text{ m}$ ) dans toutes les sections de la poutre.

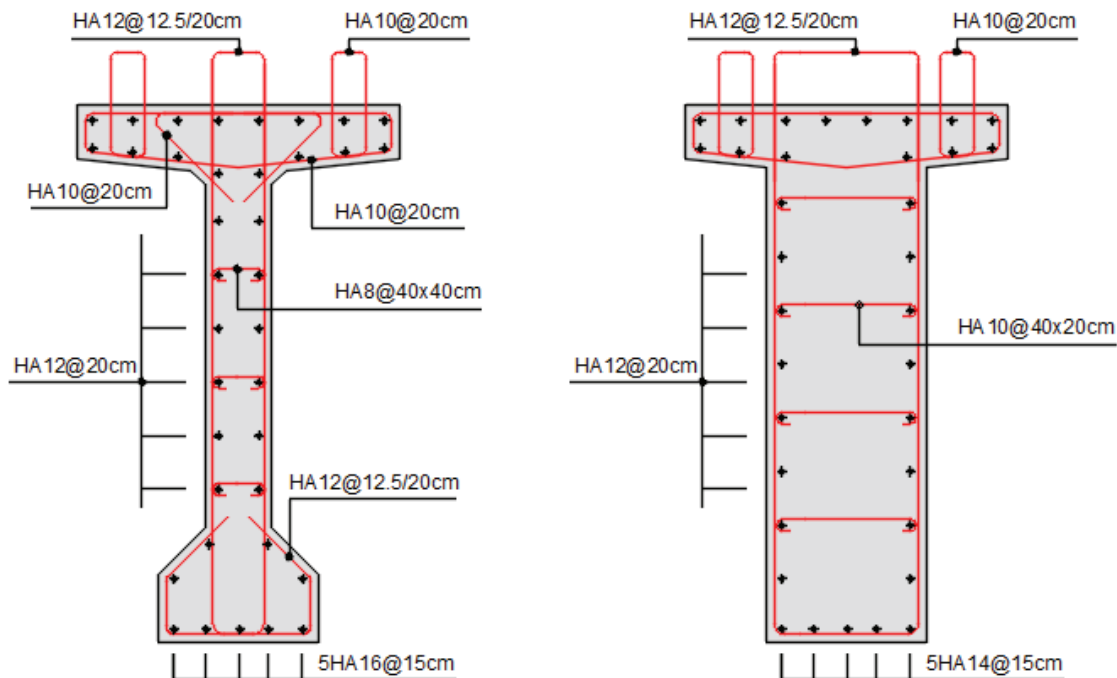


Figure VI.12- Ferrailage de la poutre



## VI.6. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

### VI.6.1. CHOIX DE TYPE D'APPAREIL D'APPUI

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

### VI.6.2. DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUI DE TYPE B

Selon Guide Technique SETRA.

- **Aire l'appareil d'appui :**

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

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

Avec :

- a** : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
- b** : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
- R<sub>max</sub>** : Réaction d'appuis maximale à L'ELU (**R<sub>max</sub> = 2.116 MN**) ;
- σ<sub>m</sub>** : Contrainte de compression sous la réaction R<sub>max</sub>.

**D'où :**

$$a \times b \geq 1058 \text{ cm}^2$$

On prendra **a = 400 mm** et **b = 400 mm**

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

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

$$40.00 \leq T \leq 80.00 \text{ mm}$$

- **Dimensionnement des frettes**

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

Avec :

$$\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 11.11 \\ \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 13.23 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_e$  : Contrainte limite de traction des frettes ( $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$ ).

D'où :

$$t_s = 2.03 \text{ mm}$$

On prendra :

Feuillets d'élastomère :  $t_i = 12 \text{ mm}$ .

Frettes métalliques de :  $t_s = 3 \text{ mm}$ .

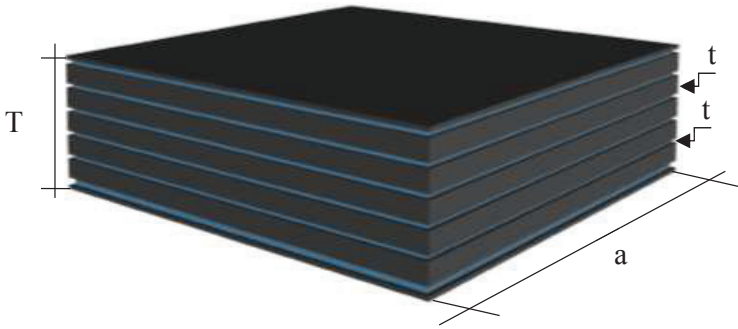
Enrobage des chants : 4 mm.

Enrobage extérieur : 2,5 mm.

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

Tableau VI.1–Dimensions de l'appareil d'appui

Dimensions	Valeurs (mm)
a	400
b	400
$t_i$	12
$t_s$	3
n	5
e	4
$T_b$	83
T	65



### VI.6.3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

- **Résistance à la compression**

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

$$N = 2.116 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 13.23 \leq 20 \quad \checkmark \quad \text{MPa}$$

- **Sécurité au flambement**

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

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

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

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

$P_c$  : La charge critique de flambement ;

$B$  : L'aire nominale de l'appui ;



- d** : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;
- h** : La hauteur totale de l'appareil d'appui ;
- S** : Le facteur de forme ;
- h<sub>c</sub>** : Epaisseur totale du caoutchouc ;
- t** : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

**Application Numérique :**

$$S = 8.33.$$

$$P_c = 7.23 \text{ MN.}$$

$$P_u = 2.116 \text{ MN.}$$

$$\gamma_s.P_u = 6.35 \leq P_c = 7.23 \text{ MN} \quad \checkmark$$

▪ **Limitation de la distorsion**

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

La distorsion  $\delta$  des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique  $\delta_c$ .

$$\left. \begin{array}{l} \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) \\ \delta_c = 1.4(1 - 2p) \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si } p \leq 0.25 \\ \text{si } p > 0.25 \end{array}$$

Avec :

$$p = P_u / P_c$$

$$\delta_0 = c / T_q$$

$$\delta = d / T_b$$

**c** : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (**c = 400mm**) ;

**δ** : La distorsion de l'appareil d'appui ;

**d** : Déplacement horizontal.

**Application Numérique :**

$$T_b = 85 \text{ mm}$$

$$p = 0.293 > 0.25 \rightarrow \delta_c = 0.58$$

$$d = d_{\text{seisme}} + d_{\text{flv}} + 0.4 d_T = 0.037 + 0.008 + 0.00128 = 0.047 \text{ m}$$

$$\delta = 0.56 < \delta_c = 0.58 \quad \checkmark$$

▪ **Non glissement**

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N$$

Avec :

**H** : Effort horizontal ;

**N** : Effort de compression vertical ;

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



**Application Numérique :**

**Pile :**

$$N = (R_g + 0.3 R_Q) / n_{app} = 0.84 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 5.22 \text{ MPa. D'où } f = 0.21.$$

$$H = E_x + H_{frei} + H_{flv} + 0.4 H_T = 0.16 \text{ MN.}$$

$$0.16 < 0.21 \times 0.84 = 0.18 \text{ MPa. } \checkmark$$

**Culée :**

$$N = (R_g + 0.3 R_Q) / n_{app} = 0.85 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 5.32 \text{ MPa. D'où } f = 0.21.$$

$$H = E_x + H_{frei} + H_{flv} + 0.4 H_T = 0.23 \text{ MN.}$$

$$0.23 > 0.21 \times 0.85 = 0.18 \text{ MPa. Condition non vérifiée.}$$

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

**VI.7. DES D'APPUIS**

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

**VI.7.1. DIMENSIONNEMENT DES APPUIS**

Les dimensions (a<sub>1</sub>, b<sub>1</sub>, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0.2 \pm 0.12 \text{ m}$$

$$a_1 \geq a + h/2$$

$$b_1 \geq b + h/2$$

On prend : a<sub>1</sub> = b<sub>1</sub> = 0.6 m

**VI.7.2. FERRAILLAGE DES APPUIS**

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

**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.

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 2,116}{434,78} = 12.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 8HA14.}$$

**Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 2,116}{434,78} = 6.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 8 HA12.}$$



### Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 2,116}{434,78} = 1,94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 4 HA10.}$$

### Frette inférieure

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

$$A_i = \frac{0,10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,10 \times 2,116}{434,78} = 4,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 6HA12.}$$

## VI.7.3. LES PLAQUES DE FIXATION

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur dés-appuis et empêcher son glissement avec les poutres. Son épaisseur est de **22,5 mm** avec une section supérieure à **5 cm** dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appuis.

## VI.8. JOINT DE BALLAST

Le joint de ballast est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

### VI.8.1. DIMENSIONNEMENT

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

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

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

$W$  : Souffle total du joint ;

$W_D$  : Souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

$W_T$  : Souffle thermique ;

$W_S$  : Souffle sismique.

Les souffles  $W_T$ ,  $W_D$  sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ( $W_S = 3.7 \text{ cm}$ ).

Donc :  $W = 2,16 \text{ cm}$ .

## VI.9. CONCLUSION

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

CHAPITRE  
VII

ETUDE DE  
L'INFRASTRUCTURE

## VII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

## VII.2. ETUDE DE LA PILE

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

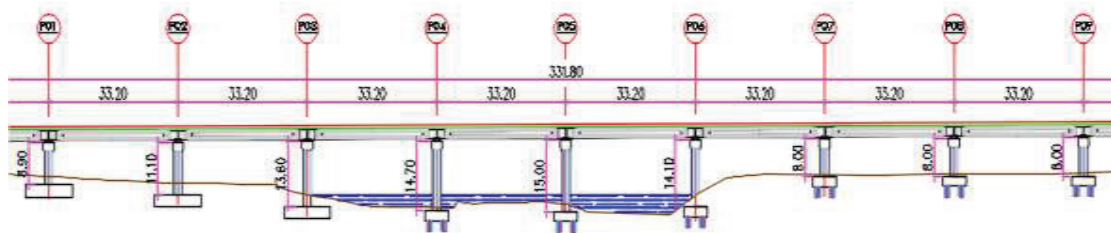
### VII.2.1. CONCEPTION DE LA PILE /DOCUMENTS SETRA

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

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

Tableau VII.1-Implantation et hauteurs des piles

N° pile	PK (Km)	Type Fondation	Côte (m)		H <sub>moy</sub> fûts (m)	H <sub>moy</sub> colonne (m)
			TN	Fondation		
P1	233 + 191,38	Superficielle	1117.43	1113.16	6.90	8.90
P2	233 + 224,58	Superficielle	1116.11	1111.07	9.10	11.10
P3	233 + 257,78	Superficielle	1113.75	1108.70	11.60	13.60
P4	233 + 290,98	Profonde	1111.02	1108.04	12.70	14.70
P5	233 + 324,18	Profonde	1111.74	1108.04	13.00	15.00
P6	233 + 357,38	Profonde	1113.47	1111.08	12.10	14.10
P7	233 + 390,58	Profonde	1117.87	1115.29	6.00	8.00
P8	233 + 423,78	Profonde	1117.88	1115.41	6.00	8.00
P9	233 + 456,98	Profonde	1118.24	1115.53	6.00	8.00



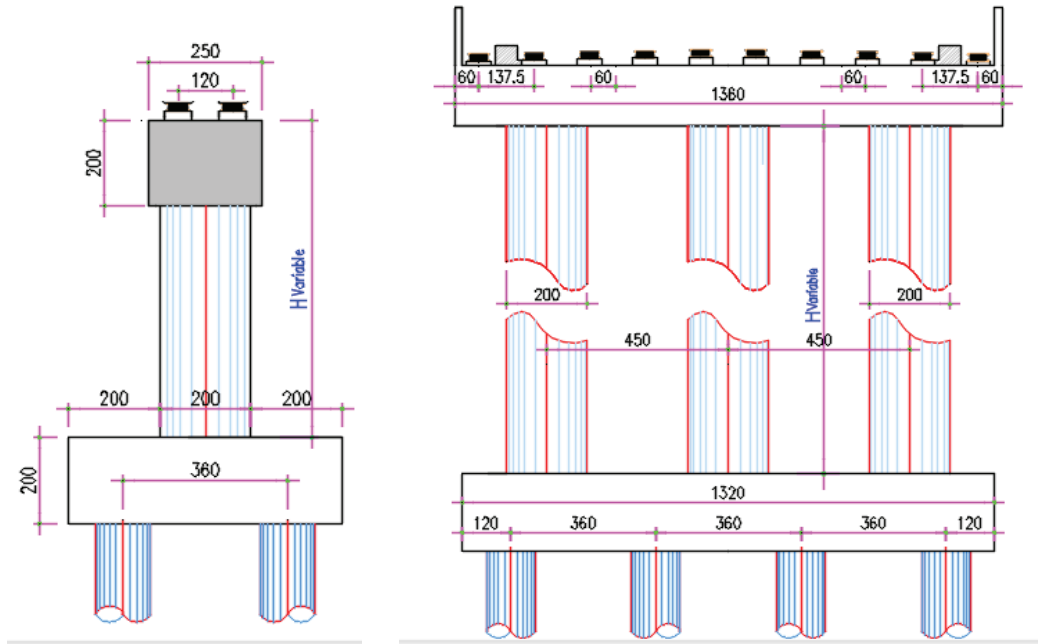


Figure VII.1-Forme et dimensions des piles

## VII.2.2. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

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

$$k_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad , \quad k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A - APP}}}$$

$n$  : Le nombre d'appareils d'appuis par pile ;

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

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

$f_{cj}$  : La résistance caractéristique du béton, vaut :  $f_{c28} = 27$  MPa.

Tableau VII.2-Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	K Longitudinal (MN/m)	K Appuis (MN/m)
C1 / C2	/	29,54	INF	29,54
P1	8.90	59,08	330,72	50,12
P2	11.10	59,08	170,47	43,87
P3	13.60	59,08	92,68	36,08
P4	14.70	59,08	61,41	30,11
<b>P5</b>	15.00	59,08	69,08	31,84
P6	14.10	59,08	73,40	32,73
P7 P8 P9	8.00	59,08	455,36	52,29

**Tableau VII.3-Raideurs dynamiques transversales des appuis**

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	K <sub>Transversale</sub> (MN/m)	K <sub>Appuis</sub> (MN/m)
C1 / C2	/	29,54	INF	29,54
P1	8.90	59,08	18198,54	58,89
P2	11.10	59,08	9380,75	58,71
P3	13.60	59,08	5100,23	58,40
P4	14.70	59,08	4038,82	58,23
P5	15.00	59,08	3801,31	58,17
P6	14.10	59,08	4576,67	58,32
P7 P8 P9	8.00	59,08	25057,44	58,94

### VII.2.3. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE RPOA-2008

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

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

#### ❖ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevetre), autrement dit, la masse des piles  $M_P$  doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :  $M_T$  ( $M_T = G$ ).

$G$  : Le poids propre du tablier.

#### Application Numérique :

$$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i).$$

$$\rightarrow M_P = 35\,293,95 \text{ KN}$$

$$M_T = G$$

$$\rightarrow M_T = 146\,004,63 \text{ KN}$$

$$M_P \leq 0,43 M_T \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

#### ❖ Angle de biais

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

$\rightarrow$  Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais)

#### ❖ Courbure de pont

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clotoide d'un rayon très large, suivi par une partie droit.  $\rightarrow$  Condition Vérifiée



**VII.2.3.1. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL**

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

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

$M_T$  : Est la masse effective totale de la structure :  $M_T = 14\ 600,46\ t$

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

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

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

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

$g$  : Accélération de la pesanteur =  $9,81\ m/s^2$  ;

$\xi$  : Taux d'amortissement 5 % ;

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement :  $\eta=1$  ;

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie de site ;

$S$  : Coefficient du site ;

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

$A$  : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique  $I$  et de l'importance du pont (Groupe de pont 2)  $\rightarrow A = 0,12$ .

**Application Numérique :**

$$\begin{cases} T = 1,14\ s \\ T_2 < T < 3,00\ s & \rightarrow S_a(T ; \xi) = 2,5 \eta A g S (T_2/T) \rightarrow S_a = 1,14\ m/s^2. \\ F_L = M_T \times S_a(T) & \rightarrow F_L = 1,14 \times 14\ 600,46 \quad \rightarrow F_L = 16\ 623,36\ KN. \end{cases}$$

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

**Tableau VII.4-Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui**

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7-8-9
$F_L$ (KN)	1 103,07	1 871,78	1 638,37	1 347,35	1 222,30	<b>1 189,17</b>	1 289,90	1 952,79
$d_L$ (cm)	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037	<b>0,037</b>	0,037	0,037

**VII.2.3.2. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL**

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

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

$L/B = 331.80/13,60 = 24,40 \geq 5 \rightarrow$  Le modèle à tablier flexible est applicable.

Pour l'évaluation de l'effort sismique tansversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette methode, les effets des seismes agissant sur la  $i^{ème}$  pile peuvent etre évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique equivalente :

$$F_i = M_i.S_e(T_i)$$

Où :

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

**Tableau VII.5-Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui**

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7-8-9
$F_T$ (KN)	1 423,89	2 032,06	2 034,28	2 034,95	2 034,52	<b>2 034,32</b>	2 034,82	2 030,78

**VII.2.3.3. SEISME VERTICAL**

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

**VII.2.4. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ETAT LIMITE ACCIDENTELLE (ELA)**

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

**Tableau VII.6-Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble**

Direction d'effort	$E_x$	$E_y$	$E_z$	Effort sismique (Pile5) KN
E1 (Longitudinal)	1	0,3	0,3	1 791,62
E2 (Transversal)	0,3	1	0,3	2 381,36

La combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante :  $G + \Psi Q + E$

$Q$  : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas :  $Q = UIC 71$  ;

$\Psi$  : 30% des charges d'exploitations routières pour ponts rails.

### VII.2.5. DESCEND DES CHARGES

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.7-Evaluations des efforts statique de la pile la plus sollicitée**

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Semelle	3960,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	3063,05	/	0,00	8,50	0,00	/
chevêtre	1700,00	/	0,00	16,00	0,00	/
G Tablier	14600,46	/	0,00	17,00	0,00	/
Hf+r	/	177,23	/	17,00	/	3012,92
HT°	/	70,89	/	17,00	/	1205,17
<b>Somme</b>	<b>23323,52</b>	<b>219,77</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>0,00</b>	<b>3736,02</b>
G11	7003,65	1749,00	0,00	17,00	0,00	29733,00
G12	7003,65	874,50	0,00	17,00	0,00	14866,50
G13	7003,65	1749,00	0,00	17,00	0,00	29733,00
G14	7855,44	1683,00	0,00	17,00	0,00	28611,00

**Tableau VII.8-Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée**

Désignation	N (KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FHL/o</sub>	M <sub>FHT/o</sub>
Chevêtre	61,20	204,00	204,00	0,00	16,00	0,00	3264,00	3264,00
Fûts	110,27	367,57	367,57	0,00	8,50	0,00	3124,31	3124,31
Semelle	142,56	475,20	475,20	0,00	1,00	0,00	475,20	475,20
Seisme Tablier	0,00	1799,46	2391,07	0,00	17,00	0,00	30590,88	40648,26
<b>0.4 * HT°+Hf+r</b>	<b>/</b>	<b>205,59</b>	<b>0,00</b>	<b>/</b>	<b>17,00</b>	<b>/</b>	<b>3494,99</b>	<b>0,00</b>

Avec :  $K_H = A = 0,12$   $K_V = 0.3K_H = 0.036$

### VII.2.6. COMBINAISON DES EFFORTS

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

**Tableau VII.9-Combinaisons des efforts**

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + Gr14 + Fvl + 0,6T	31178,95	1902,77	32347,02
ELU	1.35G + 1.35Gr14 + 1.35Fvl + 0,9T	53897,49	2743,41	46638,05
ELA	E2 + P <sub>MAX</sub> + 0.3Gr14 + 0.4T	25774,356	2919,052	45480,020

**VII.2.7. FERRAILLAGE DES ELEMENT DE LA PILE**

**VII.2.7.1. ETUDE DES PIEUX**

❖ **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

$N_{max}$  : L'effort normal maximal à l'ELS ;

$Q_p$  : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 13 ml.

