

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

ÉTUDE DE TABLIER D'UN VIADUC « V1 »
“DU PK11+818.521 AU PK11+839.521”
DE L'EVITEMENT DE LA VILLE BOUMERDES

Présenté par :

❖ BERRACHDI SOHEIB

Encadré par :

❖ M^r. BENTOUNSI ABDELAZIZ

❖ M^{dme}. MESSAOUIDI AKILA

Promotion 2021 / 20222



ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة جسر الذي يقع بين نقطة 8+181 كم ونقطة 8+390 كم من مشروع طريق إجتيازي ليومرداس والذي بدأت عملي ببعض العموميات على الجسور، وعرض المشروع المختار، ثم ذهبت مباشرة إلى الدراسة يمر بحاجز 210 متر وقد العامة، حيث قمت بالدراسة بالتصميم المقترح من الشركة المعنية بتحقيق الأخير. وهو عبارة عن جسر صندوقي بارتفاع متغير يتم تنفيذه في تسلسل متعاقب، مع حساب الإجهاد المسبق وتحديد أبعاد المكونات المختلفة للجسر، على أساس الأنظمة المعمول بها في الجزائر والاعتماد على برامج النمذجة والحساب

الكلمات المفتاحية : جسر وسابقية الإجهاد، التتابع المتتالي ، أساس، تسليح موجب وكامن ،

Résumé :

L'objet de ce travail consiste à faire l'étude d'un pont a voussoirs Viaduc V1, s'inscrit dans le cadre d'un projet d'évitement de la ville de Boumerdes (SGHIRA-SAAEL) sur la RN24. Il s'agit de 2x2 Viaduc, assurant le franchissement d'une brèche d'environ 210m sur une hauteur variante entre 20 et 15m avec 2 voies. J'ai débuté mon travail par quelques généralités sur les ponts, Je me suis orienté par la suite à l'étude générale, où j'ai fait l'étude selon la conception proposée par l'entreprise impliquée dans la réalisation de ce dernier, dont il s'agit d'un pont-voussoirs à hauteur variable mis en œuvre en séquence, en calculant la précontrainte, détermination des dimensions des différentes composantes du pont, sur la base de la réglementation algérienne et de la dépendance aux programmes de modélisation et de calcul d'encorbellements successifs pour une étude détaillée. L'étude est faite pour la partie superstructure en passant par le calcul de la précontrainte, le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008. et en se basant sur de des logiciels de modélisation et calcul.

Mots clés : viaduc, étude, précontrainte, encorbellement successif, armature active et passive.

Abstract:

The purpose of this work is to make the study of a bridge has segments Viaduct V1, is part of a project to avoid the city of Boumerdes (SGHIRA-SAAEL) on the RN24. It is a 2x2 Viaduct, ensuring the crossing of a gap of about 210m on a height varying between 20 and 15m with 2 lanes. I began my work by some generalities on the bridges, I directed myself, thereafter to the general study, where I made the study according to the design proposed by the company implied in the realization of this last, which it is about a bridge voussoirs with variable height implemented in sequence, by calculating the prestressing, and determining the dimensions of the different components of the bridge, based on the Algerian regulations and the dependence on the modeling and calculation programs of successive corbelling for a detailed study. The study is made for the superstructure by passing by the calculation of the prestressing, and the dimensioning of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria such as the BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008. and by basing on software of modeling and calculation

Keywords : viaduct, design, prestressing, successive corbelling, active and passive reinforcement.

Remerciement

Tout d'abord, je voudrais remercier Dieu de m'avoir donné l'opportunité d'être là où je suis aujourd'hui et de m'avoir donné le courage et la motivation nécessaires pour terminer mes études.

Mes plus vifs remerciements pour mes trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

*Je tiens ensuite, à remercier mon encadreur M. **BENTOUNSI ABDELAZIZ** pour le bon déroulement de mon stage de fin d'étude et ses conseils et sa disponibilité tout au long de la période de préparation de mon mémoire PFE.*

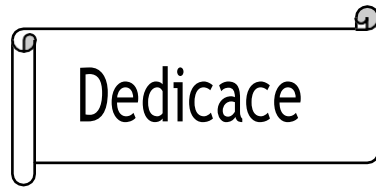
*Je remercie également mon Co-encadreur Mme. **MESSOUADI AKILA** de m'avoir prise en charges avec dévouement.*

*Mes vifs remerciements vont également au corps professoral et administratif de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics « Francis JEANSON » pour leur professionnalisme et la qualité de leurs enseignements, surtout Mme. **BOURBIA AMINA** pour sa façon affectueuse de s'occuper des étudiants et de les aider dans toutes les situations avec patience.*

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

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

MERCI.



***** À mes très chers parents *****

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

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

***** À mes très chers grands frères et petite sœur*****

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

***** À mes très chers amis *****

Dédicace à : Walid, Soon, Amine, Yacine, Amine F, Ilham

Et à mes connaissances de l'ENSTP qui ont devenus des amis proches :

Younes B, Sofiane, Youcef, Islam, **Mouad**, Raouf, Mehdi, ...

***** À toute la famille ENSTP *****

Enseignants et Personnel administratif pour votre soutiens et patience pour former des bons ingénieurs.

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

Merci.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE 01

Chapitre I : Généralités sur les Ponts

I. INTRODUCTION.....	02
I.1. Définition du pont.....	02
I.1.1 Évolution des ponts.....	02
I.2. Types des ponts	02
I.2.1. Pont en bois.....	02
I.2.2. Pont en pierre	03
I.2.3. Pont en acier.....	03
I.3.4. Pont en béton armé et précontrainte	04
I.3.5. Pont a câbles.	05
I.3. Méthodes de constructions.....	06
I.3.1. Description et les enjeux de la construction des ponts	07
I.3.2. Méthodes de construction	08
I.4. CONCLUSION	09

Chapitre II : Présentation du Projet

II. INTRODUCTION.....	10
II.2. DESCRIPTION DU PROJET.....	10
II.2.1. Objectif et situation du projet	10
II.2.2. L'obstacle à franchir	10
II.2.3. LES DONNEES DE PROJET.....	11
II.2.3.1. Les données naturelles	11
II.2.3.1.1. Géotechnique.....	11
II.2.3.1.2. Topographie.....	12
II.2.3.1.3. Sismicité du site.....	13
II.2.3.2 Les données climatiques.	14
II.2.3.2.1. Température.....	14
II.2.3.1.7. L'humidité.....	14
II.2.3.1.4. Données hydrauliques.....	15
II.2.3.1.6. Le vent.....	15
II.2.3.1.5. La neige.....	15
II.2.3.2. Les données fonctionnelles.....	15
II.2.3.2.1. Tracé en plan	15
II.2.3.2.2. Profil en long	15
II.2.3.2.3. Profil en travers.....	16
II.3. TABLEAU RECAPULATIF DES DONNÉES	17
II.4. CONCLUSION	18