**Application Numérique :**

$$N_{max} = 31\,178,95 \text{ kN}$$

$$Q_{p-ELS} = 8\,310 \text{ kN}$$

$$Q_{p-ELA} = Q_u/1,2 = 1\,327,5 \text{ kN}$$

$$L = 13 \text{ ml}$$

$$D = 1,20 \text{ m}$$

$$n_p = 3,74$$

On prend : **8 pieux** de 13 m de profondeur.

❖ **Effort revenant à chaque pieu**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

$n$  : Nombre des pieux ;

$N$  : Effort normal ;

$M_x, M_y$  : Moments dans les sens x,y ;

$X, y$  : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

**Sollicitations les plus défavorables**

- ELS :  $N_1 = 6\,143,69 \text{ kN} < 8\,310 \text{ kN}$
- $N_2 = 1\,651,05 \text{ kN} < 8\,310 \text{ kN}$
- ELA :  $N_1 = 6\,380,13 \text{ kN} < 13\,275 \text{ kN}$
- $N_2 = 63,46 \text{ kN} < 13\,275 \text{ kN}$

Avec :

$$Q_{traction} = Q_{SL}/1,3 \text{ Article 5.6.3.2 ROPA}$$

❖ **Actions sur les pieux**

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

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u b y = 0$$

$b$  : Diamètre du pieu ;

$C_u$  : Module de réaction du sol ;

$y$  : Déplacement en tête du pieu.

portance et charges limites	
<b>Qp</b>	<b>ELS rares</b>
1 005 t	831 t
<b>Qsl</b>	<b>ELS qp</b>
588 t	653 t
<b>Qu</b>	<b>ELU fonda.</b>
1 593 t	1 138 t
<b>Qc</b>	<b>ELU acci.</b>
914 t	1 328 t
<b>fondation profonde</b>	
oui (M)	

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

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

$\alpha$  : longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER  $\lambda$  :

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

**E** : Module d'élasticité du béton ;

**I** : Moment d'inertie du pieu ;

**b** : Longueur du pieu.

**Application Numérique :**

$$\begin{aligned} C_u &= 30 \text{ MN/m}^3 \\ E &= 33\,000 \text{ MPa} \\ b &= 1,20 \text{ m} \\ I &= 0,101 \text{ m}^4 \\ \lambda &= \mathbf{0,228} \text{ D'où : } \lambda L = \mathbf{2,96} \end{aligned}$$

D'où, en tire les valeurs de ( $X_\phi^H, X_\phi^M$ ) pour  $\lambda \times L = \mathbf{2,96}$  à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 2,96 \rightarrow \begin{cases} X_\phi^H = 1,17 \\ X_\phi^M = 1,49 \end{cases}$$

Effort tranchant en tête du pieu :

$$\text{ELS : } H_{\text{Max}} = 1\,902,77 \text{ kN} \quad \bar{P} = 237,84 \text{ kN}$$

$$\text{ELU : } H_{\text{Max}} = 2\,743,41 \text{ kN} \quad \bar{P} = 342,92 \text{ kN}$$

$$\text{ELA : } H_{\text{Max}} = 2\,919,05 \text{ kN} \quad \bar{P} = 364,88 \text{ kN}$$

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :  $\bar{M} = -\frac{X_\phi^H}{X_\phi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

$$\text{ELS : } \bar{M} = -819,84 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELU : } \bar{M} = -1182,06 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELA : } \bar{M} = -1257,73 \text{ kN.m}$$

### ❖ Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

#### Section d'acier

- Avec Robot expert  $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$  Donc : on prend 24 HA25 ( $A_s = 117,81 \text{ cm}^2$ ).

#### Cerces transversales

- Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

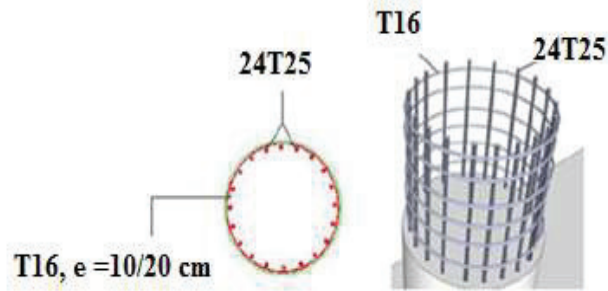


Figure VII.2-Ferraillage du pieu

### VII.2.7.2. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

Longueur :  $L = 13,20$  m. Hauteur :  $H = 2,00$  m. Largeur :  $l = 6,0$  m

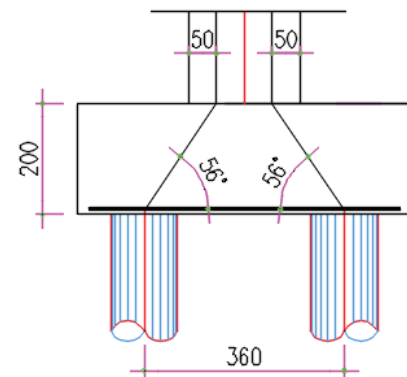
Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad h = H - 0.1$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,30 \text{ m} < 1,9 \text{ m} ; \alpha_1 = \alpha_2 = 56^\circ \geq 45^\circ$$

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

$$A_s = \frac{N_{\text{Max}}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$



#### Application Numérique :

$$\begin{aligned} N_{\text{Max-ELS}} &= 6\,143,69 \text{ kN} ; N_{\text{Max-ELA}} = 6\,380,13 \text{ kN} \\ \bar{\sigma}_{a\text{-ELS}} &= 333,33 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{a\text{-ELA}} = 500 \text{ MPa} \\ A_{s\text{-ELS}} &= 126,10 \text{ cm}^2 ; A_{s\text{-ELA}} = 87,30 \text{ cm}^2 \\ \text{Donc } A_s &= 126,10 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On prend 16HA32 ( $A_s = 128.68 \text{ cm}^2$ ).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur ( $L$ ) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1,2 = 3,2$  m.

Avec :  $St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 21,33 \text{ cm}$ , on opte pour un espacement de 20 cm.

#### Armatures longitudinales inférieure

- $A_{s1} = A_s / 3$  ; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

#### Armatures transversales supérieure

- $A_{s2} = A_s / 4$  ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

#### Armatures longitudinales supérieure

- $A_{s3} = A_s / 10$  ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

#### Armatures latérales

- $A_{s4} = A_s / 10$  ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

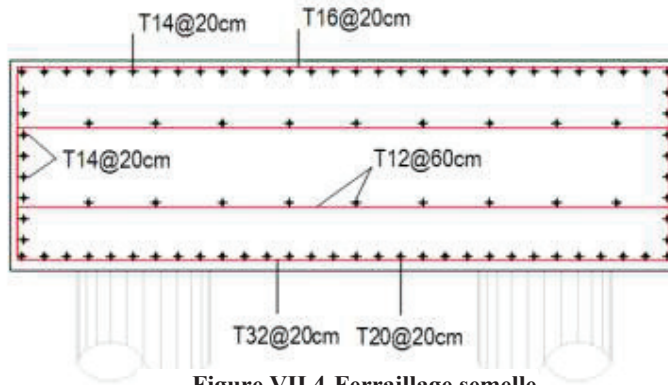


Figure VII.4-Ferrailage semelle

### VII.2.7.3. ETUDE DES FÛTS

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

- Diamètre des colonnes :  $D = 2,00$  m.
- Hauteur moy :  $H = 13,00$  m.
- Entraxe :  $E = 4,50$  m.

#### ❖ Vérification de flambement de fût

La condition de flambement à vérifier est donnée par :

$$\lambda = L_c/i < 50$$

$L_c$  : longueur de flambement.  $L_c = 0.7L$ .

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

#### Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} L = 13,00 \text{ m} \quad ; \quad D = 2,00 \text{ m} \\ i = 0,40 \text{ m} \quad ; \quad L_c = 9,10 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \lambda = 18,20 < 50 \end{array} \right.$$

#### ❖ Ferrailage des fûts à ELS

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables : **Voir ANNEXE C**

- ELS :  $M_{\max} = 9\,843,83$  kN.m/fût       $N_{\text{cors}} = 8\,789,06$  kN/fût
- ELU :  $M_{\max} = 14195,57$  kN.m/fût       $N_{\text{cors}} = 12098,68$  kN/fût
- ELU :  $T_{\max} = 946,37$  kN/ fût       $N_{\text{cors}} = 12098,68$  kN/fût

#### Section d'acier :

- Avec Robot expert  $A_s = 368,1$  cm<sup>2</sup>  
Donc : on prend deux nappes de HA25, 2x40HA25 ( $A_s = 392,70$  cm<sup>2</sup>).

**Cerces transversales**

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

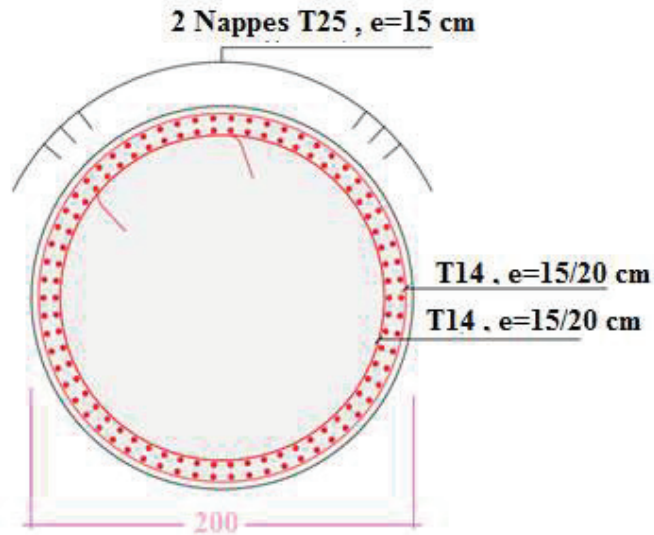


Figure VII.5-Ferraillage des futs

**VII.2.7.4. ETUDE DE CHEVETRE**

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

❖ **Dimensionnement à la flexion**

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

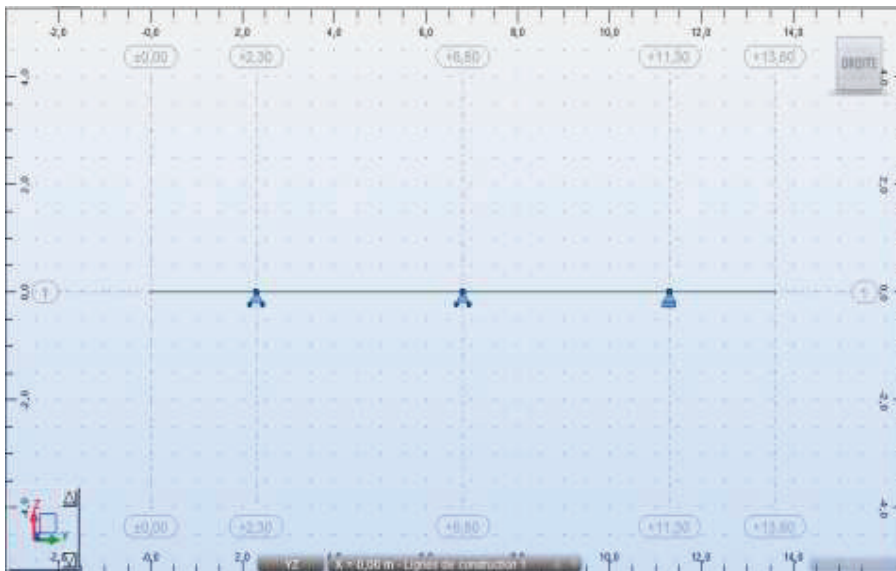


Figure VII.6-Modèle de calcul

Les charges pris en considération :

- Gmax Tablier ;
- Qmax (Gr14) ;
- Poids Propre.

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

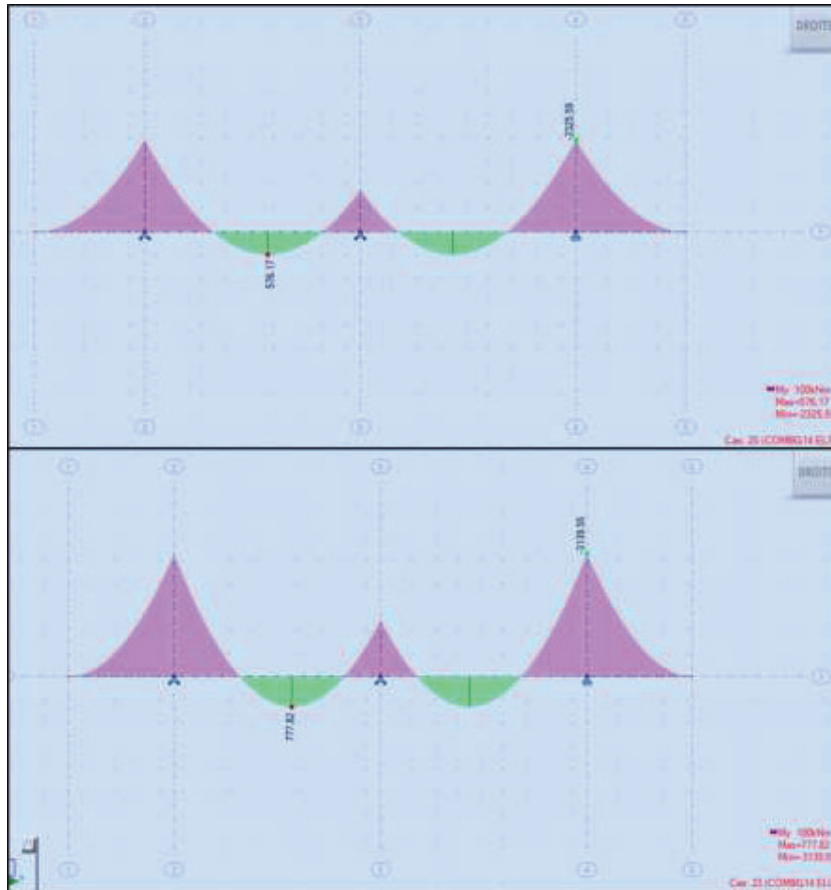


Figure VII.7-Les moments Mmax ELS et Mmax ELU sur le chevetre avec le logiciel

Tableau VII.8-Ferraillage du chevetre

Sollicitation	M max ELU	M max ELS	As	Armatures	A's
<b>Sup Appui</b>	3139,55	2325,59	50.4	17 HA 20	53.41
<b>En travée</b>	777,82	576,17	48.8	17 HA 20	53.41

**Armatures transversales**

$T_{max} ELU = 3049,53 \text{ kN}$

- Avec Robot expert : 1 Cadre de HA16, esp = 10 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante. : **Voir ANNEXE C**

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure **FigVII.8.**

❖ **Dimensionnement a la torsion**

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

$$\begin{aligned} L_t &= L_c & \text{si } L_c &\leq \Phi + H_c \\ L_t &= L_c + \Phi & \text{si } L_c &> \Phi + H_c \end{aligned}$$

**Application Numérique :**

$$\begin{aligned} L_c &= 2,5 \text{ m} \\ H_c &= 2,0 \text{ m} \\ \Phi &= 2,0 \text{ m} \\ L_t &= 2,5 \text{ m} \end{aligned}$$

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

$b_n$  : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente,  $b_n = H_c/6$  ;  
 $C$  : Moment de torsion maximal par ml  $C = Rxe$  ;  
 $\Omega$  : L'aire de la torsion,  $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$ .

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \Omega} ; A_s = \text{Max} (C1 ; C2)$$

$C1$  : Moment de torsion construction,  $C2$  : moment de torsion service ;  
 $P$  : Périmètre du chevêtre ;  
 $\bar{\sigma}_a$  : Contrainte admissible de l'acier =  $\frac{2}{3} f_e$ .

**Application Numérique :**

$$\begin{aligned} C1 &= 0,385 \text{ MN} \\ C2 &= 0,337 \text{ MN} \\ \Omega &= 3,61 \text{ m}^2 \\ P &= 9 \text{ m} \\ \bar{\sigma}_a &= 333,33 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$A_s = 14,40 \text{ cm}^2$ , On opte pour HA 16, avec un espacement de 20 cm.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition à vérifiée est :

$$\tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_v = V_U / b_0 d = 0,91 \text{ MPa} \quad (b_0 = L_c, \quad d = 0,9H_c)$$

$$\tau_{lim} = \min \{ 0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa} \} = \min \{ 3,6 ; 5\text{MPa} \} = 3,6 \text{ MPa}.$$

$$0,91 \text{ MPa} \leq 12,96 \text{ MPa}$$

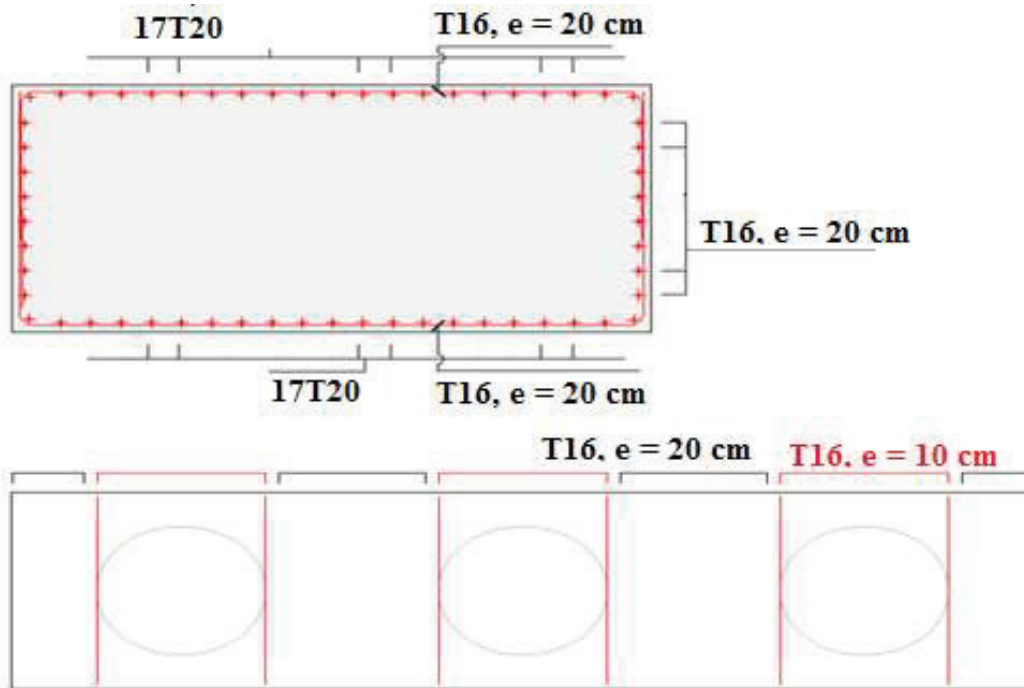


Figure VII.8-Ferraillage du chevêtre

### VII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

#### VII.3.1. CHOIX DE TYPE DE CULEE

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

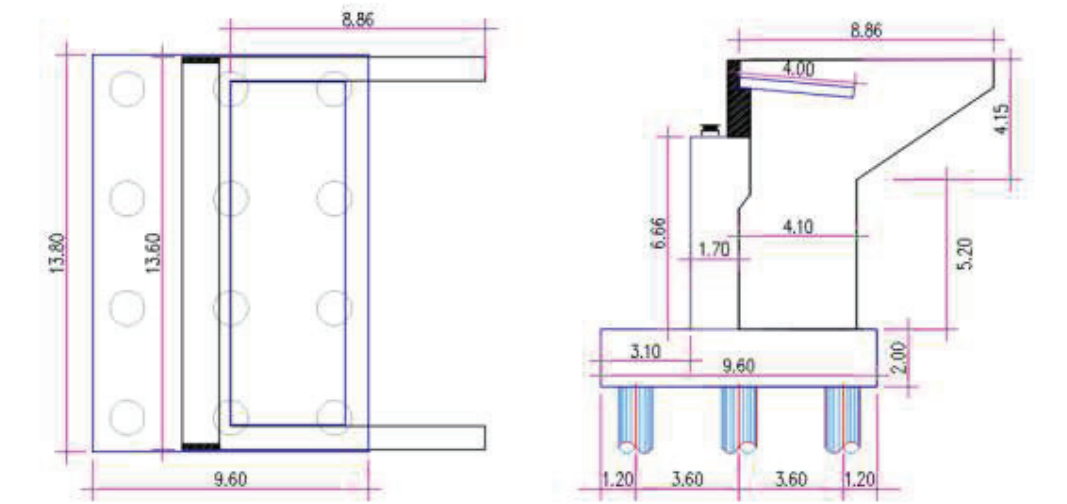
Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

#### VII.3.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Les dimensions sont résumés dans le tableau ci-après.

**Tableau VII.9-Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée**

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
<b>Mur de garde grève</b>	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 2,68 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max (0,30 \text{ m}, h/8) = 0.335 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{M \text{ en retour}} = 12 \text{ m}$
<b>Sommier d'appui</b>	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{\text{sa}} = \text{largeur du pont} = 13,6\text{m}$ $e_{\text{sa}} = 0.21 \text{ m}$
<b>Mur-cache</b>	Protection des appareils d'appuis.	$e_{\text{mc}} = 0,2 \text{ cm.}$ $h_{\text{mc}} = 1,70 \text{ m}$ $l_{\text{mc}} = e_{\text{sommier d'appui}} = 2 \text{ m}$
<b>Mur de front</b>	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{\text{mf-culée}} = 6,66\text{m}$ $e_{\text{mf}} = e_{\text{sommier d'appui}} = 1,70 \text{ m}$ $l_{\text{mf}} = l_{\text{tablier}} = 13,6\text{m}$
<b>Mur en retour</b>	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{\text{mr}} = 0.8 \text{ m}$ $h_{\text{mr-culée}} = 9,34 \text{ m}$ $l_{\text{mr-culée}} = 8,86 \text{ m}$
<b>Dalle de transition</b>	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	$l_{\text{dt}} = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6h_{\text{remblai}})]$ $l_{\text{dt-}} = 4 \text{ m}$ $e_{\text{dt}} = 0.35 \text{ m}$
<b>La semelle</b>	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 2\text{m}$ $L_s = 13,8\text{m}$ $l_s = 9,60\text{m}$



**Figure VII.9-Dimensions de la culée**

### VII.3.3. DESCEND DES CHARGES

Les resultat de calcul sont resumés dans les tableau suivant :

**Tableau VII.10-Evaluations des efforts statiques de la culée**

Désignation	N (t)	H (t)	/Fv/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
<b>MGG</b>	591,600	/	-0,049	9,806	-28,929	/
<b>Mur frontal</b>	4159,900	/	-0,775	5,492	-3223,923	/
<b>Mur en retour</b>	1959,636	/	3,093	7,425	6061,938	/
<b>Semelle</b>	6528,000	/	0,000	1,000	0,000	/
<b>DDT</b>	416,500	/	2,007	10,370	835,832	/
<b>Poids des terres sur talon</b>	10050,36	/	2,496	<b>6,483</b>	25089,719	/
<b>Poussées des terres</b>	/	5101,31	/	-3,783	/	-19300,19
<b>Poussées 1t/m<sup>2</sup></b>	0,000	453,546	/	-5,675	0,000	-2573,874
<b>Tablier</b>	7300,232	0,000	0,000	-8,660	0,000	/
<b>G11</b>	4053,860	874,500	0,000	-8,660	0,000	-7573,170
<b>G12</b>	4053,860	437,250	0,000	-8,660	0,000	-3786,585
<b>G13</b>	4053,860	874,500	0,000	-8,660	0,000	-7573,170
<b>G14</b>	4583,360	841,500	0,000	-8,660	0,000	-7287,390
<b>Hf+r</b>	/	177,231	/	-8,660	/	-1534,818
<b>HT°</b>	/	70,892	/	-8,660	/	-613,927

### VII.3.4. COMBINAISON DES EFFORTS

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

**Tableau VII.11-Combinaisons des efforts**

		N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
<b>ELS</b>	<b>G</b>	31006,22	5865,39	-24292,01	28734,64	4442,63
	<b>G+G11+FvI+0,6T</b>	35060,08	6739,89	-27380,65	28734,64	1353,98
	<b>G+G12+FvI+0,6T</b>	35060,08	6302,64	-27380,65	28734,64	1353,98
	<b>G+G13+FvI+0,6T</b>	35060,08	6739,89	-27380,65	28734,64	1353,98
	<b>G+G14+FvI+0,6T</b>	35589,58	6706,89	-27380,65	28734,64	1353,98
<b>ELU</b>	<b>1,35G</b>	41858,40	7189,92	-28679,79	38791,76	10111,97
	<b>1,35(G+ FvI)+1,45G11+0,9T</b>	47736,50	8457,94	-39660,89	38791,76	-869,13
	<b>1,35(G+ FvI)+1,45G12+0,9T</b>	47736,50	7823,93	-34170,34	38791,76	4621,42
	<b>1,35(G+ FvI)+1,45G13+0,9T</b>	47736,50	8457,94	-39660,89	38791,76	-869,13
	<b>1,35(G+ FvI+G14)+0,9T</b>	46443,11	8325,94	-38517,77	38791,76	273,99

### VII.3.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

#### VII.3.5.1. MUR FRONTAL

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.12-Sollicitations sur mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	$/_{FV/o}$ (x/o)	$/_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
<b>MGG</b>	591,600	/	0,860	6,660	508,776	/
<b>Mur frontal</b>	4159,900	/	0,000	0,000	0,000	/
<b>DDT</b>	208,250	/	1,850	8,280	385,263	/
<b>Poussées des terres</b>	/	4202,451	/	-3,117	/	-13097,64
<b>Poussées 1t/m<sup>2</sup></b>	0,000	373,626	/	-4,675	0,000	-1746,702
<b>Tablier</b>	7300,232	0,000	0,000	-6,660	0,000	/
<b>G11</b>	4053,860	874,500	0,000	-6,660	0,000	-5824,170
<b>G12</b>	4053,860	437,250	0,000	-6,660	0,000	-2912,085
<b>G13</b>	4053,860	874,500	0,000	-6,660	0,000	-5824,170
<b>G14</b>	4583,360	841,500	0,000	-6,660	0,000	-5604,390
<b>Hf+r</b>	/	177,231	/	-6,660	/	-1180,357
<b>HT°</b>	/	70,892	/	-6,660		-472,143

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

#### Sollicitations les plus défavorables

- ELS :  $M_{max} = 1587,31$  kN/ml       $N_{cors} = 1199,55$  kN.m/ml.
- ELU :  $M_{max} = 1980,76$  kN/ml       $N_{cors} = 1649,20$  kN.m/ml.
- ELU :  $T_{max} = 532,68$  kN/ml       $N_{cors} = 1649,20$  kN/ml.

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.7) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

#### Section d'acier

- ❖ Avec Robot expert  $A_s = 19,7$  cm<sup>2</sup> ; donc : on opte pour 7HA20/ml ( $A_{s1} = 21,99$  cm<sup>2</sup>) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm. : **Voir ANNEXE C**

#### Armature de constructions

- ❖  $A_{s'} = A_s/3 = 6.56$  cm<sup>2</sup> ; donc : on opte pour 7HA14 ( $A_{s'} = 10.78$  cm<sup>2</sup>) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

#### Armatures transversales

- ❖  $A_t = A_s/4 = 4.92$  cm<sup>2</sup>; donc : on opte pour 7HA12 ( $A_s = 7.92$  cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 15 cm.



**VII.3.5.2. MUR GARDE GREVE**

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres ;
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève ;
- Force de freinage dû à la charge de UIC71.

**Calcul des sollicitations**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- ❖ Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :  $M_T = \frac{P \times H}{3}$  Avec :  $P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$

- ka** : Coefficient de poussée des terres (ka = 0.33).
- γr** : Poids volumique du remblai (γr = 20 KN/m³).
- h** : Hauteur du mur garde grève (h = 2.68 m).
- L** : longueur du remblai (L=12m) on fait le calcul par 1ml.

**$M_T = 21,173 \text{ KN.m /ml}$**

- ❖ Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Il a été vérifier que la sollicitation totale dû aux train type UIC71 (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW0, SW2, Train a vide et les engins de compactages.

Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 KN dû à UIC71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de (0.5×0.5) m²

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge UIC71 à pour expression :

$M_p = \frac{12K}{0,5 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,5+x)} dx$  , avec :  $K = K_a \times \delta \times \gamma$

- δ** : Coefficient de majoration dynamique (δ = φ<sub>3</sub> = 1.119) ;
- γ** : Coefficient de pondération (γ = 1 à l'ELS et γ = 1.45 à l'ELU).

**K = 0.37 à l'ELS**

**K = 0.54 à l'ELU**

La valeur de **M<sub>p</sub>/K** est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différente valeurs de h.

**Tableau VII.13-Moment M<sub>p</sub> /K dû à une charge locale en fonction de h**

<b>h(m)</b>	<b>0,5</b>	<b>0,75</b>	<b>1</b>	<b>1,5</b>	<b>2</b>	<b>2,5</b>	<b>3</b>
<b>M<sub>p</sub>/k (t.m/ml)</b>	3,49	4,43	5,10	5,96	6,39	6,55	6,53

Avec une interpolation linéaire on aura : **M<sub>p</sub>/K = 6,54 t.m.**

**M<sub>p</sub> = 24,15 KN.m/ml à L'ELS**

$$M_p = 37,43 \text{ KN.m/ml à L'ELU}$$

❖ Moment dû a la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule charge du à UIC71 ,dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,50 + 2h}$$

- $\mu$  : Coefficient de pondération ( $\mu = 1$  à l'ELS et  $\mu = 1.45$  à l'ELU) ;
- $P$  : charge du a UIC71 ( $P = 250 \text{ KN}$ ) ;
- $h$  : Hauteur du mur ( $h = 2.68 \text{ m}$ ).

$$M_f = 119.43 \text{ KN.m/ml à l'ELS}$$

$$M_f = 173.17 \text{ KN.m/ml à l'ELU}$$

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

$$M = M_T + M_P + M_f = 164.753 \text{ KN.m/ml à l'ELS}$$

$$M = 1.35 M_T + M_P + M_f = 239.18 \text{ KN.m/ml à l'ELU}$$

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.335) m.

#### Section d'acier

- ❖ Avec Robot expert  $A_s = 26.80 \text{ cm}^2$ ; donc : on opte pour 7HA25/ml ( $A_s = 34.36 \text{ cm}^2$ ) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm. **Voir ANNEXE C**

#### Armature de constructions

- ❖  $A_s' = A_s/3 = 8.93 \text{ cm}^2$ ; donc : on opte pour 7HA14/ml ( $A_s' = 10.78 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

#### ❖ Armatures transversales

- ❖  $A_t = A_s/4 = 6.70 \text{ cm}^2$ ; donc : on opte pour 7HA12/ml ( $A_s' = 7.92 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm.

#### VII.3.5.3. MUR EN RETOUR

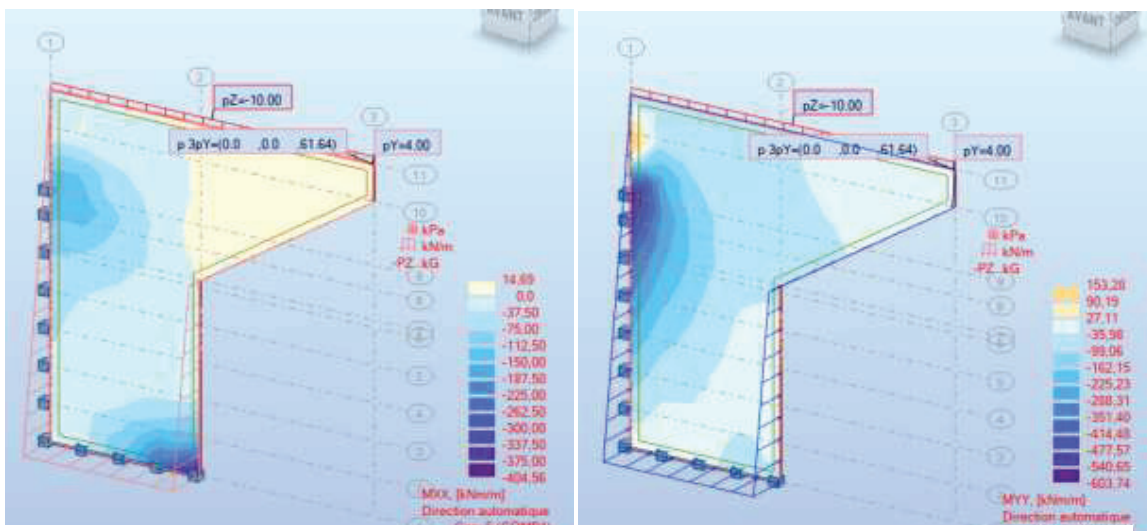


Figure VII.10-Les moments MXX et MYY sur le mur en retour avec le logiciel

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 :

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.8) m en flexion simple, sachant que :

- **A P'ELS :**

$$M_{XX} = 404.56 \text{KN.m/ml}$$

$$M_{YY} = 603.47 \text{KN.m/ml}$$

- ❖ **Le ferrailage horizontal**

**Section d'acier**

- Avec Robot expert  $A_s = 23.70 \text{ cm}^2$  ; Donc : on opte pour 3HA25+4HA20/ml ( $A_s = 27.30 \text{ cm}^2$ ) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm. **Voir ANNEXE C**

**Armature de constructions**

- $A_s' = A_s/3 = 7.90 \text{ cm}^2$  ; Donc : on opte pour 7HA14/ml ( $A_s' = 10.78 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

- ❖ **Le ferrailage vertical**

**Section d'acier**

- Avec Robot expert  $A_s = 35.90 \text{ cm}^2$  ; Donc : on opte pour 8HA25 /ml ( $A_s = 39.27 \text{ cm}^2$ ) / coté remblai, avec un espacement de 12 cm. **Voir ANNEXE C**

**Armature de constructions**

- $A_s' = A_s/3 = 11.96 \text{ cm}^2$  ; Donc : on opte pour 8HA 16 /ml ( $A_s' = 16.08 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

### VII.3.5.4. DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. La dalle de transition présente les dimensions suivantes

- Longueur :  $L = 11.90 \text{ m}$ .
- Largeur :  $H = 4,00 \text{ m}$ .
- Epaisseur :  $e = 0,35 \text{ m}$ .

Tableau VII.14-Les charges agissant sur la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml )	V (kN )
Poids propre	8,75	17,5	17,5
Remblai	19,6	39,2	39,2
Surcharges	10	20	20

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémités. Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

▪ A l'ELS

$$M_{ELS} = 80,70 \text{ kN.m/ml}$$

$$T_{ELS} = 80,70 \text{ kN/ml}$$

▪ A l'ELU

$$M_{ELU} = 106,55 \text{ kN.m/ml}$$

$$T_{ELU} = 106,55 \text{ kN/ml}$$

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

**Section d'acier**

- ❖ Avec Robot expert  $A_s = 11.90 \text{ cm}^2$  ; On prend **6HA16/ml** ( $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ ) /coté inférieur. **Voir ANNEXE C**

**Armatures longitudinales**

- ❖ Avec Robot expert : 2 barres H12 (barre supé + barre infé), esp = 20 cm.

**Armature de construction**

- ❖  $A_s' = A_s/3 = 3,96 \text{ cm}^2$  ; Soit : **6HA12/ml** ( $A_s' = 6.97 \text{ cm}^2$ ).

**VII.3.5.5. SEMELLE SUR PIEUX**

La semelle de la culée repose sur trois files de pieux, chaque file est composée de quatre pieux.

Longueur :  $L = 13.80 \text{ m}$ . Hauteur :  $H = 2,00 \text{ m}$ . Largeur :  $l = 9.60 \text{ m}$ .

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad h = H - 0.1$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,375 \text{ m} < 1,9 \text{ m} ; \alpha = 56^\circ \geq 45^\circ$$

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

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

**Application Numérique :**

$$\begin{cases} N_{Max-ELS} = 3\,012.812 \text{ kN} \\ \bar{\sigma}_{a-ELS} = 333,33 \text{ MPa} \rightarrow A_{s-ELS} = 65,41 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On prend : **25HA20** ( $A_s = 78.54 \text{ cm}^2$ ).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1,2 = 3,2$  m.

Avec :  $St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 21,33$  cm , on opte pour un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales inférieure**

- $As_1 = As/3$  ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures transversales supérieure**

- $As_2 = As/4$  ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales supérieure**

- $As_3 = As/10$  ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures latérales**

- $As_4 = As/10$  ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

**VII.3.5.6. ETUDE DES PIEUX**

Pour le dimensionnement des pieux de la culée on suit les mêmes étapes de calcul de pile.

❖ **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

On prend : **12 pieux** de 13 m de profondeur.

**Sollicitations les plus défavorables**

- ELS :  $N_1 = 3012.81$  kN < 5000 KN
- $N_2 = 2965.80$  kN < 5000 KN
- $N_3 = 2918.78$  kN < 5000 KN
- ELU :  $N_1 = 3879,77$  kN < 5000 KN
- $N_2 = 3870,26$  kN < 5000 KN
- $N_3 = 3860,74$  kN < 5000 KN

portance et charges limites	
<b>Qp</b>	<b>ELS rares</b>
998 t	636 t
<b>Qsl</b>	<b>ELS qp</b>
286 t	500 t
<b>Qu</b>	<b>ELU fonda.</b>
1 284 t	917 t
<b>Qc</b>	<b>ELU acci.</b>
699 t	1 070 t
<b>fondation profonde</b>	
oui <sup>(100)</sup>	

❖ **Actions sur les pieux**

$$\lambda L = 2,96 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1,17 \\ X_{\phi}^M = 1,49 \end{cases}$$

Effort tranchant en tête du pieu

ELS :  $\bar{P} = 478.76$  kN

ELU :  $\bar{P} = 603.70$  kN

Moments fléchissant

ELS :  $\bar{M} = -1650,27$  kN.m ; N = 2968.69 KN

ELU :  $\bar{M} = -2080,94$  kN.m ; N = 3947.86 KN

### ❖ Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

#### Section d'acier

- Avec Robot expert  $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$  Donc : on prend 24 HA25 ( $A_s = 117,81 \text{ cm}^2$ ).