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

III. INTRODUCTION	19
III.1. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION	19
III.1.1 Béton.....	19
III.1.1.a. Béton précontrainte.....	19
III.1.1.b. Béton armé	19
III.1.2. Spécificités	20
III.1.2.1. Béton B40 du tablier	21
III.1.2.2. Béton B35 des Piles/Culees	21
III.1.2.3. Béton B35 des fondations	21
III.1.3. Armatures.....	21
III.1.3.1. Armature passives a haute adhérence	21
III.1.3.2. Armatures actives de précontrainte	22
III.1.4. Acier passives.....	22
III.1.4.1. Aciers de précontrainte	23
III.1.5. Contrainte admissible.....	24
III.1.6. La précontrainte.....	24
III.2. HYPOTHÈSE DE CALCUL.....	25
III.2.1. Normes et règles de calcul	25
III.3. CONCLUSION.....	26

Chapitre IV : Pré-dimensionnement du tablier

IV. INTRODUCTION	27
IV.1. PROPRIÉTÉS DES ELEMENTS DU TABLIER	27
IV.1.1. Section transversale des voussoirs courants.....	27
IV.1.2. Hauteur du tablier	28
IV.2. ETUDE CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU VOUSOIR.....	29
IV.2.1. Voussoir à la clef (VSC).....	29
IV.2.2. Voussoir sur pile (VSP)	29
IV.2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE	30
IV.2.1. Prédimensionnement de la section transversale	30
IV.2.2. Le prédimensionnement des sections	31
IV.2.a. Les voussoirs à la clef	32
IV.2.b. Les voussoirs sur pile	32
IV.3. DÉCOUPAGE DES VOUSOIRS.....	32
IV.3.1. Segmentation de l'ouvrage.....	33
IV.3.1. Voussoirs courants (VC).....	34
III.3.3. Voussoirs de clavage.....	34
III.6. CONCLUSION.....	35

Chapitre V :**Charges et Hypothèses de Calcul**

V.1. INTRODUCTION.....	36
V.2. ACTION DE CALCUL.....	36
V.2.1. Evaluation des actions hors trafic	36
V.2.1.1. Actions permanentes.....	36
V.2.1.1.a. Poids propre du tablier (CP)	36
V.2.1.1.b. Les charges complémentaires permanentes (CCP).....	36
V.2.2. Résumé des charges complémentaires	37
V.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES TRAFIC	38
V.3.1. Charges a considérés.....	38
V.3.2. Caractéristiques du pont.....	38
V.3.a. Largeur roulable	38
V.3.b. Largeur chargeable.....	39
V.3.1.c. Nombre de voie et sa largeur.....	40
V.3.2. Classe de pont	40
V.4.2.3. Système de charge A.....	41
V.4.2.4. Système de charge B.....	42
V.4.2.6. Efforts de freinage	43
V.4.2.7. Charges militaires : Mc 120.....	43
V.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique.....	43
V.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240.....	43
V.3.7. Cas de chargement différents	44
V.3.7.1. Surcharges sur trottoirs	45
V.3.7.2. Actions climatiques	45
V.3.7.3. Actions Thermiques.....	46
V.3.7.4. Actions sismiques.....	46
V.4. CONCLUSION.....	46

Chapitre IV :**Étude de la Précontrainte**

VI. INTRODUCTION	47
VI.1. GÉNÉRALITÉ	47
VI.2. PRINCIPE DE PRÉCONTRAINTÉ PAR POST-TENSION	47
VI.3. STABILITÉ ET MODELISATION DE FLÉAU	47
VI.3.1. Modélisation.....	48
VI.3.2. Charges à prendre en considération	49
VI.3.2.a) Poids propre	49
VI.3.2.b) Charges de chantier aléatoires.....	49
VI.3.2.c) Actions accidentelles	50
VI.3.3. Combinaisons d'actions.....	50
V.3.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)	50
VI.3.4. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B).....	50
VI.3.5. Evaluation des efforts	51
VI.4. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ DE FLÉAU	52
VI.4.1. Détermination du nombre des câbles du fléau	52
VI.4.2. Position et enrobage des câbles.....	53
VI.4.3. Tracé des câbles.....	54
VI.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DE CONTINUE	55

VI.5.1. Combinaisons d'actions.....	56
VI.5.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive	57
VI.5.3. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive	58
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité	58
VI.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTES	58
VI.6.1. Pertes de tension instantanées	58
VI.6.1.1. Pertes de tension par frottement	58
VI.6.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage	58
VI.6.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension	59
VI.6.2. Pertes de tension différées.....	60
VI.6.2.1. Pertes par retrait	60
VI.6.2.2. Pertes par fluage.....	60
VI.6.2.3. Pertes par relaxation	61
VI.6.3. Pertes totales.....	61
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	63
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction.....	63
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service	64
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT.....	67
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS	67
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant	67
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	67
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU	68
VI.9. ÉTUDE DE BOSSAGE.....	69
VI.7. CONCLUSION.....	70

Chapitre VII : Étude des Équipements

VII. INTRODUCTION.....	71
VII.1. APPAREIL D'APPUIS	71
VII.1.1. Évaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis	71
VII.1.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis.....	71
VII.1.2.a) Aire de l'appareil d'appui.....	72
VII.1.2.c) Dimensionnement des frettes.....	72
VII.1.3. Evaluation des efforts et des déplacements horizontaux	73
VII.1.3.1. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux.....	73
VII.1.3.2. Actions statiques.	73
VIII.1.3.3. Actions dynamiques.....	73
VIII.1.3.4. Déplacement horizontal	74
VII.3 DES D'APPUIS.....	75
VIII.4 CONCLUSION	77

CONCLUSION GÉNÉRALE 78

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Liste des Figures

Chapitre I : Généralité sur les ponts

Figure I.01 : Pont en bois	02
Figure I.02 : Pont en pierre.....	03
Figure I.02 : Pont métallique	03
Figure I.04 : Pont en arc en béton	03
Figure I.05 : Viaduc en béton précontraint	04
Figure I.05 : Viaduc en béton précontraint	05
Figure I.06 : Pont suspendus de les ETATS UNIS	06
Figure I.08 : Construction du pont à voussoirs	10
Figure I.09 : Pont construit en éléments préfabriqués	10
Figure I.10: Voussoir coulée en place (V1 – Boumerdes)	11
Figure I.11: Memorial Causeway Bridge.....	11
Figure I.12: Vietnam Veterans Memorial Bridge.....	11
Figure I.13: Skagit River Bridge.1.....	11
Figure I.14 : Pont construit par encorbellement par des éléments préfabriqués.....	12
Figure I.15 : Pont de Light Rail Transit de Calgary.....	13
Figure 16 : Construction d'un pont poussé	13

Chapitre II : Présentation Du Projet

Figure II.1 : Situation du projet	14
Figure II.2 : Tracé en plan de la voie portée	14
Figure II.3 : Profil en long de la voie portée.....	14
Figure II.4 : Profil en travers de la voie portée	14
Figure II.5 : Gabarit à respecter de la voie franchit (voie ferrée	15
Figure II.6 : Plan d'implantation des sondages.	15
Figure II.7 : Coupe lithologique	1

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

Figure III.1 : Les câbles de précontraintes	41
Figure IV.2 : Schéma d'un dispositif de précontrainte.....	41

Chapitre IV : Pré-dimensionnement du Tablier

Figure IV.1 : Notations des dimensions	45
Figure IV.2 : Section transversale redimensionnée du VSP.....	47
Figure IV.3 : Section transversale redimensionnée du VSP.....	47
Figure IV.4 : Découpage des voussoirs en des segmentation	48