#### Cerces transversales

- Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

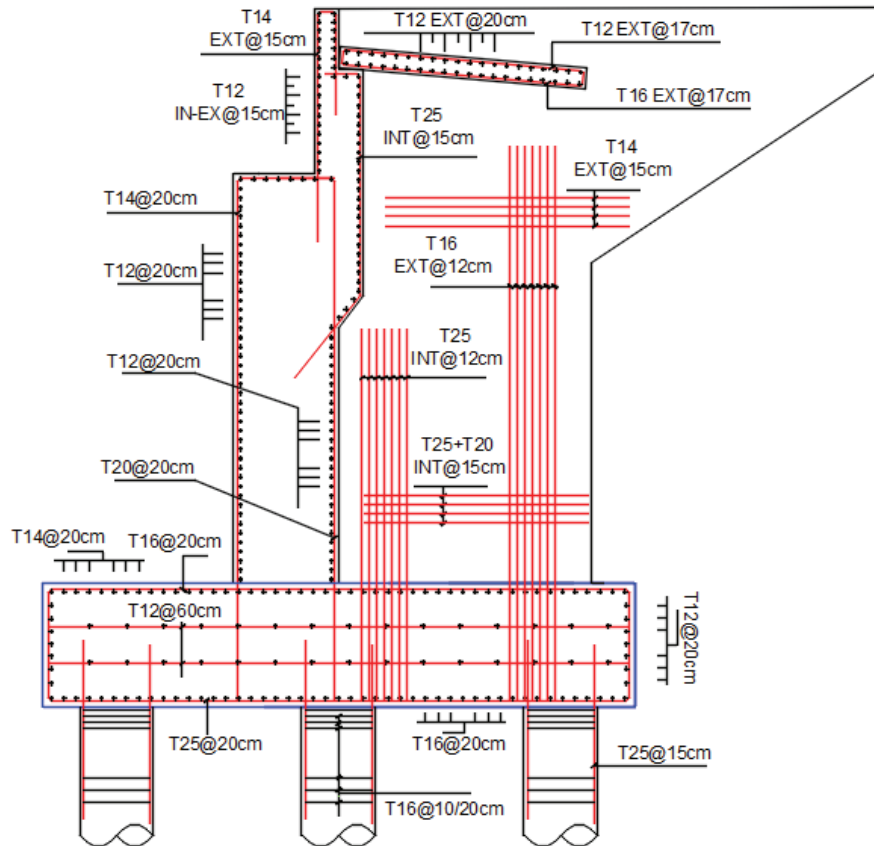


Figure VII.11-Ferrailage des pieux

## VII.4. CONCLUSION

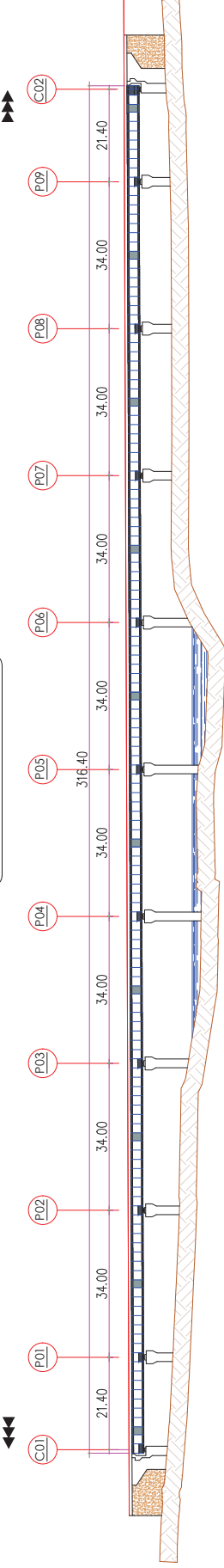
L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat ,d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.



VERS BOUGHEZOUL

COUPE LONGITUDINALE Ech. 1/1000

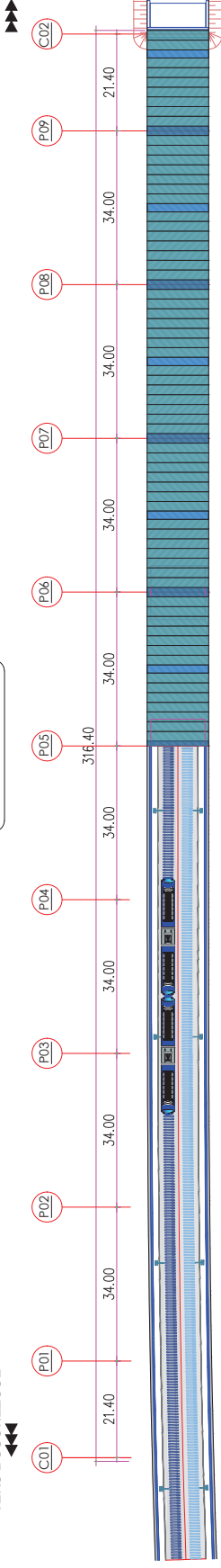
VERS DJELFA



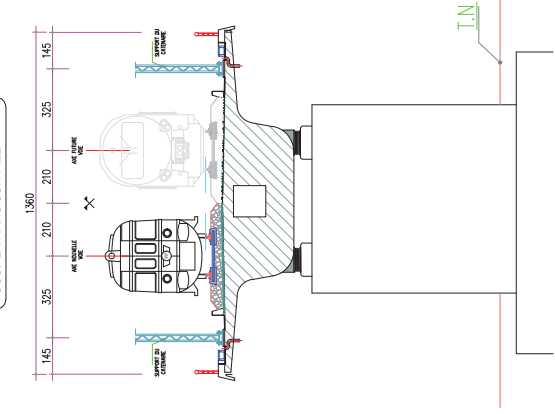
VERS BOUGHEZOUL

VUE EN PLAN Ech. 1/1000

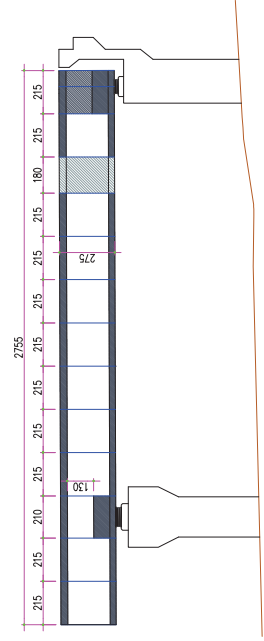
VERS DJELFA



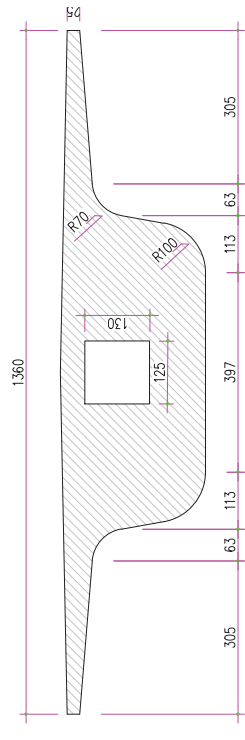
COUPE TRANS SUR PILE Ech. 1/1000



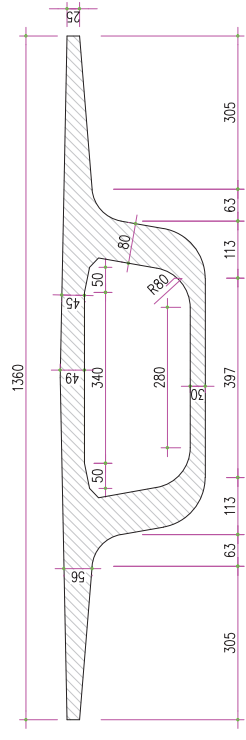
DECOUPAGE DES VS Ech. 1/1000



COUPE TRANS VSP Ech. 1/1000



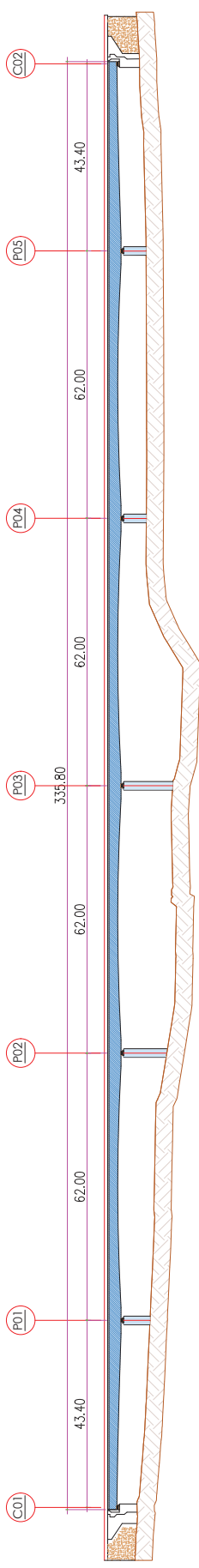
COUPE TRANS VSC Ech. 1/1000



VERS BOUGHEZOUL  
←←←

VUE EN PLAN Ech. : 1/1000

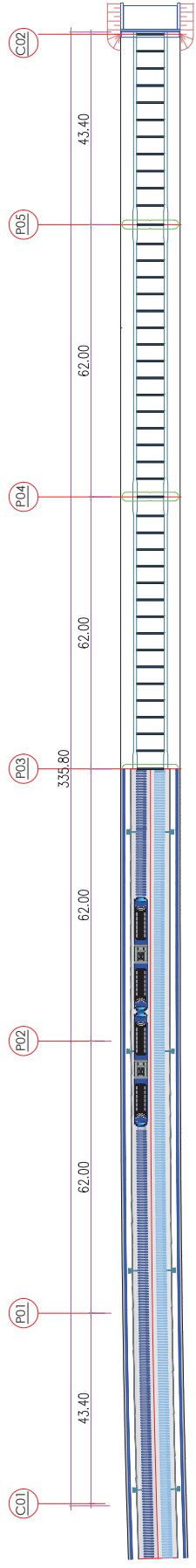
VERS DJELFA  
→→→



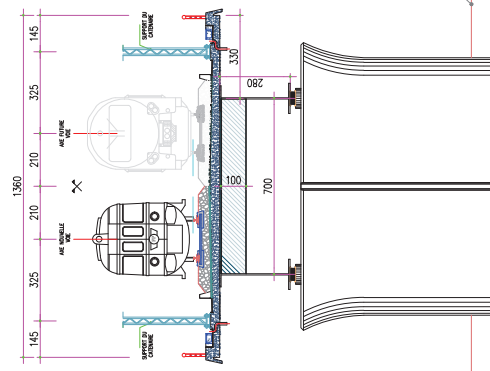
VERS BOUGHEZOUL  
←←←

VUE EN PLAN Ech. : 1/1000

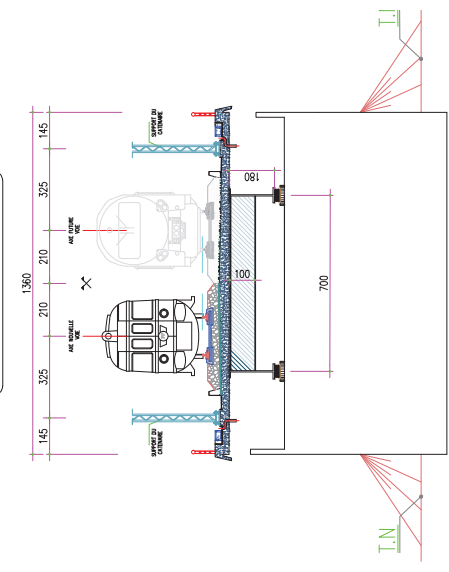
VERS DJELFA  
→→→



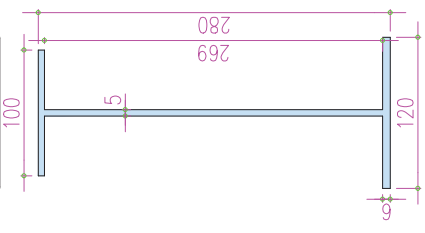
COUPE TRANS SUR PILE Ech. 1/200



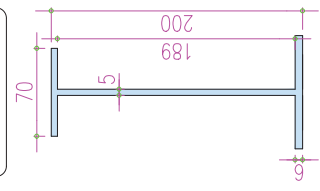
COUPE TRANS SUR CULEE Ech. 1/200



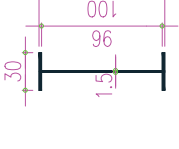
COUPE POUR LE SUP-PILE Ech. 1/40



COUPE POUR LE TRAVÉE Ech. 1/40



PIECES DE PONT Ech. 1/40



## CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part

Cette dernière constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations.

Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées. La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doivent être le fruit de notre conception, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu (optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les délais de réalisation, les gabarits du site à franchir et la nature de son sol support et son hydrologie...).

A la base de tous ces paramètres, Nous devons faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

## BIBLIOGRAPHIE

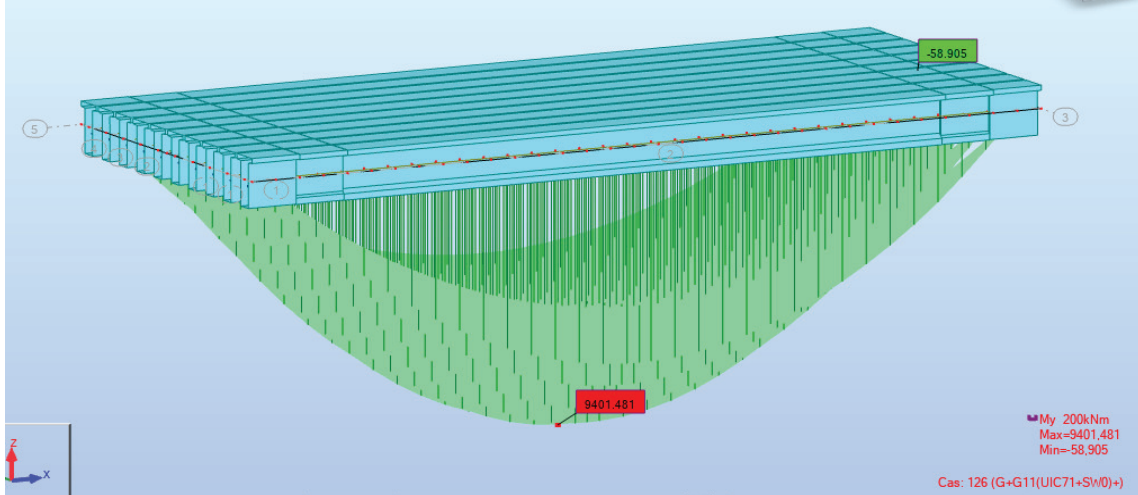
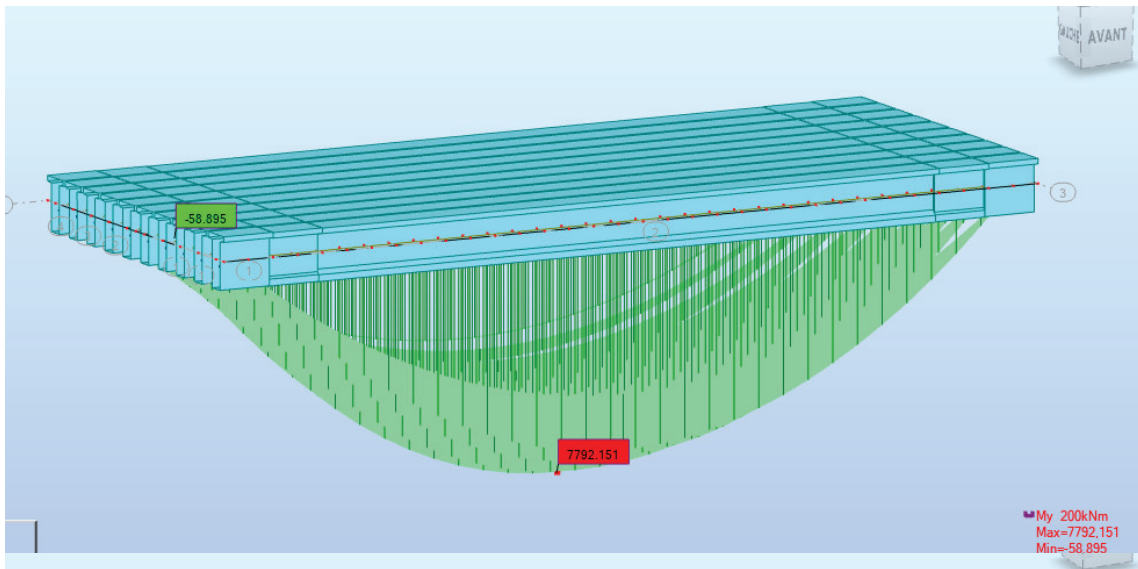
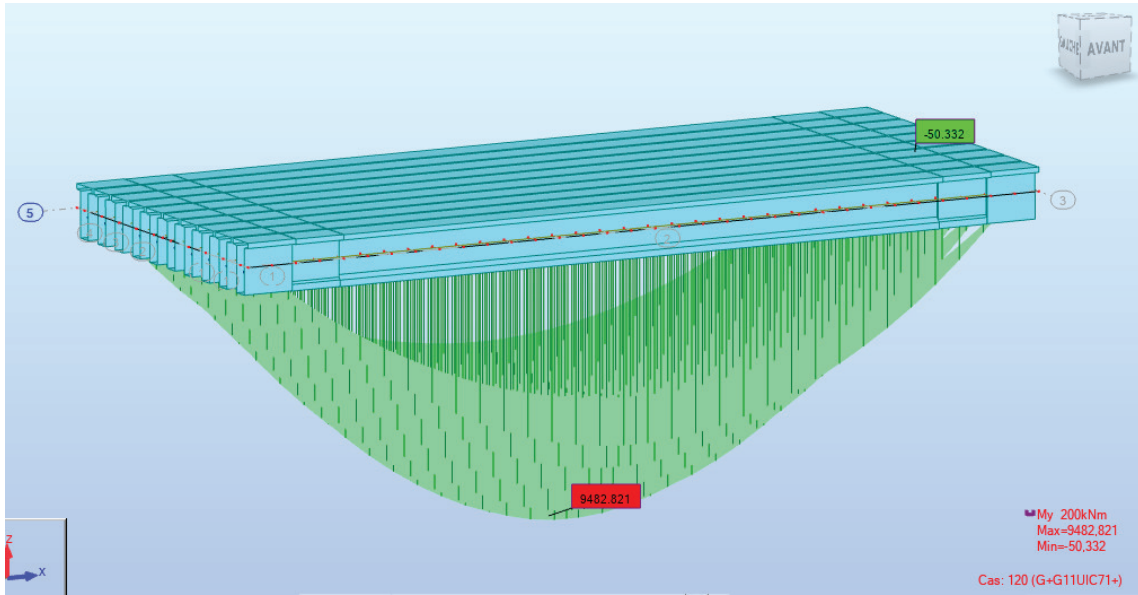
- [1] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008
- [2] Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.
- [3] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [4] Document SETRA, Guide de conception, ponts en béton précontrainte construits par encorbellements successifs, SETRA 2003
- [5] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [6] La précontrainte FREYSSINET, le système de l'inventeur du béton précontrainte. [8] CODE UIC, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails / 5e Edition Août 2006.
- [7] Document SNCF, *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes*, France, Livret 2.01. Février 1995.
- [8] Béton précontraint, par **Robert CHAUSSIN** Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- [9] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [10] HENRY THONIER, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC France, 1985 [15] Code UIC, directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts rails [16] Jean-Armand CALGARO, *projet et construction des ponts*, ENPC France, 2000.
- [11] Etude détaillée d'un tronçon de 11 km de la nouvelle ligne ferroviaire Djelfa-Laghouat avec conception et étude d'un pont–rail Présenté par : M. BENAMARA Abdeslam et M. BENAIMECHE Mohamed Amine / promotion 2017 DMS.
- [12] Ponts courants en zone sismique ,guide de conception ,SETRA



# Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.