Chapitre V : Charges et Hypothèses de Calcul

Figure V.1 : Modélisation de tablier du ponts sous charge son poids propre	50
Figure V.2 : Numération des voussoirs de la travée de rive	51
Figure V.3 : Largeur chargeable et largeur roulable.....	54
Figure V.4 : Les 5 cas de chargements.....	54
Figure V.8 : Système de chargement Bc	59
Figure V.9 : Système de chargement Bt.....	60
Figure V.10 : Système de chargement Br.....	61
Figure V.6 : Convoi de charge Mc 120.	63
Figure V.7 : Convoi exceptionnel D240	64

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Figure VI.1 : Illustration du principe de la précontrainte par post- tension.....	66
Figure VI.2 : Disposition des câbles de précontrainte dans le fléau	67
Figure VI.3 : Disposition des piles et culées	68
Figure VI.4 : Disposition des voussoirs à partir de la pile P1	68
Figure VI.5 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (C1-P2).....	69
Figure VI.6 : Disposition des voussoirs à partir de la pile P3.	69
Figure VI.7 : Clavage P1 – P3.....	69
Figure VI.8 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée P3-C4	69
Figure VI.9 : La modélisation du tablier final par calcul numérique.....	70
Figure VI.10 : La modélisation du tablier final par calcul numérique.....	70
Figure VI.11 : Situation de construction temporaire à considérer	71
Figure VI.12 : Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A1)	72
Figure VI.13 : Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A2)	72
Figure VI.14 : Disposition des câbles sur VSP.....	77
Figure VI.16 : Trace en plan des câbles du fléau.....	78
Figure VI.17 : Tracé en élévation des câbles du fléau	78
Figure VI.18 : Trace en plan et en elevation des câbles du fléau.....	71
Figure VI.19 : Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P2-P3/P3-P4/P4-P5	84
Figure VI.20 : Disposition des câbles de continuité au niveau de travée de rive.....	71
Figure VI.21 : Trace en plan et elevation des câbles du continuité	85
Figure VI.22 : Trace en plan et elevation des câbles du continuité	85
Figure VI.23 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.....	86
Figure VI.24 : Illustration de la symétrie du tablier au niveau de clavage	94
Figure VI.25 : Les aciers de bossage	97

Chapitre VII : Etude des équipements

Figure VII.1 : Géométrie d'un appareil d'appui	102
--	-----

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité sur les ponts

Chapitre II : Présentation du Projet

Tableau II.1 : La lithologies des sondages	28
Tableau II.2 : Caractéristiques physiques et mécaniques.....	29
Tableau II.3 : Résultats de l'analyse granulométrique	29
Tableau II.4 : Récapitulatif des données de l'ouvrage étudié.....	34

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton du tablier	35
Tableau III.2 : Caractéristiques de béton sur culée et pile	35
Tableau III.3 : Contrainte limite du tablier sous combinaisons.....	37
Tableau III.4 : Contrainte limite des piles/culées sous combinaisons.....	47
Tableau III.5 : Contrainte limite du tablier sous combinaisons.	37
Tableau III.6 : Contraintes admissibles de traction des classes des béton.....	38
Tableau III.7 : Cable de précontrainte.....	39

Chapitre IV : Prédimensionnement du tablier

Tableau VI.1 : Constitution des sections transversale des VCS.....	43
Tableau IV.2 : Propriétés du voussoir courant	44
Tableau IV.3 : Propriétés du voussoir sur pile	45
Tableau IV.4 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir.....	46

Chapitre V : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau V.1 : Poids volumiques des matériaux	51
Tableau V.2 : Poids des voussoirs	51
Tableau V.3 : Charges complémentaires	55
Figure V.4 : Caractéristiques du pont	55
Figure V.5 : Tableau récapitulatif des charges agissantes sur l'ouvrage	55
Figure V.6 : Coefficient a_1	56
Figure V.7 : Valeurs de $A(l)$ pour les cas possibles.....	58
Figure V.8 : Les valeurs de bc	59
Figure V.9 : Les résultats de chargement Bc	60
Figure V.10 : Les valeurs de coefficient b_t	61
Figure V.10 : Les valeurs de b_t	61
Figure V.10 : Les valeurs de force de freinage pour le système de charge $A(l)$	62
Figure V.10 : Les valeurs de γ	63

Chapitre VI : Étude de la précontrainte

Tableau VI.1 : Evaluation des efforts en situation temporaire	73
Tableau VI.2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte	74
Tableau VII.3 : Estimation du nombre de câbles du fléau	76
Tableau VII.4 : Nombre de câbles arrêtés pour chaque voussoir	76

Tableau VI.5 : L'allure en plan des cables du fleau.....	80
Tableau VI.6 : L'allure en élévation des cables du fleau	80
Tableau VI.7 : Les combinaisons de charges a considéré en phase de service	81
Tableau VI.8 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale	83
Tableau VI.9 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive	83
Tableau VI.10 : Valeurs de $\emptyset$ selon BAEL	87
Tableau VI.11 : Perte par fluage.....	89
Tableau VI.12 : Perte par retrait	89
Tableau VI.13 : Perte de la mise non simultanément.....	89
Tableau VI.14 : Perte instantanée totale.....	89
Tableau VI.15 : Caractéristiques des armatures de précontrainte.....	93
Tableau VI.16 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction	93
Tableau VI.17 : Choix des types d'aciers.	98

Chapitre VII :	Equipements du Tablier
-----------------------	-------------------------------

Tableau VII.1 : Réactions max au niveau de la pile et culée sous combinaisons	101
Tableau VII.2 : Les dimensions de l'appareil d'appui	103
Tableau VII.3 : Déplacement horizontal du tablier	104

LISTE DES ABREVIATIONS

- SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
- CCP** : Complément des charges permanentes.
- BAEL** : Béton armé aux Etats limites.
- BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.
- RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- VSP** : Voussoir sur pile.
- VC** : Voussoir à la clef.
- 12T15** : douze (12) torons de diamètre (15).
- f_{clim}** : Contrainte de compression limite.
- f_{cmax}** : Contrainte maximale de compression, à ne pas dépasser.
- f_{prg}** : Contrainte de rupture garantie.
- f_{peg}** : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
- σ_{sup}** : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- σ_{lup}** : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- σ_{bc}** : Contrainte de compression admissible.
- σ_{bt}** : Contrainte de traction admissible.
- HA** : Haute adhérence.
- St** : Espacement des armatures.
- M_T** : Masse du tablier.
- f_{tj}** : Résistance caractéristique du béton à la traction au jour.
- γ_b** : Coefficient de sécurité du béton.
- f_{bu}** : Résistance du béton comprimé à l'ELU.
- σ_{bc}** : Contrainte limite de compression du béton.
- E_{ij}** : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.
- E_{Vj}** : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.
- σ_s** : Contrainte admissible de traction de l'acier passif.
- E_p** : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.
- γ_s** : Coefficient de sécurité de l'acier.
- f** : Coefficient de frottement en courbe.
- A_p** : Section des aciers actifs .
- Ø** : Diamètre de la gaine.

μ : Coefficient de frottement en ligne.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression au jume jours.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

e_p : Epaisseur de l'âme.

B : Section brute.

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

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

I : Moment d'inertie de la section.

i^2 : Rayon de giration .

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

L : La portée de la travée .

ρ : Masse volumique du béton.

l_c : Largeur chargeable.

n : Nombre de voies.

l_v : Largeur d'une voie.