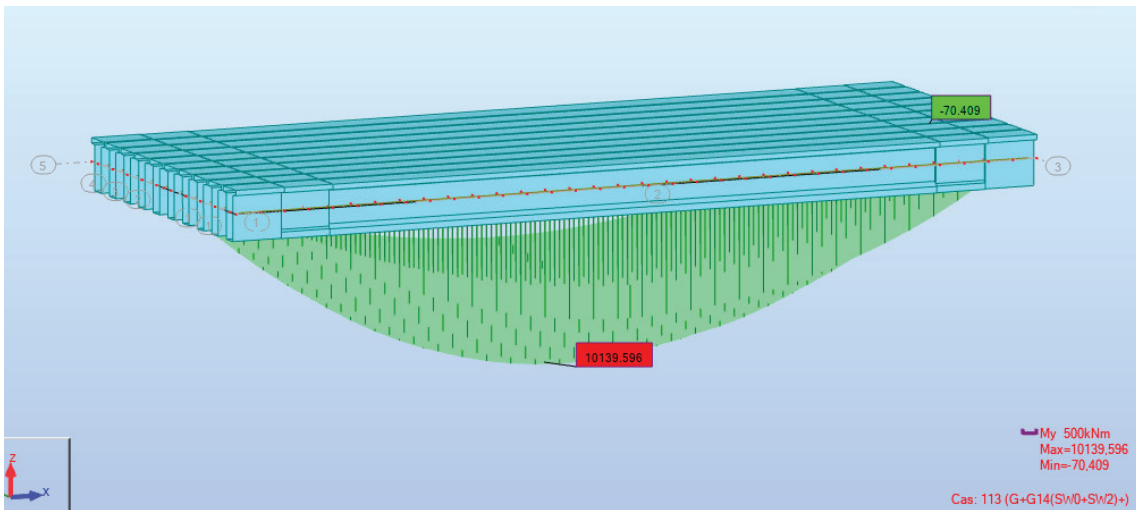
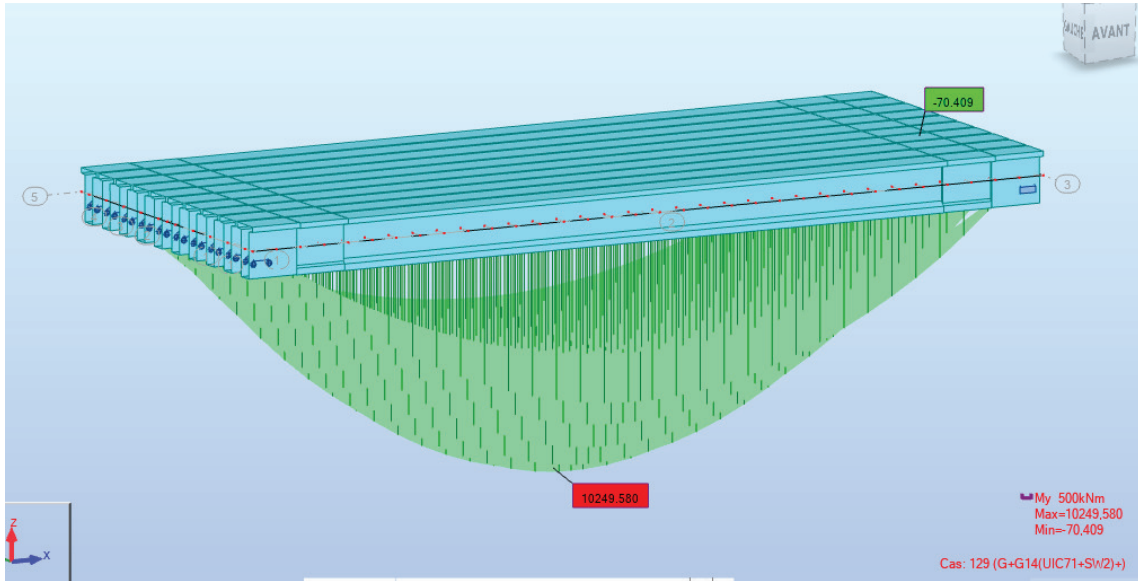
## 1. DIAGRAMMES DES MOMENT DU AU COMBINAISON

- A l'ELS

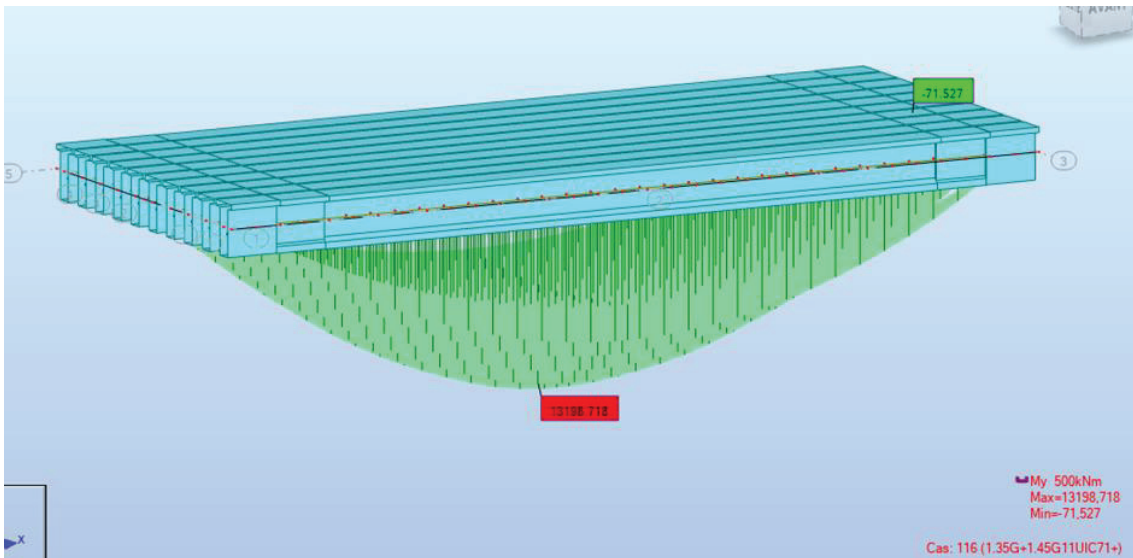




## Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.

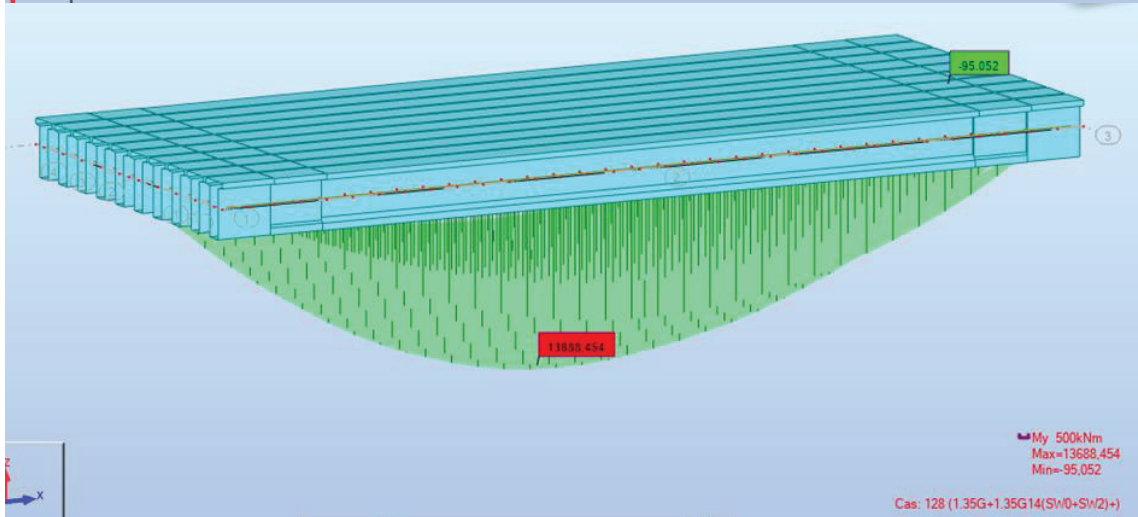
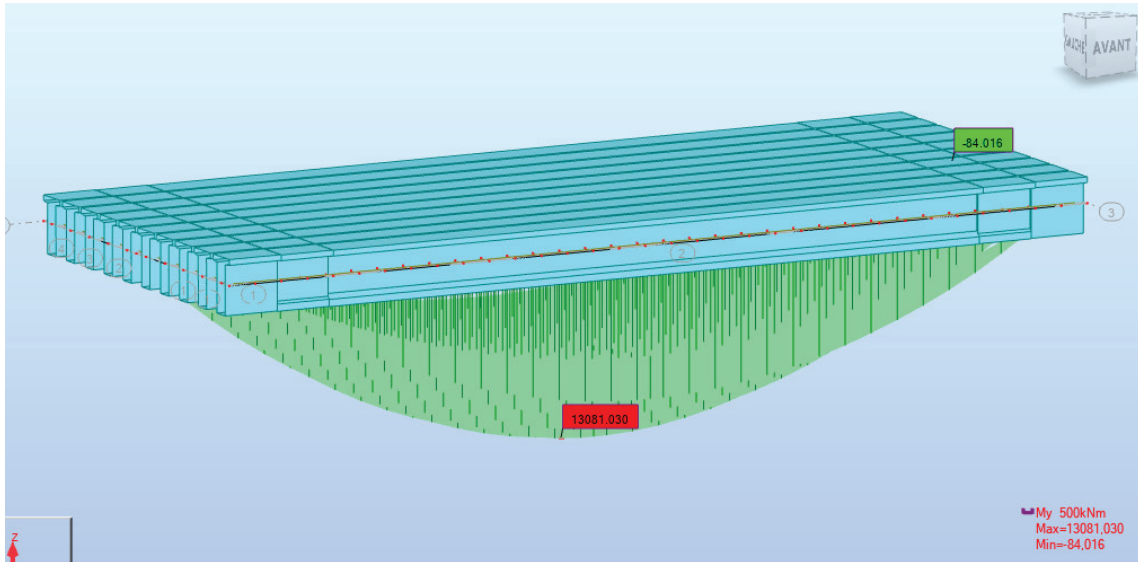
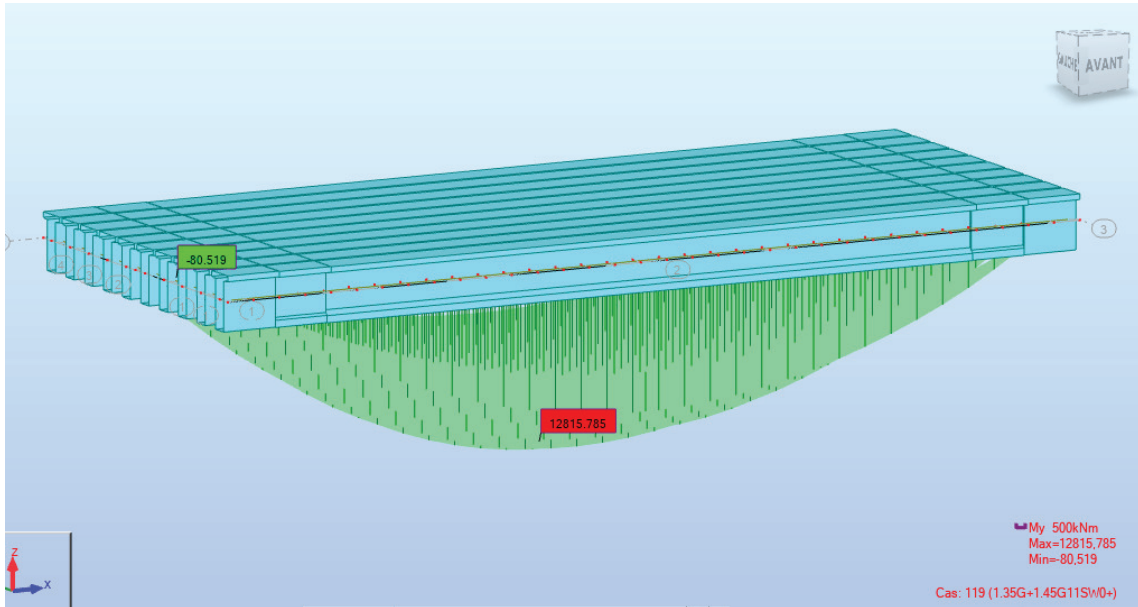


- A P'ELU



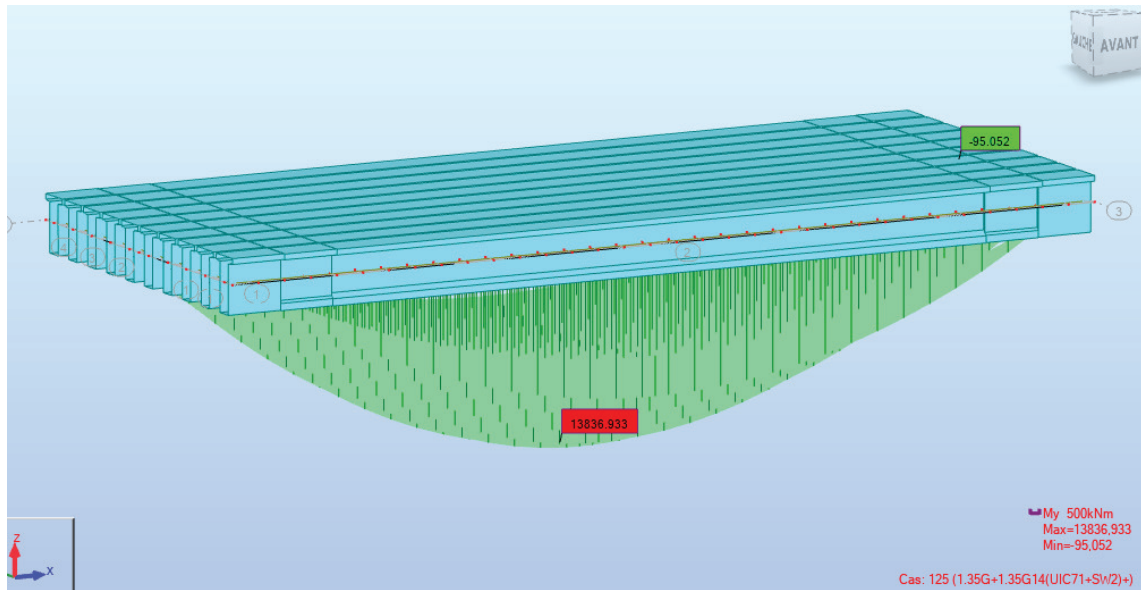


# Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.



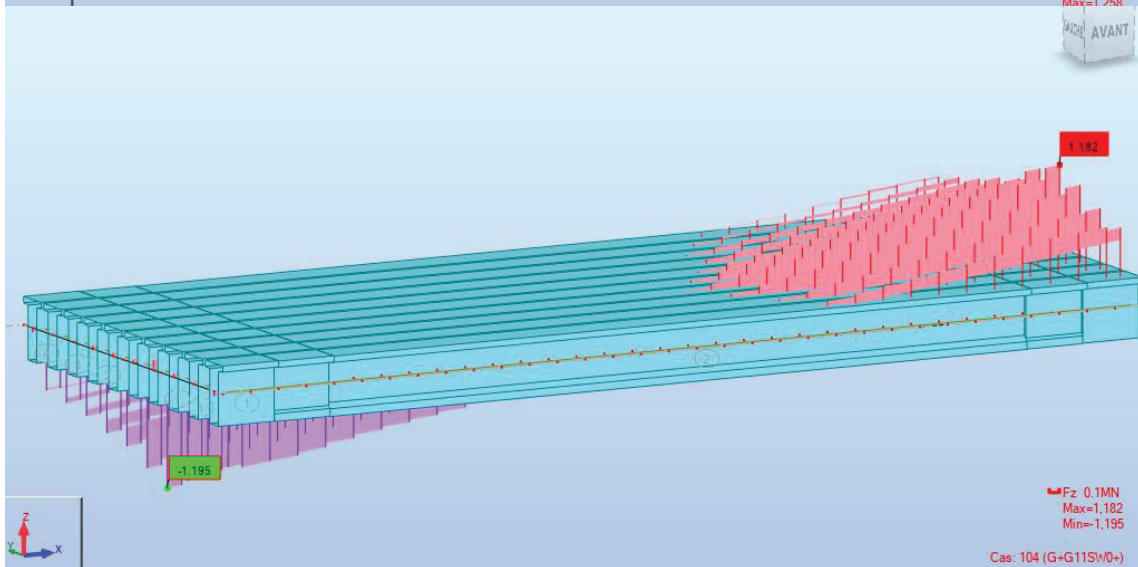
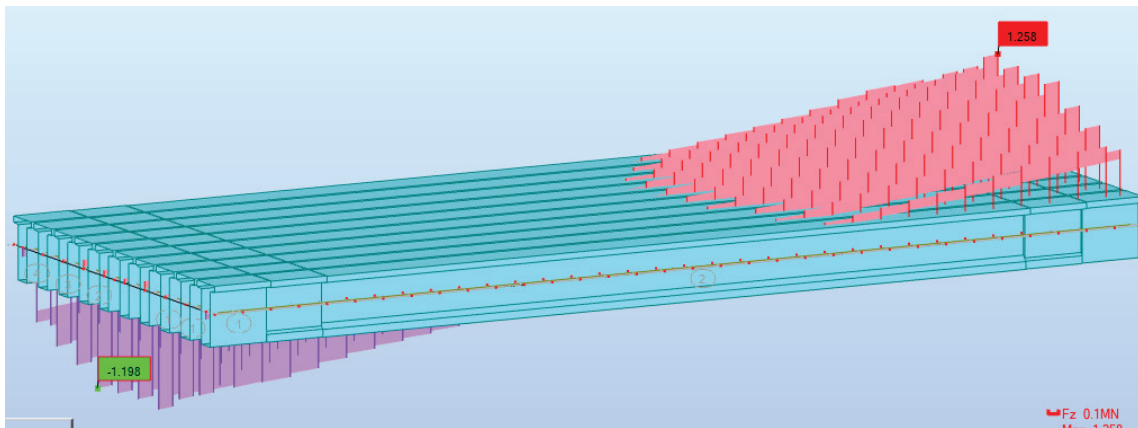


## Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.