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

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

b_c : Coefficient de pondération du convoi BC.

b_t : Coefficient de pondération du convoi Bt.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

V : Effort tranchant

θ : Paramètre d'entretoisement.

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

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

P_0 : Effort à l'origine .

n : Nombre de câbles .

e_P : Excentricité du câble moyen .

μ_{sup} : Contrainte sur la fibre supérieure .

μ_{inf} : Contrainte sur la fibre inférieure .

V_u : Effort tranchant limite .

V_{min} : Effort tranchant minimum .

V_{max} : Effort tranchant maximum .

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

σ_0 : Tension initiale .

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

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

$\Delta\sigma_{rac}$: Perte de tension par déformation instantanée du béton .

r_m : Rayon moyen de la section .

$\Delta\sigma_p(x)$: Perte due à la relaxation de l'acier .

$\Delta\sigma_{flu}$: Perte due au fluage du béton .

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

$\Delta\sigma_d$: Pertes différées .

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction .

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression .

V_{red} : Effort tranchant réduit .

M_u, N_u : Sollicitations agissant sur la section / A_p

σ_{bt} : Contrainte de traction dans le béton .

N_u : Effort normale résistant ultime .

M_u : Moment fléchissant résistant ultime / A_p

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

θ_t : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire .

f : Coefficient de frottement .

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

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble .

Q : actions variables des charges d'exploitation .

K : Raideur .

g : Accélération de la pesanteur.

S: coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

γ :Taux d'amortissement.



INTRODUCTION GÉNÉRALE



Dans le domaine du génie civil, un **ouvrage d'art** est un ouvrage spécial, par opposition à un bâtiment notamment.

Il permet par exemple à une voie de communication, route, ligne de chemin de fer, canal, etc., de franchir un obstacle. Il peut alors s'agir d'un pont, pont-canal, d'un viaduc, d'un tunnel, d'un aqueduc, d'un ascenseur à bateaux, ...

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle **l'art de l'ingénieur**.

Le projet de fin d'étude est choisi pour effectuer l'étude d'un pont à voussoirs en béton précontrainte sur la pénétrante de la wilaya de Boumerdes, il va passer par plusieurs étapes.

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, on définit les caractéristiques des matériaux utiliser après on passe à l'étude du tablier qui constituent d'un hourdis et d'éléments porteurs qui différent d'un pont à un autre.

Ces éléments vont être étudié et dimensionner, selon des règlements bien précis (BAEL, BPEL, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et efforts tranchants, dont la modélisation de tablier se fait par un logiciel de calcule, basée sur la méthode des éléments finies, peut les déterminer d'une manière plus exacte et précise. Après la détermination des différentes sollicitations on passe à l'étude de la précontrainte.

Dans l'étude du précontrainte, on propose une pré dimensionnement des câbles et on doit le vérifier et on finalise l'étude de la superstructure par l'étude de l'hourdis On passe à l'étude de l'infrastructure, on fixe les dimensions des différents éléments et on fait une étude sismique pour la détermination du ferrailage nécessaire en tenant compte des actions dynamiques (séisme) et aussi le dimensionnement des équipements nécessaire pour le bon fonctionnement de l'ouvrage

Pour cela, il nous a fallu trois mois de formation, de boulot et d'effort en espérant que le travail sera à la hauteur.



CHAPITRE I
GENERALITE SUR LES PONTS



I. INTRODUCTION

Ce chapitre est concerné à la présentation de la structure la plus importante jamais construite par l'homme depuis la nuit des temps, à savoir les ponts.

Ainsi, il définit la structure et toutes les études nécessaires à la construction de ce dernier avec les détails de la construction et de l'entretien du pont (viaduc N°01) pour le projet d'évitement de Boumerdes dans la région Sud – Est de la localité de Boumerdes.

I.1 DEFINITION D'UN PONT

Un pont est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (dépression, cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin, canyon) en passant par-dessus. Le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules dans le cas d'un **pont** routier, ou d'eau dans le cas d'un aqueduc.

I.1.1 Évolution des ponts

La fonction des ponts est avant tout de permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou non, par une voie de transport (routière, ferroviaire, ...). L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

I.2 Types des ponts

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures ([flexion](#), compression et traction)

I.2.1 Ponts en bois

Le bois a été le matériau le plus utilisé de l'antiquité et jusqu'au 17ème siècle. C'était un matériau très courant, simple à travailler, mais aux caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries. Les romains ont développé des structures relativement complexes, avec des assemblages, notamment les ponts à béquilles, à poutres et en arc.



Figure I.01 : Pont en bois

I.2.2 Ponts en pierre

La pierre et la maçonnerie furent utilisés pour des ouvrages plus importants et durables que ceux construits en bois, de la haute Antiquité jusqu'à la fin du 19ème siècle. La pierre a en effet de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres.



Figure I.02 : Pont en pierre.

II.2.3 Ponts en acier

L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères.



Figure I.03 : Pont métallique.

II.2.4 Pont en béton armé et précontraint

C'est au 19ème siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de pont apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m.



Figure I.04 : Pont en arc en béton

C'est en 1928 qu'Eugène Freyssinet met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que de nouvelles méthodes de construction. Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.

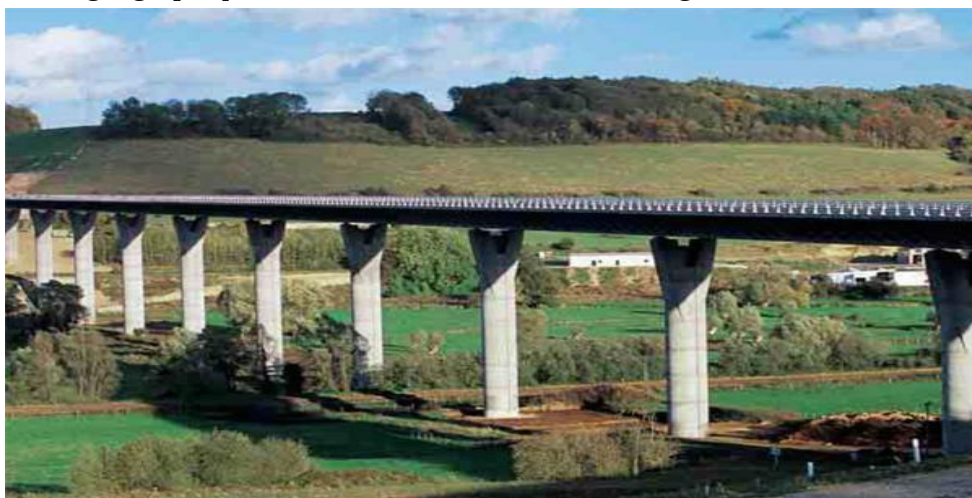


Figure I.05 : Viaduc en béton précontraint.

II.2.5 Pont à câbles

Cette catégorie revient au 19^{ème} siècle, les ingénieurs ont trouvé une solution pour franchir les grandes brèches en diminuant les nombres de pile et en utilisant des câbles pour soutenir le tablier.