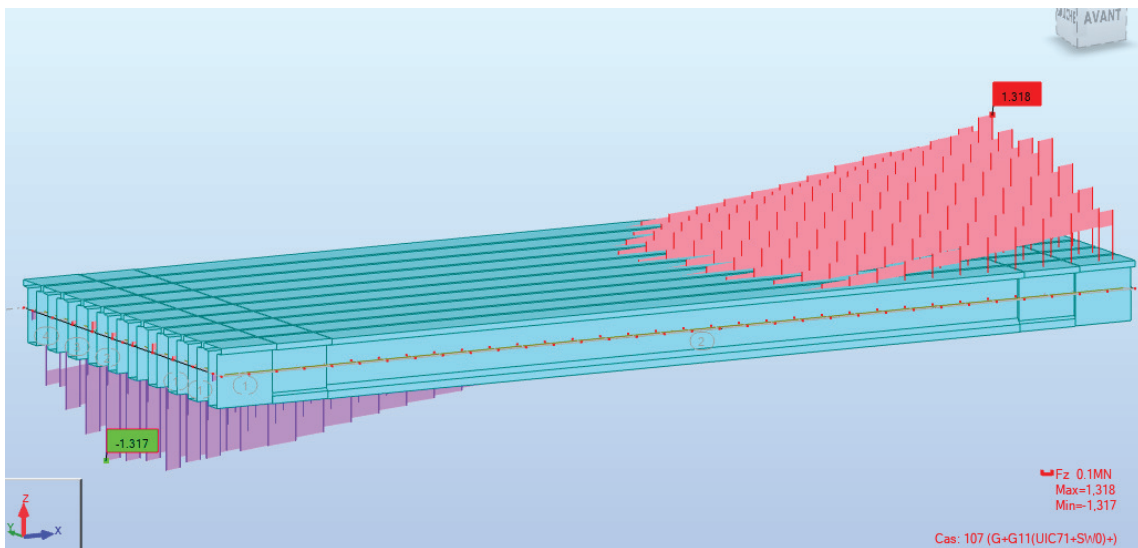
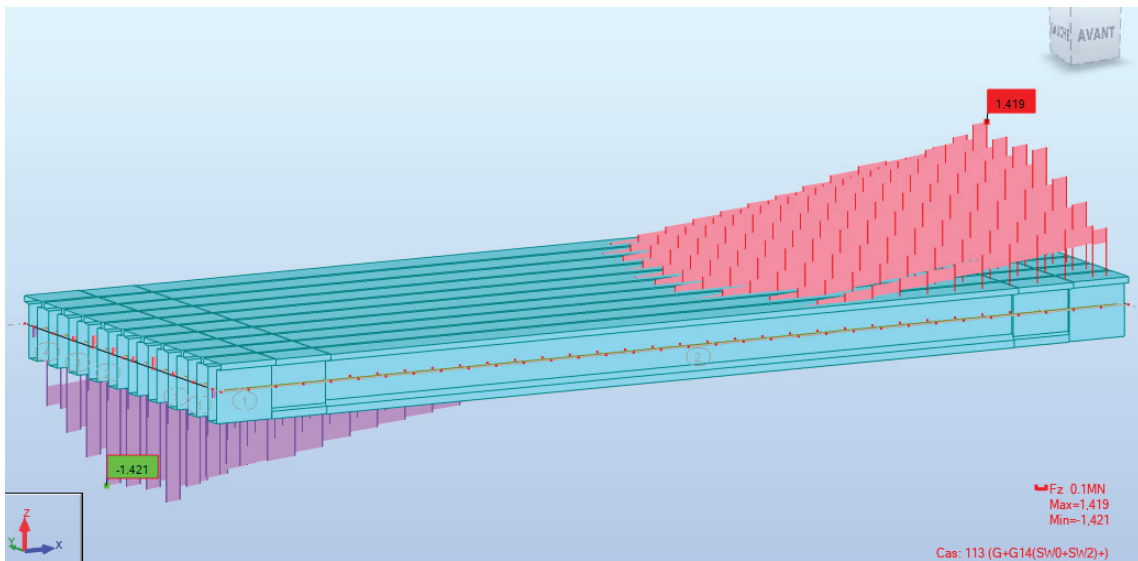
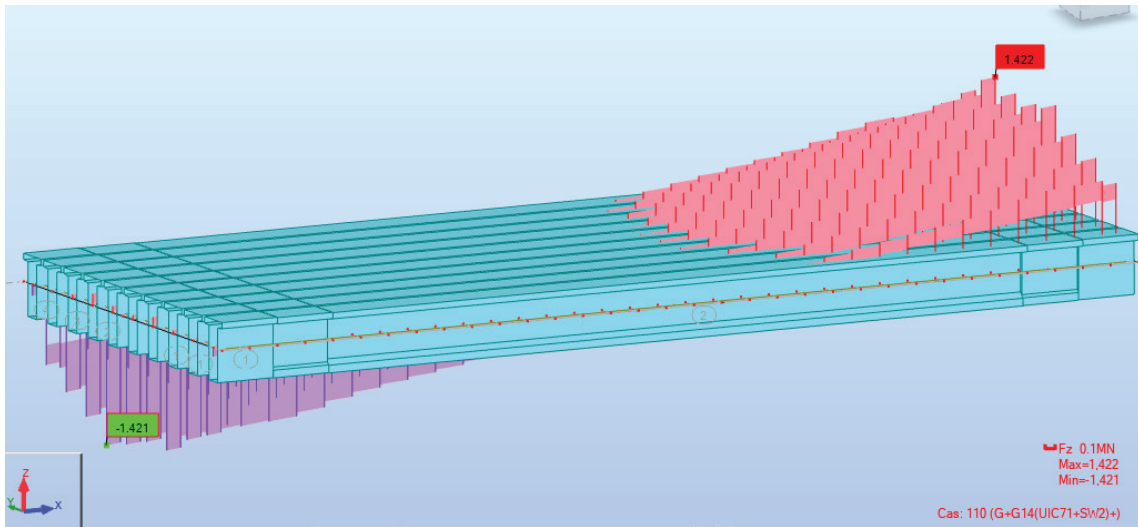
## 2. DIAGRAMME D'EFFORT TRANCHANT

- A P'ELS





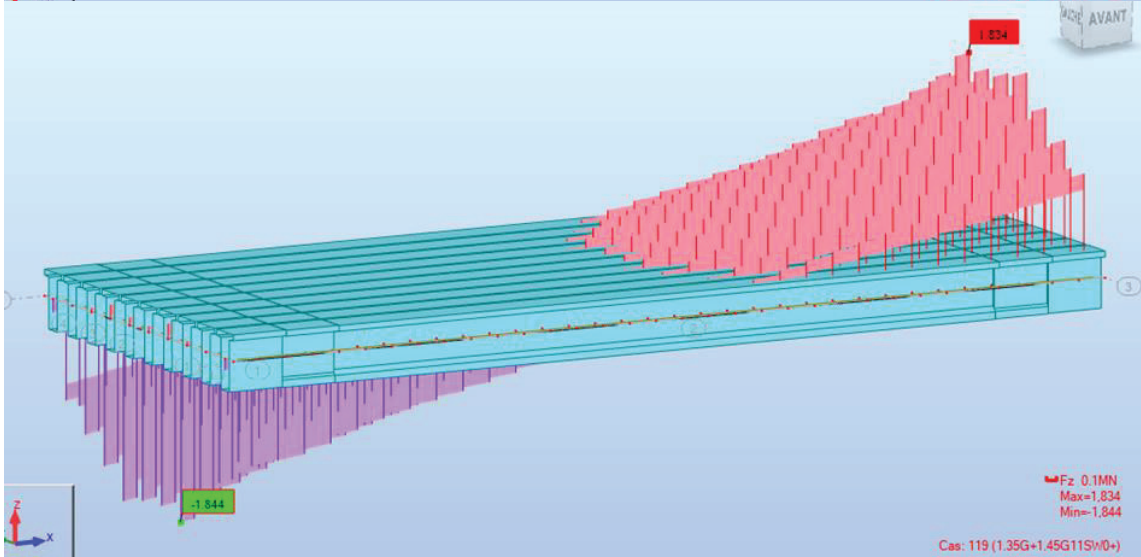
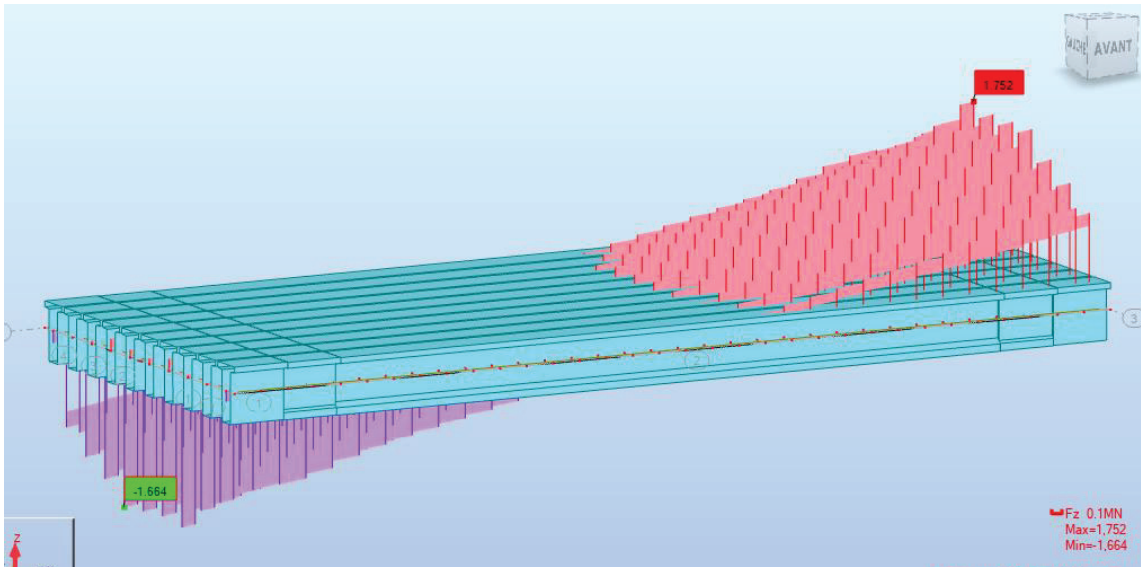
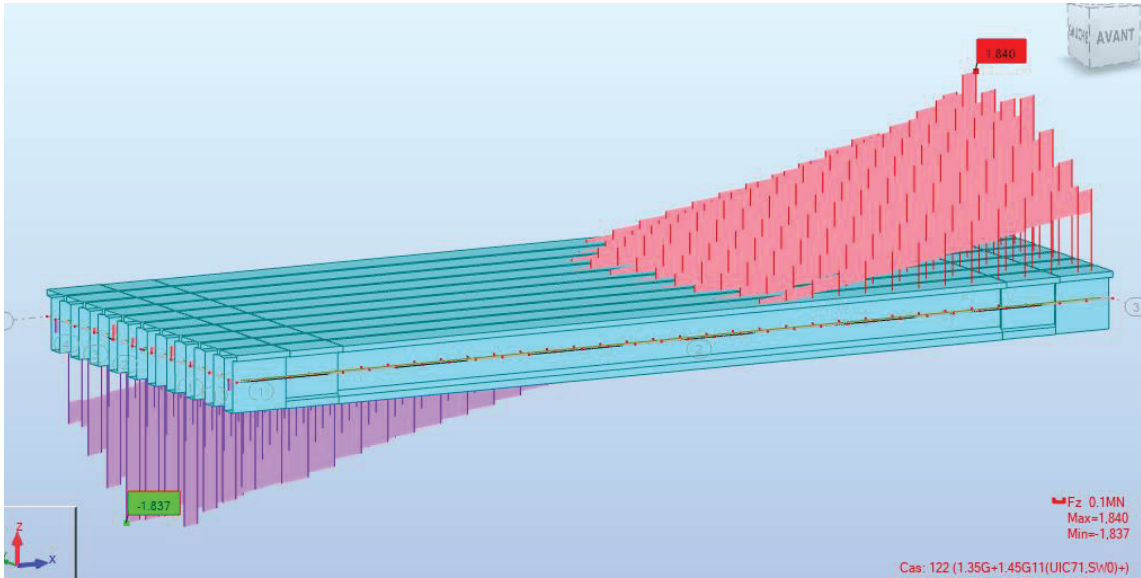
# Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.





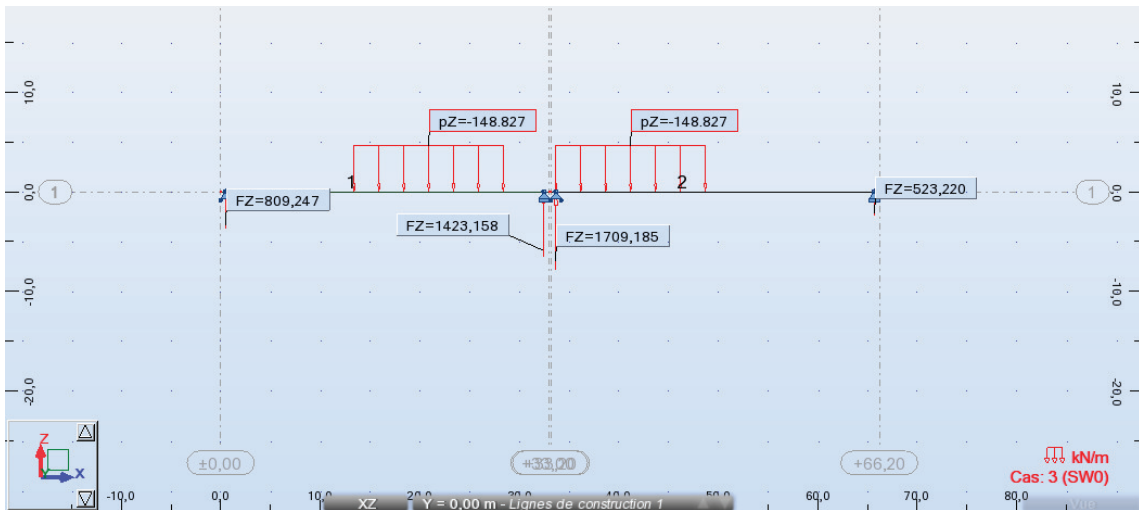
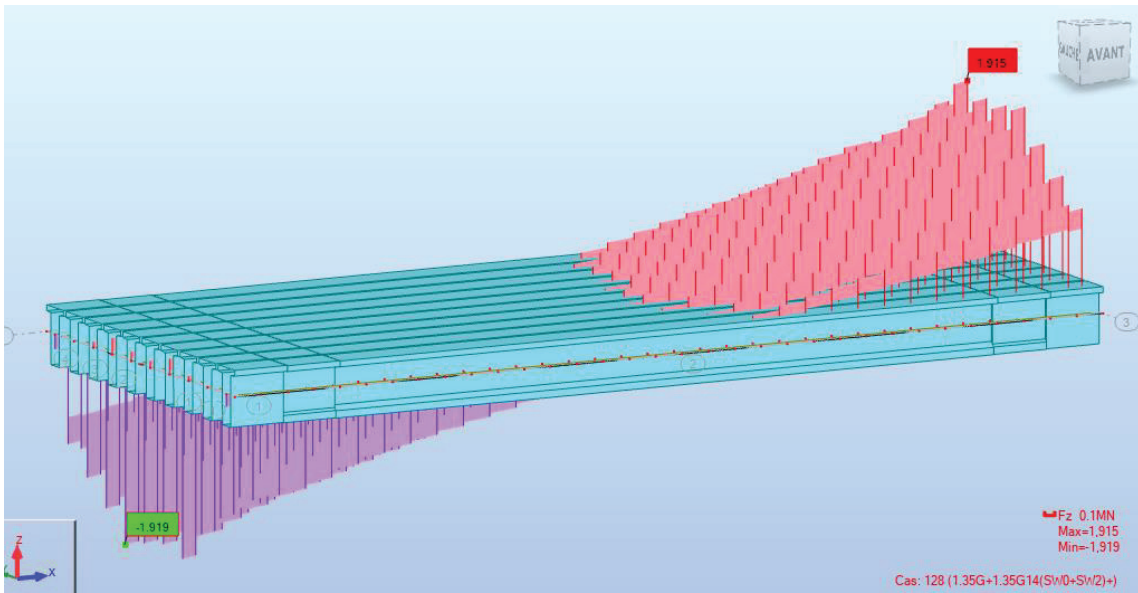
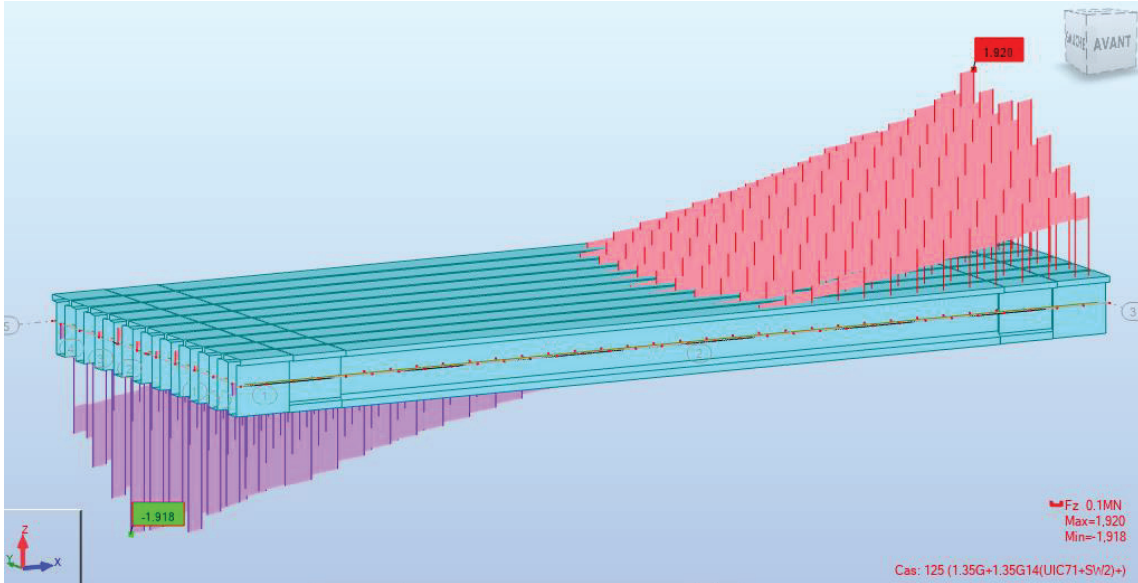
# Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.