On peut distinguer deux types de pont à câbles :

❖ Ponts suspendus :

Un pont suspendu est un pont dont le tablier est suspendu à des pylônes par un système de câbles, combinant la traction, la compression et la flexion dans un fonctionnement plus complexe que les précédentes familles. Les pylônes s'élèvent au-dessus du tablier et supportent un ou deux câbles principaux, appelés câbles porteurs, qui vont d'une cillée à l'autre, un de chaque côté du tablier. Ces câbles soutiennent le tablier par l'intermédiaire d'un ensemble de câbles verticaux : les suspentes.



Figure I.06 : Pont suspendus de les ETATS UNIS.

❖ Ponts à haubans :

Un pont à haubans est un type de pont à câbles en acier. Le tablier est maintenu par un réseau de câbles directement tendus entre le sommet (ou une partie proche du sommet) des pylônes et fixés à intervalles réguliers sur le tablier.

Les ponts à haubans ont effectivement de moins grandes portées que les ponts suspendus car les piliers où sont rattachés les haubans doivent être élevés, et par conséquent, plus fragiles et plus vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation. Les très grandes portées ne vont actuellement pas au-delà de 900 m, bien que les experts considèrent qu'il serait possible de construire des ouvrages à haubans jusqu'à 1 500 m de portée

I.3 MÉTHODES DE RÉALISATION

I.3.1 Description et les enjeux de la construction des ponts

La construction d'un pont est une entreprise complexe qui requiert des connaissances et une expertise particulière. De nombreux facteurs entrent en jeu, comme :

- Les contraintes techniques
- Les coûts
- Les impacts environnementaux, au moment de décider du type de pont à construire et des méthodes pour ce faire.

Qu'il s'agisse de construire un passage supérieur pour faciliter la circulation, un pont piétonnier pour relier deux communautés, ou un pont emblématique qui insufflera une nouvelle vie à une ville entière, nous comprenons l'importance de travailler en étroite collaboration avec les firmes d'ingénierie, les organismes publics et les entrepreneurs locaux du secteur des routes et des infrastructures. WSP compte de l'expérience dans une grande variété de méthodes de construction, allant de la réparation d'anciens ponts à éléments de structure en fonte, ou aux arcs en maçonnerie, jusqu'à l'édification de ponts modernes en poutres d'acier et en béton

NB : WSP Global Inc., est une entreprise québécoise (Canada) de services professionnels, qui fournit des services de gestion et de conseil dans le domaine de l'environnement bâti et naturel

I.3.2 Les méthodes de construction :

De façon générale, la construction des ponts s'effectue selon des méthodes employant des éléments distincts, comme des piliers et des poutres, assemblés pièce par pièce. Au cours des 50 dernières années, toutefois, les méthodes de construction ont évolué, dans le but de réduire les effets sur la circulation, de faciliter la construction dans des endroits encombrés, de limiter la durée des travaux de construction, et d'allonger la vie utile des ouvrages.

- **Construction de ponts à voussoirs :**

L'utilisation de voussoirs est l'une des plus importantes avancées du siècle dernier en matière de construction de ponts. Cette méthode éprouvée donne des ouvrages durables, esthétiquement et économiquement avantageux. La technique des ponts à voussoirs est employée partout dans le monde. Polyvalente, elle s'applique à la plupart des types d'ouvrages ; ponts routiers, ferroviaires et mêmes mobiles.

La construction à voussoirs devrait être envisagée en présence d'une ou plusieurs des conditions ci-dessous :

Le pont est long ou très grand, et il y a une possibilité d'intégrer des éléments de construction répétitifs. L'accès au chantier de construction est très limité, ou encore il est impensable de perturber la circulation. L'esthétique du projet tient une place importante

La construction par voussoirs réduit la durée de construction, limite les impacts environnementaux et perturbe peu la circulation. Elle améliore le comportement sismique de l'ouvrage et atténue les coûts d'entretien.



Figure I.08 : Construction du pont à voussoirs

- **Éléments préfabriqués ou coulés en place :**

Les ponts à voussoirs peuvent être réalisés de deux manières différentes : en utilisant des éléments préfabriqués ou en coulant les voussoirs sur place.

Les voussoirs préfabriqués offrent des avantages surtout liés à leur fabrication. Celle-ci a lieu en usine, ce qui produit des éléments de qualité plus uniforme. De plus, comme les voussoirs sont fabriqués en même temps qu'ont lieu les premières activités de préparation du chantier, cela écourte le calendrier des travaux. Les principaux défis de la construction des ponts à voussoirs ont trait à la logistique et au procédé de préparation, entre la centrale de bétonnage et le chantier de construction.



Figure I.09 : Pont construit en éléments préfabriqués

Quant à la méthode par coulage en place des voussoirs, elle requiert l'édification préalable d'appuis, avant de construire la superstructure. Ce procédé est utilisé lorsque les voussoirs préfabriqués seraient trop lourds pour être livrés, ou lorsque l'accès au chantier est trop restreint, comme dans les cas de ponts aux travées plus longues ou plus larges.



Figure I.10: Voussoir coulée en place (V1 – Boumerdes)

--Encore plus, WSP a participé à divers projets de ponts à voussoirs coulés en place. Comme :



Figure I.11: Memorial Causeway Bridge



Figure I.12 : Vietnam Veterans Memorial Bridge



Figure I.13: Skagit River Bridge

De plus, construction constitue un facteur clé dans les projets en milieu urbain, où il faut aussi limiter les fermetures de voies, les déviations et les interruptions de service. Les voussoirs préfabriqués en béton représentent souvent la solution optimale, puisqu'ils peuvent être construits et entreposés jusqu'au moment de leur mise en place. Cette façon de faire accélère le rythme des travaux, en réduisant la durée des activités de construction et la présence des équipements lourds sur le chantier.

Le choix entre l'emploi de voussoirs préfabriqués ou coulés en place repose principalement sur la taille du projet, l'échéancier des travaux, le poids des voussoirs et l'accès au chantier

- **Construction par encorbellement :**

Au fur et à mesure qu'évoluait l'industrie, le besoin s'est fait sentir d'une méthode de construction qui ne requiert pas d'ouvrage d'appui provisoire.

La solution : construire un pont autoportant à l'aide de la méthode de construction par encorbellement (en porte-à-faux). Dans les cas où les structures et autres appuis provisoires sont difficiles à installer, cette méthode n'en a pas besoin et permet la construction de ponts à de grandes hauteurs.

La construction par encorbellement symétrique s'emploie lorsque le pont est composé d'un faible nombre de travées de 50 à 250 m de long. Les voussoirs utilisés peuvent être préfabriqués ou coulés en place. Une fois les piles construites, elles servent de plateforme de lancement pour les voussoirs préfabriqués, ou encore d'appui à un système de coffrage mobile pour les voussoirs coulés en place.

Ce procédé s'adapte aisément pour les ponts aux grandes travées, ou de longueurs irrégulières, aux chantiers à l'espace restreint, aux conditions de terrain et de cours d'eau difficiles, aux croisements de voies ferrées et dans les environnements fragiles.

La construction par encorbellement est la méthode privilégiée pour l'érection des ponts à haubans. Chaque fois qu'un nouveau voussoir est installé, il est soutenu par les haubans, aussitôt fixés. Puisqu'aucun appui supplémentaire n'est nécessaire, cette solution s'avère à la fois économique et pratique pour la construction de longs ponts à haubans aussitôt fixés. Puisqu'aucun appui supplémentaire n'est nécessaire, cette solution s'avère à la fois économique et pratique pour la construction de longs ponts à haubans. Puisqu'aucun appui supplémentaire n'est nécessaire, cette solution s'avère à la fois économique et pratique pour la construction de longs ponts à haubans.