- A l'ELU



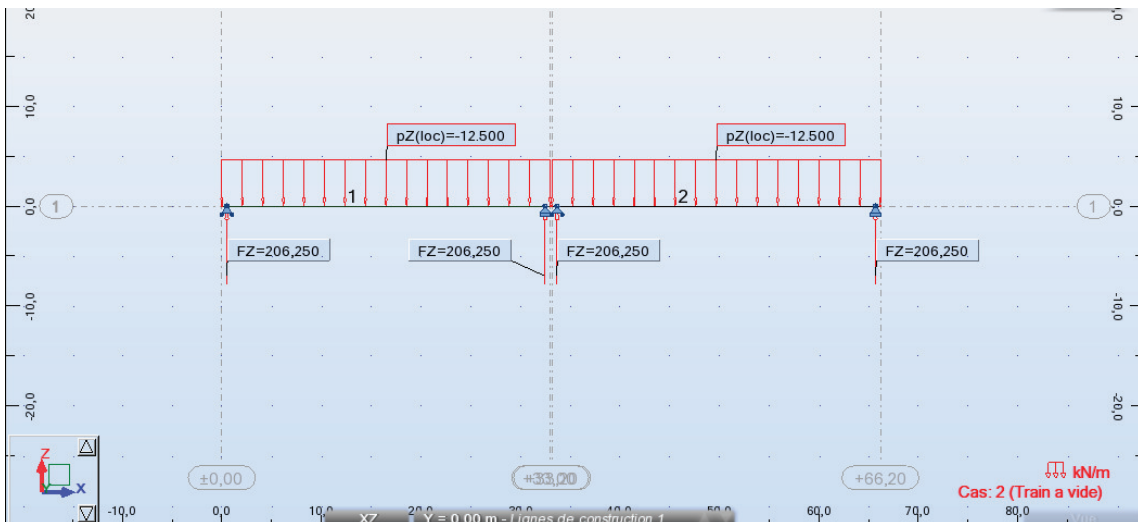
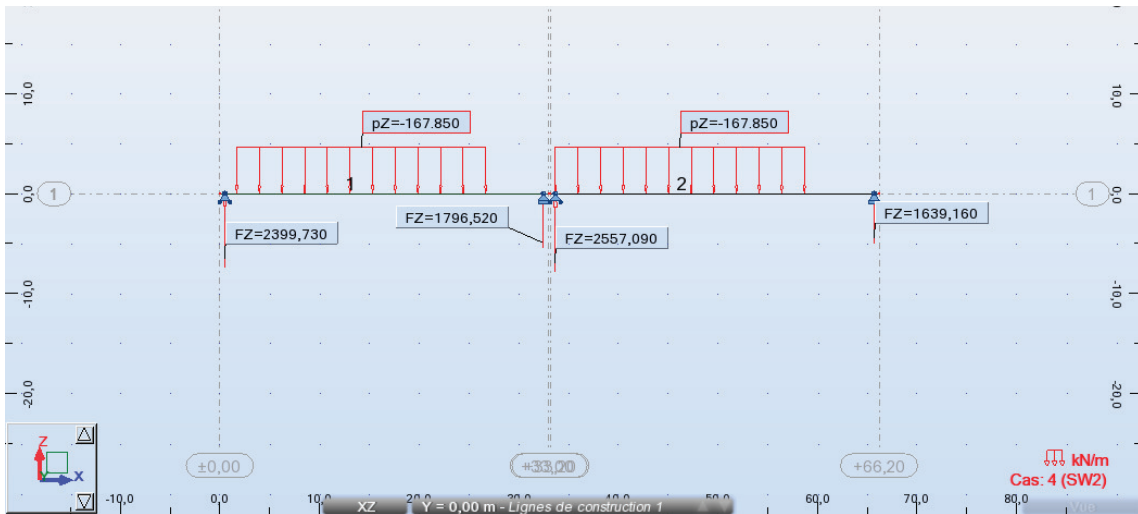
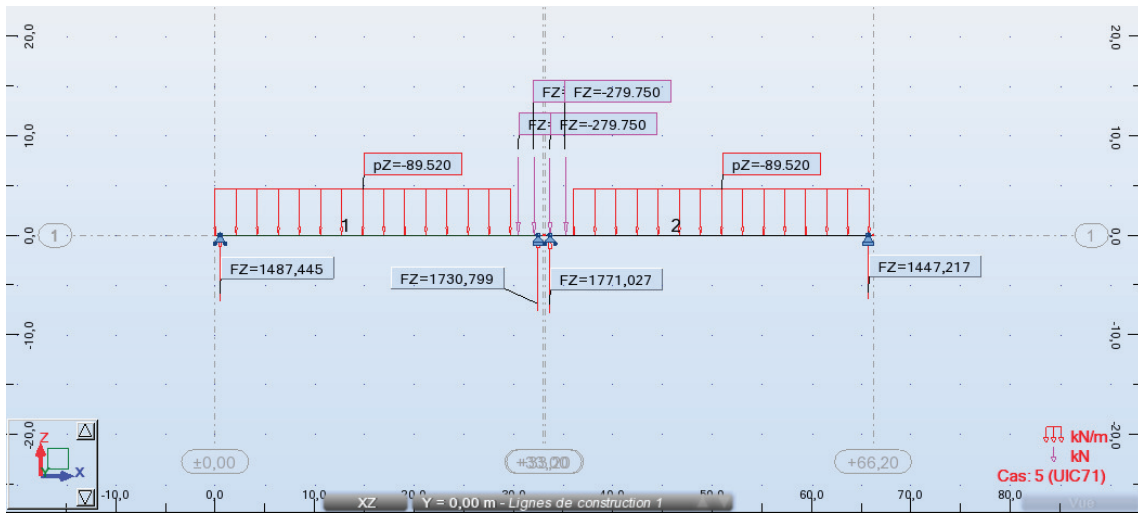


# Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.



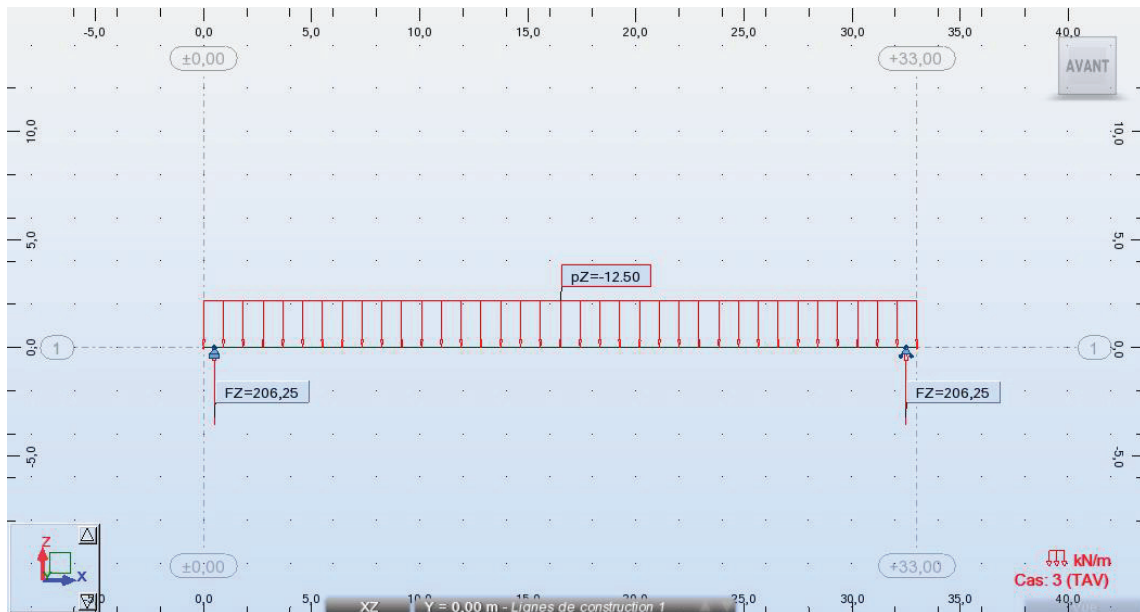
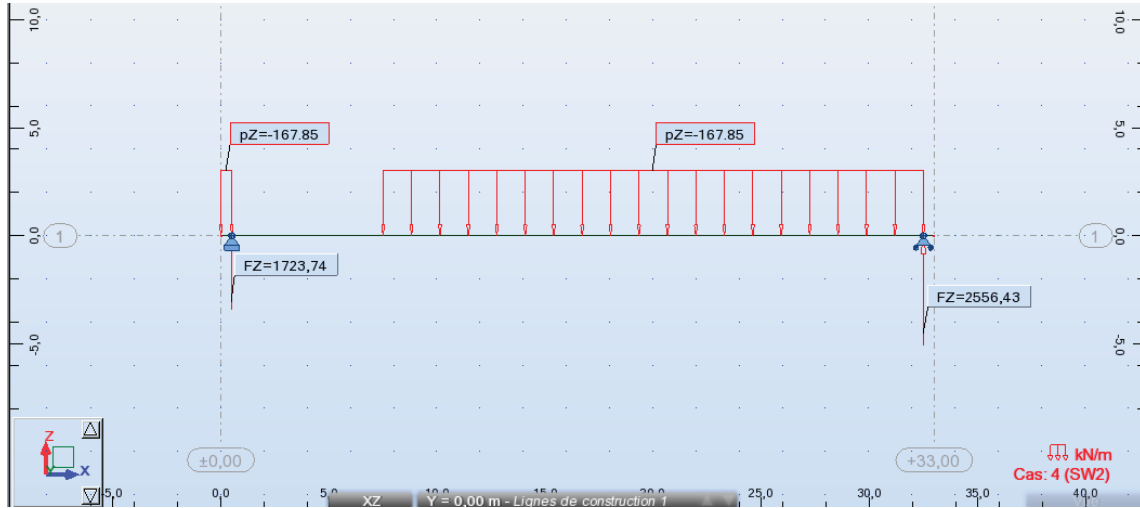
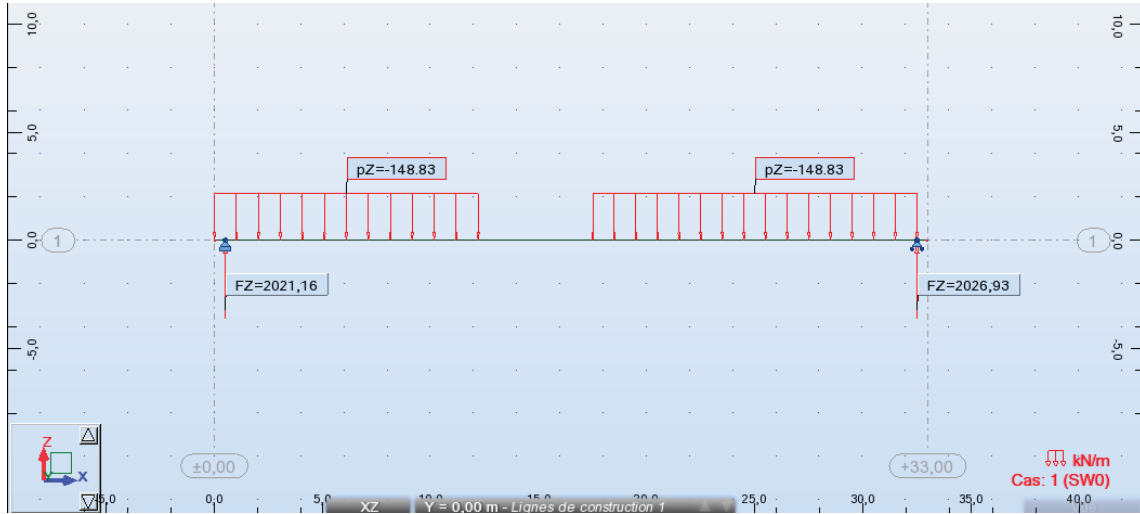
### 3. LES REACTIONS D'APPUIS

- PILE

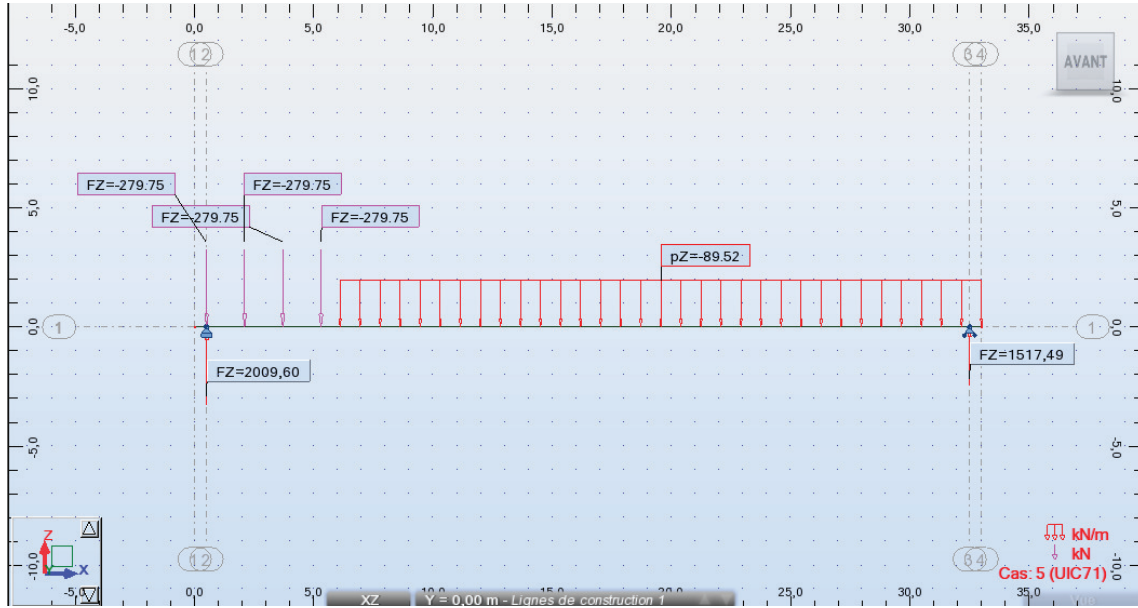


# Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.

- CULEE



## Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts.



**Evaluation des efforts**

• **Charges permanentes**

Poids propre d'une poutre : 747 KN  
 Poids de la dalle = 2822 KN  
 Poids Eentretoises = 181,44 KN  
 CCP = 4127,023 KN

<b>G = 14600,5 KN</b>
-----------------------

L =	<b>33</b>	m
La porté =	<b>32</b>	m
Nbr poutres =	<b>10</b>	m
Epaiceur dalle =	<b>0,25</b>	m
Largeur dalle =	<b>13,6</b>	m

• **Réactions max des appuis au niveau de la pile et de la culée**

Charge	Culée	Pile
Rg	7300,23	14600,46
RUIC71	2009,60	3501,83
Rsw0	2026,93	3132,34
Rsw2	2556,43	4353,61
Rsv	206,25	412,50

Groupe	Culée	Pile
G11	4053,86	7003,65
G12	4053,86	7003,65
G13	4053,86	7003,65
G14	4583,36	7855,44

**Calcul sismique / Selon RPOA.**

• **Composante longitudinale**

➤ **Détermination de la raideur longue de la structure**

Piles	H <sub>moy</sub>	D	I	n Fût	k <sub>Fût</sub>
	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )		(MN/m)
P1	<b>8,9</b>	2	0,79	3	330,72
P2	11,1	2	0,79	3	170,47
P3	13,6	2	0,79	3	92,68
P4	14,7	2	0,79	3	73,40
P5	<b>15</b>	2	0,79	3	69,08
P6	14,1	2	0,79	3	83,17
P7	8	2	0,79	3	455,36
P8	8	2	0,79	3	455,36
P9	8	2	0,79	3	455,36
K <sub>a-app</sub> =	2,95	(MN/m)			

Piles	$k_{Fût}$	$k_{Ap-d'appui}$	$n_{A-Apps}$	$K_P$
	(MN/m)	(MN/m)		(MN/m)
P1	330,72	2,95	20	50,12
P2	170,47	2,95	20	43,87
P3	92,68	2,95	20	36,08
P4	73,40	2,95	20	32,73
P5	69,08	2,95	20	31,84
P6	83,17	2,95	20	34,54
P7	455,36	2,95	20	52,29
P8	455,36	2,95	20	52,29
P9	455,36	2,95	20	52,29

Culées	$k_{Ap-d'appui}$	$n_{A-Apps}$	$K_P$
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,95	10	29,54
C2	2,95	10	29,54

$K_{lon} =$	445,15	(MN/m)
-------------	--------	--------

➤ **Détermination des actions longitudinales**

Classification de l'ouvrage : Groupe 2 (ouvrage très important)

Zone sismique classée (zone I)

D'ou A : coefficient d'accélération de zone soit :  $A = 0,12$

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} A * S * g * (1 + (T/T_1) * (2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * A * \eta * S * g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * A * \eta * S * g * (T_2/T) & T_2 \leq T \leq 0.3 \text{ s} \\ 2.5 * A * \eta * S * g * (3T_2/T^2) & T \geq 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

**Avec :**

A : coefficient d'accélération de zone soit  $A = 0,12$

S : coefficient de site  $S = 1,10$

$T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit,

**$T_1 = 0,15s$  et  $T_2 = 0,40s$  pour un site S2**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement soit :  $\eta = 1$

➤ Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad T = 1,14s$$

➤ Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier

On a :  $T_2=0,4 < T= 1.14 < 3,00s$

Donc  $S_a$  est donnée par la 3<sup>ème</sup> branche

$$S_a = 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (T_2/T)$$

$$S_a = 1,14 \text{ m/s}^2$$

➤ Effort total

$$F_{long} = M \cdot S_a \quad F_{long} = 16623,36 \text{ KN}$$

➤ Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

$$d_{long} = 0,037 \text{ m}$$

• Composante Transversale

➤ Détermination de la raideur trans de la structure :

Piles	$H_{moy}$	I	$k_{Fût}$
	(m)	(m <sup>4</sup> )	(MN/m)
P1	8,9	129,59	18198,54
P2	11,1	129,59	9380,75
P3	13,6	129,59	5100,23
P4	14,7	129,59	4038,82
P5	15	129,59	3801,31
P6	14,1	129,59	4576,67
P7	8	129,59	25057,44
P8	8	129,59	25057,44
P9	8	129,59	25057,44

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

$$k_{A-APP} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

$$k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

## ANNEXE B. Tableaux EXEL

Appui	$k_{Füt}$	$k_{Ap-d'appui}$	$n_{A-Apps}$	K	M	T	sa	Fi
	(MN/m)	(MN/m)		(MN/m)	Kg	s	m/s <sup>2</sup>	KN
P1	18198,54	2,95	20	58,89	1 649 278,82	1,0510	1,2321	2 032,06
P2	9380,75	2,95	20	58,71	1 657 913,82	1,0553	1,2270	2 034,28
P3	5100,23	2,95	20	58,40	1 667 726,32	1,0612	1,2202	2 034,95
P4	4038,82	2,95	20	58,23	1 672 043,82	1,0642	1,2168	2 034,52
P5	3801,31	2,95	20	58,17	1 673 221,32	1,0651	1,2158	2 034,32
P6	4576,67	2,95	20	58,32	1 669 688,82	1,0626	1,2187	2 034,82
P7	25057,44	2,95	20	58,94	1 645 746,32	1,0494	1,2340	2 030,78
P8	25057,44	2,95	20	58,94	1 645 746,32	1,0494	1,2340	2 030,78
P9	25057,44	2,95	20	58,94	1 645 746,32	1,0494	1,2340	2 030,78
C1/C2		2,95	10	29,54	1 614 346,32	1,4681	0,8820	1 423,89

Appui	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
C1	1103,07	1 423,89	0	1 530,23	1 754,81	0,00
P1	1871,78	2 032,06	0	2 481,39	2 593,59	0,00
P2	1638,37	2 034,28	0	2 248,65	2 525,79	0,00
P3	1347,35	2 034,95	0	1 957,83	2 439,15	0,00
P4	1222,30	2 034,52	0	1 832,66	2 401,21	0,00
P5	1189,17	2 034,32	0	<b>1 799,46</b>	<b>2 391,07</b>	0,00
P6	1289,90	2 034,82	0	1 900,35	2 421,79	0,00
P7	1952,79	2 030,78	0	2 562,02	2 616,61	0,00
P8	1952,79	2 030,78	0	2 562,02	2 616,61	0,00
P9	1952,79	2 030,78	0	2 562,02	2 616,61	0,00
C2	1103,07	1 423,89	0	1 530,23	1 754,81	0,00

**Etude sismique des piles**

• Evaluation des efforts

Désignation	N (KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FHL/o</sub>	M <sub>FHT/o</sub>
Chevetre	61,20	204,00	204,00	0,00	16,00	0,00	3264,00	3264,00
Fûts	110,27	367,57	367,57	0,00	8,50	0,00	3124,31	3124,31
Semelle	142,56	475,20	475,20	0,00	1,00	0,00	475,20	475,20
Seisme Tablier	0,00	1799,46	2391,07	0,00	17,00	0,00	30590,88	40648,26
0.4 * HT°+Hf+r	/	205,59	0,00	/	17,00	/	3494,99	0,00
Fresultante(1+kv)	314,03	2081,78	2610,16	0,00	31351,39	41223,64	72575,03	
Fresultante(1-kv)	314,03	2081,78	2610,16	0,00	31351,39	41223,64	72575,03	

Poids permanent(G)	14600,46	205,59	0,00	0,00	3494,99	0,00	3494,99
G+0,3G11+Fvl+0,4T	16701,56	730,29	0,00	0,00	12414,89	0,00	12414,89
G+0,3G12+Fvl+0,4T	16701,56	467,94	0,00	0,00	7954,94	0,00	7954,94
G+0,3G15+Fvl+0,4T	16701,56	730,29	0,00	0,00	12414,89	0,00	12414,89
G+0,3G14+Fvl+0,4T	16957,09	710,49	0,00	0,00	12078,29	0,00	12078,29