Figure I.14 : Pont construit par encorbellement par des éléments préfabriqués

WSP a participé à divers projets de ponts construits par encorbellement. Comme :



Figure I.15 : Pont de Light Rail Transit de Calgary

- **Lancement par poussage :**

La méthode très mécanisée de lancement de pont par poussage se traduit généralement par une succession de mises en place de travées. Elle sert à la construction de ponts à poutres continues en béton ou de ponts à poutres d'acier. Cette méthode s'applique également au lancement de travées de ponts bow-string ou à poutres d'acier en treillis, s'ils sont entièrement assemblés avant leur lancement, ainsi qu'à la construction de ponts à haubans de petite et moyenne envergure.

Même si le poussage ne se qualifiera jamais au titre de technique la plus économique de construction de pont, il offre tout de même d'autres avantages lorsqu'on l'emploie dans des circonstances appropriées, comme pour franchir des obstacles inaccessibles ou des milieux devant être préservés. Parmi les atouts les plus significatifs des ponts poussés : peu de perturbation du milieu environnant, aucun appui provisoire à construire, surface réduite d'assemblage de la superstructure et sécurité accrue des travailleurs, puisque le travail est effectué depuis la rive.



Figure I.16 : Construction d'un pont poussé

- **Construction de pont en régime accéléré :**

Selon le ministère des Transports des États-Unis, environ 25 % des ponts du pays ont besoin d'être réparés ou remplacés. La méthode de construction de pont en régime accéléré est idéale dans le cas de réseaux autoroutiers congestionnés. Elle fait appel à une planification, une conception, des matériaux et des procédés de construction novateurs qui réduisent les retards dans la circulation, ainsi que les fermetures de voies et la durée des travaux.

Bien que la construction en régime accéléré exige un investissement plus important que d'autres méthodes, elle s'avère davantage viable lorsque l'on considère ses impacts moindres sur les entreprises locales et la collectivité dans son ensemble.

Avec l'aide de grands esprits et la technologie dont nous disposons dans ce pays, nous pouvons construire de nombreux types de ponts avec de nombreux modes de construction. Les obstacles d'aujourd'hui peuvent être surmontés grâce à de nombreux types de ponts qui ont chacun un but précis.

I.4 CONCLUSION

Tous les ponts ont des structures différentes comme le pont suspendu, le pont à haubans ou bien le pont à poutres. Pour leur conception, les ingénieurs et les architectes doivent donc bien réfléchir avant d'agir car ceux-ci sont soumis à des contraintes. Il existe tout d'abord les contraintes environnementales comme la sensibilité au vent et aux séismes qui sont source de phénomène de résonance, sans oublier la température. Mais pas seulement, les contraintes qui sont liées aux activités humaines sont elles aussi importantes pour la construction et l'exploitation d'un pont. Les charges conventionnelles (véhiculaires), les charges exceptionnelles (passage de chars militaires) et enfin le pas cadencé entrent en considération dans ces contraintes.

Pour adapter les ponts à ces différents phénomènes, les ingénieurs (scientifiques) effectuent différents calculs, mesures et utilisent différentes méthodes, comme nous avons pu l'étudier dans les deux parties précédentes, pour assurer une sécurité, non seulement au pont mais aussi à ceux qui l'exploitent et éviter ainsi des destructions catastrophiques. Aujourd'hui, grâce au progrès scientifiques et à l'évolution de la technologie d'ouvrage d'art, l'adaptation des ponts aux contraintes environnementales et humaines est acquise.

Cependant, ils continuent à chercher des solutions afin de développer les structures des ponts selon un nouveau critère que le Viaduc de Millau possède déjà : l'esthétique.



CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET



II. INTRODUCTION

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre à l'ingénieur de faire une étude correcte pour la réalisation du projet. Le terrain se situe au Sud - Est de la localité de Boumerdes, ou encore le reste des données nécessaires pour commencer à étudier l'ouvrage sont représentés dans ce chapitre.

II.1 DESCRIPTION DU PROJET

II.1.1 SITUATION ET OBJECTIF DU PROJET

L'ouvrage sujet de notre étude rentre dans le cadre d'un projet routier neuf, l'évitement de la ville de Boumerdes, proposé par la Direction des travaux publics de la Wilaya de Boumerdes. Le projet est constitué de deux viaduc jumeaux parallèles distants de 210m (V1) et 140m (V2) longueur, ces deux ponts sont en béton précontraint construits en encorbellement successif réalisés par l'entreprise EURL CDT, l'objectif de mon travail est de faire une étude correcte et correcte pour réaliser la conception proposée par l'entreprise chargée du projet en faisant tous les calculs nécessaires pour le maintien de notre structure.

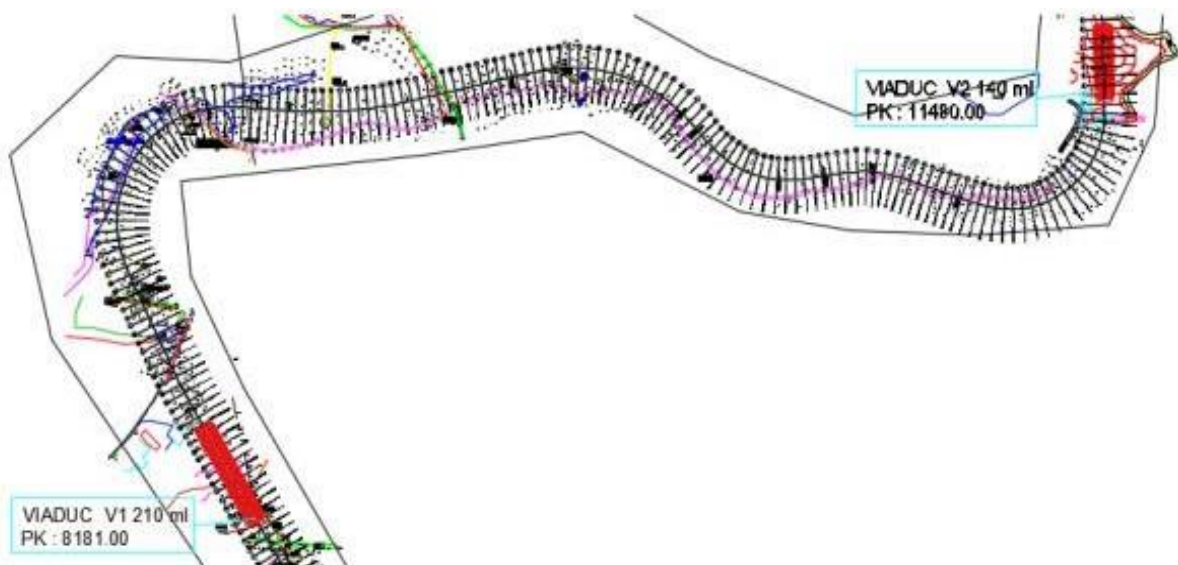


Figure II.01 : Plan d'ensembles

II.1.2 OBSTACLES A AFFRONTER

L'ouvrage est compris entre le PK +8181 AU PK +8391, pour permettre de franchir un Oued sur une longueur de 15m.