• Détermination des efforts sismiques

	EL	ET	EV	E1	E2	E3
HL	2081,775	0	0	2081,78	624,53	624,53
HT	0	2610,164	0	783,05	2610,16	783,05
ML	31351,389	0	0	31351,39	9405,42	9405,42
MT	0	41223,642	0	12367,09	41223,64	12367,09
N	0	0	314,030	94,21	94,21	314,03

• Calcul MNT

<b>N</b>	25774,356	25774,356	25994,18	25330,40	25330,403	25110,58
<b>H<sub>max</sub></b>	2919,052	2940,832	1564,83	2033,04	2643,571	888,08
<b>M<sub>max</sub></b>	45480,020	46642,411	25081,28	30478,25	41645,189	13706,86

• Détermination le nombre du pieux

B=	6		
$R_{min} =$	$(N/n) - \{My_i / Sy_i^2\}$		
$R_{max} =$	$(N/n) + \{My_i / Sy_i^2\}$		
n=	8		
y1=	1,8	nbre de pieux par file1=	4
y2=	-1,8	nbre de pieux par file2=	4

• Détermination des réactions max et min

<b>R<sub>max</sub></b>	<b>6380,13</b>	<b>6460,85</b>	<b>4991,03</b>	<b>5282,85</b>	<b>6058,33</b>	<b>4090,69</b>
<b>R<sub>min</sub></b>	<b>63,46</b>	<b>-17,26</b>	<b>1507,52</b>	<b>1049,75</b>	<b>274,27</b>	<b>2186,96</b>

**Etude de fut**

• Géométrie

	H(m)	B(m)	L(m)
chevêtre	2,00	2,50	13,60

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	13,00	3,00	2,00

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Fûts	3063,05	/	0,00	6,50	0,00	/
chevêtre	1700,00	/	0,00	14,00	0,00	/
G Tablier	14600,46	/	0,00	15,00	0,00	/
Hf+r	/	177,23	/	15,00	/	2658,46
HT°	/	70,89	/	15,00	/	1063,38

Somme	19363,52	219,77	/	/	0,00	3296,49
-------	----------	--------	---	---	------	---------

G11	7003,65	1749,00	0,00	15,00	0,00	26235,00
G12	7003,65	874,50	0,00	15,00	0,00	13117,50
G13	7003,65	1749,00	0,00	15,00	0,00	26235,00
G14	7855,44	1683,00	0,00	15,00	0,00	25245,00

• Combinaison à ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	Nfut	Hfut	Mfut
<b>G</b>	19363,52	219,77	3296,49	0,00	3296,49	6454,51	73,26	1098,83
<b>G+G11+F<sub>vt</sub>+0,6T</b>	26367,17	1968,77	29531,49	0,00	29531,49	8789,06	656,26	9843,83
<b>G+G12+F<sub>vt</sub>+0,6T</b>	26367,17	1094,27	16413,99	0,00	16413,99	8789,06	364,76	5471,33
<b>G+G13+F<sub>vt</sub>+0,6T</b>	26367,17	1968,77	29531,49	0,00	29531,49	<b>8789,06</b>	<b>656,26</b>	<b>9843,83</b>
<b>G+G14+F<sub>vt</sub>+0,6T</b>	27218,95	1902,77	28541,49	0,00	28541,49	9072,98	634,26	9513,83

• Combinaison à ELU

	N	H	MH	MV	ΔM	Nfut	Hfut	Mfut
<b>P.perm</b>	26140,75	303,06	4545,97	0,00	4545,97	8713,58	101,02	1515,32
<b>1,35G+1,45G11+1,35F<sub>VI</sub>+0,9T</b>	36296,04	2839,11	42586,72	0,00	42586,72	12098,68	946,37	14195,57
<b>1,35G+1,45G12+F<sub>VI</sub>+0,9T</b>	36296,04	1571,09	23566,34	0,00	23566,34	12098,68	523,70	7855,45
<b>1,35G+1,45G13+1,35F<sub>VI</sub>+0,9T</b>	36296,04	2839,11	42586,72	0,00	42586,72	<b>12098,68</b>	<b>946,37</b>	<b>14195,57</b>
<b>1,35G+1,35G14+1,35F<sub>VI</sub>+0,9T</b>	45894,85	2575,11	38626,72	0,00	38626,72	15298,28	858,37	12875,57

**Etude statique de la culée**

• Evaluation des efforts

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
MGG	591,600	/	-0,049	9,806	-28,929	/
Mur frontal	4159,900	/	-0,775	5,492	-3223,923	/
Mur en retour	1959,636	/	3,093	7,425	6061,938	/
Semelle	6528,000	/	0,000	1,000	0,000	/
DDT	416,500	/	2,007	10,370	835,832	/
Poids des terres sur talon	10050,36	/	2,496	<b>6,483</b>	25089,719	/
Poussées des terres	/	5101,371	/	-3,783	/	-19300,19
<i>Poussées 1t/m<sup>2</sup></i>	0,000	453,546	/	-5,675	0,000	-2573,874

<i>Tablier</i>	7300,232	0,000	0,000	-8,660	0,000	/
<i>G11</i>	4053,860	874,500	0,000	-8,660	0,000	-7573,170
<i>G12</i>	4053,860	437,250	0,000	-8,660	0,000	-3786,585
<i>G13</i>	4053,860	874,500	0,000	-8,660	0,000	-7573,170
<i>G14</i>	4583,360	841,500	0,000	-8,660	0,000	-7287,390
<i>Hf+r</i>	/	177,231	/	-8,660	/	-1534,818
<i>HT°</i>		70,892	/	-8,660		-613,927

- **Combinaison à ELS**

	N	H	MH	MV	M	R1	R2	R3
<b>G</b>	31006,228	5865,392	- 24292,010	28734,637	4442,627	2429,594	2738,110	2583,8523
<b>G+G11+FvI+0,6T</b>	35060,088	6739,892	- 27380,658	28734,637	1353,979	2874,661	2968,687	2921,67397
<b>G+G12+FvI+0,6T</b>	35060,088	6302,642	- 27380,658	28734,637	1353,979	2874,661	2968,687	2921,67397
<b>G+G13+FvI+0,6T</b>	35060,088	6739,892	- 27380,658	28734,637	1353,979	2874,661	2968,687	2921,67397
<b>G+G14+FvI+0,6T</b>	35589,588	6706,892	- 27380,658	28734,637	1353,979	2918,786	3012,812	2965,79897

- **Combinaison à ELU**

	N	H	MH	MV	M	1ère file R1	3ème file R3
<b>1,35G</b>	41858,407	7189,915	-28679,8	38791,760	10111,968	3137,091	3839,311
<b>1,35G+1,45G11+1,35FvI+0,9T</b>	47736,504	8457,940	-39660,8	38791,760	-869,128	4008,220	3947,864
<b>1,35G+1,45G12+FvI+0,9T</b>	47736,504	7823,928	-34170,3	38791,760	4621,420	3817,576	4138,508
<b>1,35G+1,45G13+1,35FvI+0,9T</b>	47736,504	8457,940	-39660,8	38791,760	-869,128	4008,220	3947,864
<b>1,35G+1,35G14+1,35FvI+0,9T</b>	46443,117	8325,940	-38517,7	38791,760	273,992	3860,746	3879,773

## Etude Mur frontal

- **Evaluation des efforts**

Désignation	N (KN)	H (KN)	$/_{FV/o}$ (x/o)	$/_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
MGG	591,600	/	0,860	6,660	508,776	/
Mur frontal	4159,900	/	0,000	0,000	0,000	/
DDT	208,250	/	1,850	8,280	385,263	/
Poussées des terres	/	4202,451	/	-3,117	/	-13097,64
<i>Poussées 1t/m<sup>2</sup></i>	0,000	373,626	/	-4,675	0,000	-1746,702

<i>Tablier</i>	7300,232	0,000	0,000	-6,660	0,000	/
<i>G11</i>	4053,860	874,500	0,000	-6,660	0,000	-5824,170
<i>G12</i>	4053,860	437,250	0,000	-6,660	0,000	-2912,085
<i>G13</i>	4053,860	874,500	0,000	-6,660	0,000	-5824,170
<i>G14</i>	4583,360	841,500	0,000	-6,660	0,000	-5604,390
<i>Hf+r</i>	/	177,231	/	-6,660	/	-1180,357
<i>HT°</i>	/	70,892	/	-6,660		-472,143

• **Combinaison**

**à L'ELS**

	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>MH</b>	<b>MV</b>	<b>M</b>
<b>G</b>	12259,982	4870,568	-16657,323	894,039	-15763,285
<b>G+G11+F<sub>vi</sub>+0,6T</b>	16313,842	5745,068	-22481,493	894,039	-21587,455
<b>G+G12+F<sub>vi</sub>+0,6T</b>	16313,842	5307,818	-19569,408	894,039	-18675,370
<b>G+G13+F<sub>vi</sub>+0,6T</b>	16313,842	5745,068	-22481,493	894,039	-21587,455
<b>G+G14+F<sub>vi</sub>+0,6T</b>	16843,342	5712,068	-22261,713	894,039	-21367,675

**à L'ELU**

	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>MH</b>	<b>MV</b>	<b>M</b>
<b>1,35G</b>	16550,975	5976,373	-19700,223	1206,952	-18493,271
<b>1,35G+1,45G11+1,35F<sub>vi</sub>+0,9T</b>	22429,072	7244,398	-28145,269	1206,952	-26938,317
<b>1,35G+1,45G12+F<sub>vi</sub>+0,9T</b>	22429,072	6610,386	-23922,746	1206,952	-22715,794
<b>1,35G+1,45G13+1,35F<sub>vi</sub>+0,9T</b>	22429,072	7244,398	-28145,269	1206,952	-26938,317
<b>1,35G+1,35G14+1,35F<sub>vi</sub>+0,9T</b>	22738,511	7112,398	-27266,149	1206,952	-26059,197

**FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE**

**1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)**

**Calcul de Section en Flexion Simple**

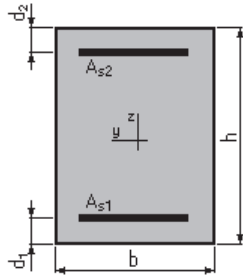
**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 36,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	628,45	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 17,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s_{min}} = 6,6$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,32$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,12$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS**     $M_{max} = 628,45$     (kN\*m)     $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,00

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Position de l'axe neutre:  $y = 41,1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 141,3$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,0$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### 2. FERRAILLAGE NAPPE INFERIEURE

#### Calcul de Section en Flexion Simple

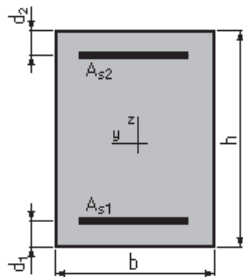
##### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### 2. Section:



$b = 36,0$  (cm)  
 $h = 160,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

##### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	246,18	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

##### 4. Résultats:

###### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 6,7$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 6,6$ (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho = 0,12$ (%)
	$\rho_{min} = 0,12$ (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{max} = 246,18$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 26,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 146,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 21,2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

### 3. CADRES TRANSVERSALES (EFFORT TRANCHANT)

#### Calcul de Section à l'effort Tranchant

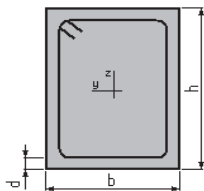
##### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

##### 2. Section :



$b = 36,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

##### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1097,31	0,00

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale	$\tau_u = 2,0$ (MPa)
Contrainte tangente limite	$\tau_{u,lim} = 4,0$ (MPa)

#### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :	$\alpha = 90$ (deg)	Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)
Armatures d'effort tranchant :	Section $A_t = 2,3$ (cm <sup>2</sup> )	
Cadres :	$2 \varnothing 12$	
Espacement :	$S_t = 23,1$ (cm)	Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum :	$S_{t,max} = 40,0$ (cm)	$10 + 6*20 + 1*40$ (cm)

## FERRAILLAGE DE L'HOUDIS

### 1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

#### Calcul de Section en Flexion Simple

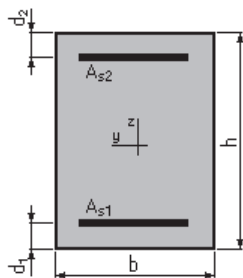
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués:

$M_{max}$  (kN\*m)

$M_{min}$  (kN\*m)

Etat Limite Ultime ( fondamental )	30,40	0,00
Etat Limite de Service	21,20	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,23 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,17 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 30,40$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,28 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 1,1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 19,6$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,58$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 21,20$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 4,6$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 18,5$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,0$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 17,3$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## 2. FERRAILLAGES NAPPE INFÉRIEURE (MI- TRAVÉE)

### Calcul de Section en Flexion Simple

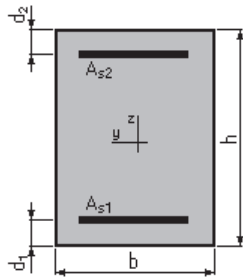
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)** **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	25,12	0,00
Etat Limite de Service	17,46	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,19 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,17 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 25,12$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,28	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0,9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 19,6$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,47$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas ELS**  $M_{\max} = 17,46$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 4,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 18,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,7$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 14,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

**FERRAILLAGE DES ELEMENT DE LA PILE**

**1. FERRAILLAGE DES FUTS**

**Calcul de Section en Flexion Déviée Composée**

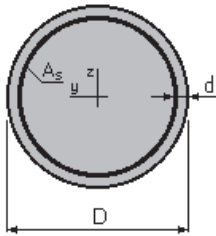
**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$D = 200,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELS	8744,79	9978,17	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_s = 368,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 314,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\ max} = 1570,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  
minimum

$\rho = 1,23$  (%)

$\rho_{min} = 0,50$  (%)

maximum  $\rho_{max} = 5,00$

(%)

**Analyse par Cas:**

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 8744,79 (kN)    M<sub>y</sub> = 9978,17 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 93,3$  (cm)

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Bras de levier:  $Z = 153,9$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 15,7$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
    comprimée:  $\sigma_s' = 216,1$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
     $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## 2. ETUDE DE CHEVETRE

### 2.1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

#### Calcul de Section en Flexion Simple

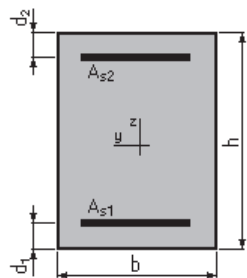
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 250,0$  (cm)  
 $h = 200,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	3139,55	0,00
Etat Limite de Service	2325,59	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

Sections d'Acier:

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Section théorique	$A_{s1} = 50,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 48,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 3139,55 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 7,2 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 192,1 \text{ (cm)}$   
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,38 \text{ (\%)}_0$   
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 2325,59 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 31,5 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 184,5 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,4 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 18,8 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## 2.2. FERRAILLAGES NAPPE INFÉRIEURE (MI- TRAVÉE)

### Calcul de Section en Flexion Simple

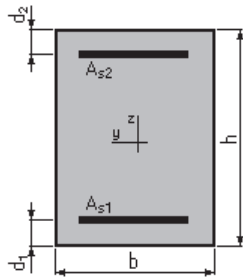
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$  Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier



$b = 250,0$  (cm)  
 $h = 200,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	3139,55	0,00
Etat Limite de Service	2325,59	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 48,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 48,8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 3139,55$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,34      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 7,2$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 192,1$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,38$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 2325,59$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 31,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 184,5$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,4$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 18,8$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

## ETUDE DE LA CULEE

### 1. MUR FRONTAL

#### Calcul de Section en Flexion Composée

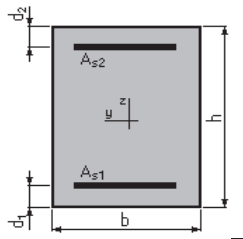
#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 170,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1199,55	1587,31
2.	ELS	1238,48	1571,15
3.	ELU	1649,20	1980,76
4.	ELU	1671,94	1916,12

#### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Section théorique	$A_{s1} = 19,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 19,7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\text{min}} = 34,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s\text{max}} = 850,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,23 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

### Analyse par Cas:

#### Cas N° 1: Type ELS $N = 1199,55 \text{ (kN)}$ $M = 1587,31 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 46,5 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 149,5 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,5 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 87,5 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\text{lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

#### Cas N° 2: Type ELS $N = 1238,48 \text{ (kN)}$ $M = 1571,15 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,05
Position de l'axe neutre:	$y = 47,7 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 149,1 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 237,3 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 86,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\text{lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

#### Cas N° 3: Type ELU $N = 1649,20 \text{ (kN)}$ $M = 1980,76 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,80	Pivot:	A
Position de l'axe neutre:	$y = 26,3$		(cm)
Bras de levier:	$Z = 154,5$		(cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$		(‰)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,90$		(‰)
Contrainte de l'acier:			

tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)	comprimée:	$\sigma_s' = 307,6$	(MPa)
---------	--------------------	-------	------------	---------------------	-------

#### Cas N° 4: Type ELU $N = 1671,94 \text{ (kN)}$ $M = 1916,12 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,98	Pivot:	A
Position de l'axe neutre:	$y = 28,5$		(cm)
Bras de levier:	$Z = 153,6$		(cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$		(‰)

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,09$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa) comprimée:  $\sigma_s' = 344,7$  (MPa)

### 2. MUR GARDE GREVE

#### Calcul de Section en Flexion Simple

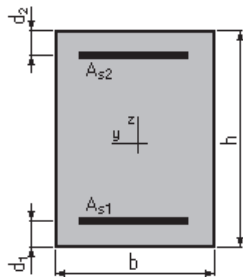
##### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 33,5$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

##### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	222,41	0,00
Etat Limite de Service	164,75	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

##### 4. Résultats:

###### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 26,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Section minimum théorique	$A_{s\min} = 3,2$ (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho = 0,94$ (%)
	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 222,41$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,29	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 9,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 24,7$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 6,99$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas ELS**  $M_{\max} = 164,75$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 11,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 24,6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 11,5$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)	

## 3. MUR EN RETOUR

### 3.1. LE FERRAILLAGE HORIZONTAL

#### Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses:

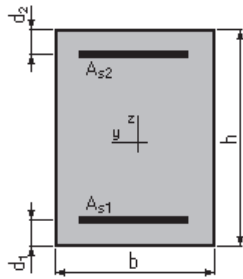
**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	430,85	0,00
Etat Limite de Service	404,56	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,32 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 430,85 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,71	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 8,4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 71,6 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,26 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

**Cas ELS**  $M_{\max} = 404,56 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 19,8 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 68,4 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## 3.2. LE FERRAILLAGE VERTICAL

### Calcul de Section en Flexion Simple

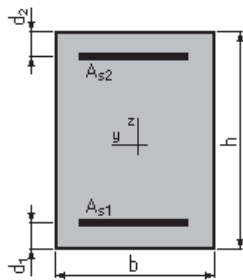
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 80,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	603,47	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 35,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s_{min}} = 7,5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,48$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 603,47$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 23,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 67,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## 4. DALLE DE TRANSITION

### Calcul de Section en Flexion Simple

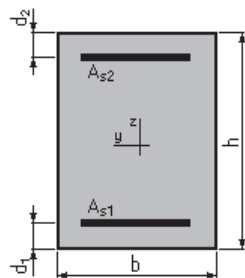
#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 35,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

$M_{\max}$  (kN\*m)

$M_{\min}$  (kN\*m)

## Annexe C. Evaluation des Sections d'Acier

Etat Limite Ultime ( fondamental )	106,55	0,00
Etat Limite de Service	80,70	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,4$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 106,55$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 4,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 28,3$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,64$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 80,70$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 8,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 27,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,8$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)