❖ **Vue satellite :**

Figure II.02 : Vue par satellite de trace de l'ouvrage

II.2 LES DONNÉES DU PROJET**II.2.1 LES DONNEES NATURELLES**

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement influant sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, on distingue :

II.2.1.1) Géotechnique :

Les données géotechniques sont indispensables et importantes dans l'étude d'un ouvrage pour déterminer le type de fondation des appuis d'une part et pour le choix de la conception d'autre part, les données obtenues sont présentées dans ci-dessous :

Faisant suite à la demande d'EURL CDT, le Laboratoire SOIL-TECH Engineering, a effectué une étude géotechnique pour fondations d'un terrain destiné pour la réalisation d'un viaduc (viaduc N°01) pour le projet d'évitement de Boumerdes dans la région Sud – Est de la localité de Boumerdes.

N.B. : Les résultats géotechniques sont illustrés dans **L'Annexe**.

❖ Reconnaissance géotechnique :

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

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

❖ Sondage :

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

La campagne de reconnaissance est arrêtée en commun accord avec le maître d'ouvrage il s'agit

- Deux sondages carottés de 25.00 m profondeurs chacun au droit de C1 et P2.
- Deux sondages Pressiométriques de 25.00 m de profondeurs chacun au droit P1 et C2, avec essais de chargement tous les mètres.
- Des essais physico-mécaniques et Chimiques au laboratoire.

Le plan d'implantation des essais in-situ, les coupes lithologiques, les résultats des essais in situ et essais au laboratoire sont joint en annexe du présent rapport.

N.B: Vu la lithologie rencontrée sur site et pour manque d'essais mécaniques dans cette formation permettant le dimensionnement des pieux, il a été décidé en commun accord avec le client de remplacer les sondages carottés par des sondages pressiométriques.

❖ Lithologie :

Les sondages ont été réalisés à l'aide deux sondeuses ROLATEC RL400 et SOCOMAFOR 50/65 à carottier conventionnel de 1.50 m de longueur.

La nature du sol décrite a mis en évidence de haut en bas la succession lithologique ci-après :

Tableau II.1: La lithologies des sondages

Sondage	Profondeur (m)	Description du sol
SC 01 Culée N°01	0.00 – 3.00	Argile sableuse tufeuse beige brunâtre à rougeâtre.
	3.00 – 5.00	Sable argileux brunâtre
	5.00 – 25.00	Sable graveleux grisâtre (Alluvions)
SP 01 Culée N°01	0.00 – 3.00	Argile sableuse tufeuse beige brunâtre à rougeâtre.
	3.00 – 5.00	Sable argileux brunâtre
	5.00 – 25.00	Sable graveleux grisâtre (Alluvions)
SP 02 Pile N°01	0.00 – 22.00	Alluvions plus moins argileuse compacte
	22.00 – 30.00	Sable marneux très compact.
SC 02 Pile N°02	0.00 – 5.00	Sable beige avec présence de débris de schiste.
	5.00 – 11.50	Sable graveleux, caillouteux grisâtre (Alluvions)
SP 03 Pile N°02	0.00 – 20.00	Sable graveleux, caillouteux cimenté compact
	20.00- 30.00	Sable marneux grisâtre très compact.
SP 04 Culée N°02	0.00 – 8.20	Marne argileuse beige brunâtre.
	8.20 – 16.00	Marne grise bleuâtre.
	16.00 -20.00	Marne grise peu sableuse caillouteuse.
	20.00 – 25.00	Marne caillouteuse à débris de schistes grise bleuâtre indurée.

❖ L'essai pressiométrique:

À partir de l'information disponible (campagne géotechnique) et l'essai pressiométrique réalisé, on a défini le module pressiométrique (E_p), la pression limite (PL) et la pression de fluage P_f de différentes unités géotechniques présenté dans l'annexe 5 et 6.

❖ Interprétation des résultats :

- Selon la classification du RPA 99 version 2003, le site est classé dans la catégorie **S2** parmi les sites fermes (**S2**). **2.00 Mpa < PL < 5.00 Mpa** au droit de C1, P1, P2 et parmi les sites meubles (**S3**) au droit de C2. **1.00 Mpa < PL < 2.00 Mpa**.
- D'où les résultats présentés dans le précédant ont permis de calculer le Module pressiométrique moyen $E_{p\text{moy}}$ ainsi que la pression limite moyenne $P_{L\text{moy}}$.
- Comme cité dans le « CHAPITRE I », le règlement RPOA2008 classe les sites en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

❖ **Essais de laboratoire :**

Des échantillons intacts et remaniés prélevés à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-chimiques au laboratoire

Les résultats de ces essais sont consignés dans les tableaux récapitulatifs 03 et 04.

Tableau II.2 : Caractéristiques physiques et mécaniques.

Sondage	Prof (m)	Wl (%)	Ip (%)
Culée N°02 SP4	0.00 – 6.00	58	32
	8.00 – 16.00	64	35

Tableau II.3 : Résultats de l'analyse granulométrique.

Sondage	Prof (m)	20 mm	5 mm	2 mm	0.08 mm	20 µ	2µ
Pile N°02SP3	0.00 – 6.00	99	88	76	17	-	-
	6.00 – 11.00	100	92	81	18	-	-
Culée N°02SP4	0.00 – 6.00	100	100	100	99	78	50
	8.00 – 16.00	100	100	100	99	71	36

❖ **Conclusion :**

La nature du sol decrite est constitué principalement par un dépôt alluvionnaire très compact (sable + gravier+cailloux bien cimenté) de couleur marron à beige dans la partie centrale de l'ouvrage, et grisâtre au droit de la culée N°01.

Il est a noter qu'au droit de la culée N°02 le sondage a recoupé des des marnes argileuses beige à brunâtre jusqu'à 8.20 m de profondeur, ensuite des marnes gris bleuâtre peu sableuse à caillouteuse en fin de sondage. Des traces de gypse visible à l'œil nu ont été relevés sur les marnes à différentes profondeur

II.2.1.2) TOPOGRAPHIQUE :

Au moment de l'intervention du laboratoire le terrain présente un relief topographique très accidenté notamment au droit la culée et la pile N°02.

D'après le levé topographique le projet se situe dans un terrain vallonné et montagneux.

II.2.1.3) SISMICITE :

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la commune de **Boumerdes** fait partie des communes **A** de la wilaya de Boumerdes classée **en zone III**, sismicité élevée.

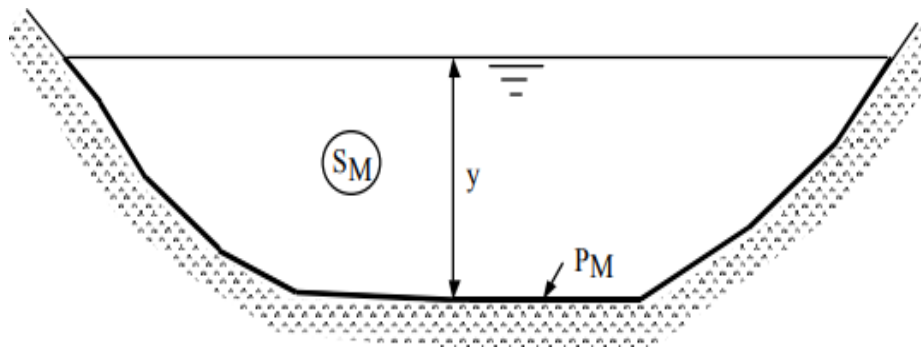


Figure III.03 : Profil d'une section d'un Oued.

Où il existe deux types d'affouillement :

- **Affouillement général** : sur tout le lit d'Oued, on prend généralement ($H_g=1\text{ m}$).
- **Affouillement local** : Autour des appuis d'un ouvrage.

Avec :

$$\text{Affouillement total} = \text{Affouillement général} + \text{Affouillement local}$$

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

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

II.2.2 Les données climatique :

Le climat est la distribution statistique des conditions de l'atmosphère terrestre dans une région donnée pendant une période donnée. L'étude du climat est la climatologie. Elle se distingue de la météorologie qui désigne l'étude du temps à court terme et dans des zones ponctuelles.

La caractérisation du climat dans la région de Boumerdes est effectuée à partir de mesures statistiques annuelles et mensuelles sur des données atmosphériques locales : température, humidité, vitesse du vent, la neige.

II.2.2.1) TEMPERATURE :

Le gradient de Boumerdes est de (12), cette donnée intervient dans les calculs des joints de chaussées et appareils d'appuis.

II.2.2.2) L'HUMIDITE :

Pour la région de Boumerdes l'humidité ambiante varie entre 55 et 75%, sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à 70%.

II.2.2.3) LE VENT :

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

II.2.2.4) LA NEIGE :

Boumerdes est une ville côtière, alors les effets de la neige sont négligeables dans les calculs

En résumé :

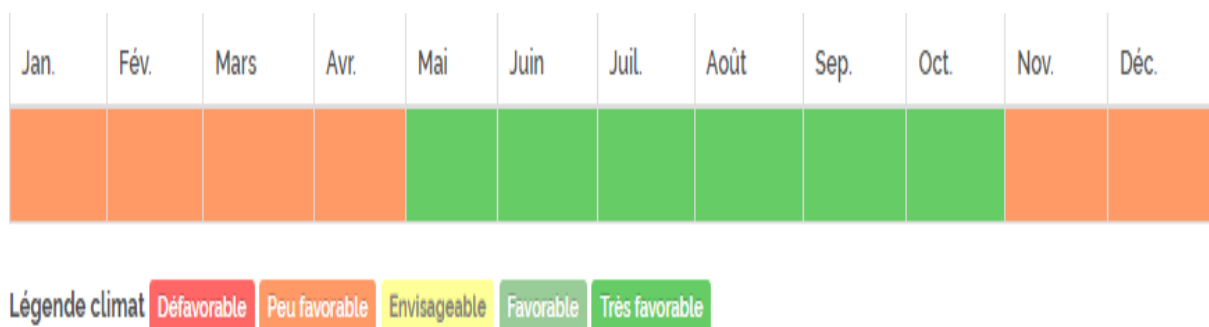


Figure II.04 : Variation climatique dans la région de Boumerdes

II.2.3 LES DONNEES FONCTIONNELLES

II.2.3.1) Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. L'axe en plan se compose d'un alignement rectiligne droit et ne présente aucun biais.

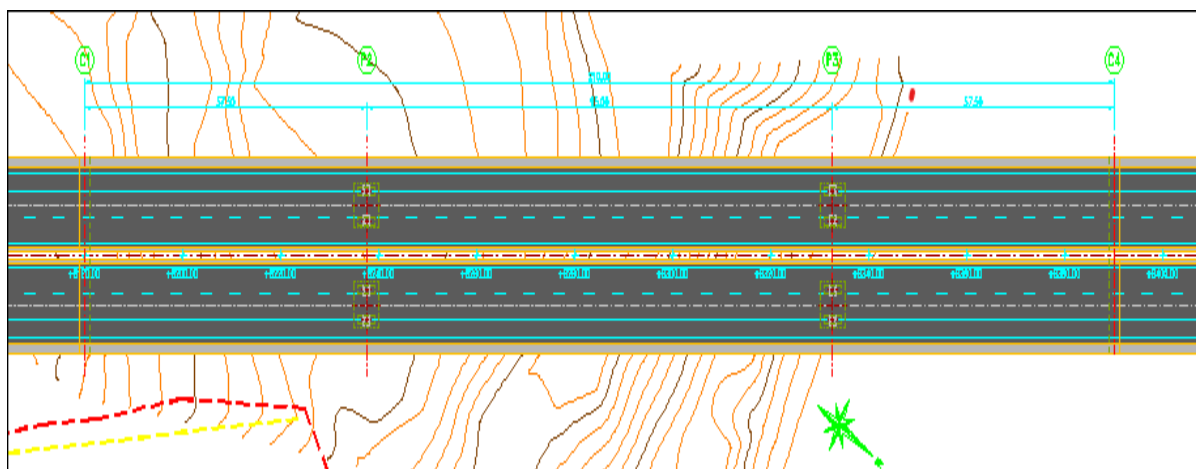


Figure 05 : Tracé en plan de l'ouvrage

II.2.3.2) Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux

contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. L'ouvrage franchit une brèche qui contient un oued, le tracé présente une pente de 1.5 %. le profil en long de notre ouvrage est caractérisé par :

- Le pk du début de l'ouvrage : Pk +8181.
- Le pk de la fin de l'ouvrage : PK +8391.
- L'altitude de début : $z = +89.225$ m.
- L'altitude de fin : $z = +92.486$ m.

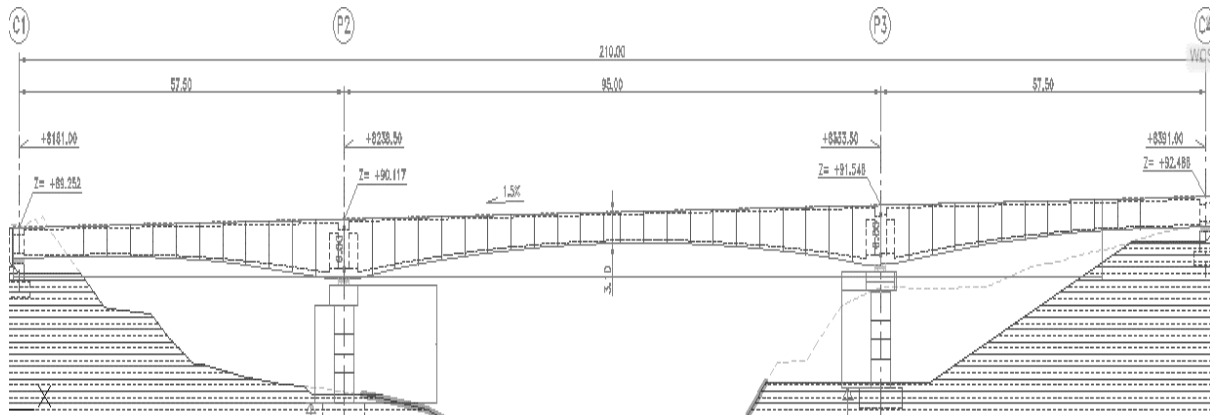


Figure II.06 : Profil en long de la voie portée

II.2.3.3) Profil en travers :

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

Le profil en travers de l'ouvrage de la présente étude est de 12.5 m de largeur, se compose de:

- Une chaussée de deux voies de 3.5m chacune.
- Deux trottoirs, un de 0.70 m de largeur et l'autre de 0.5 m

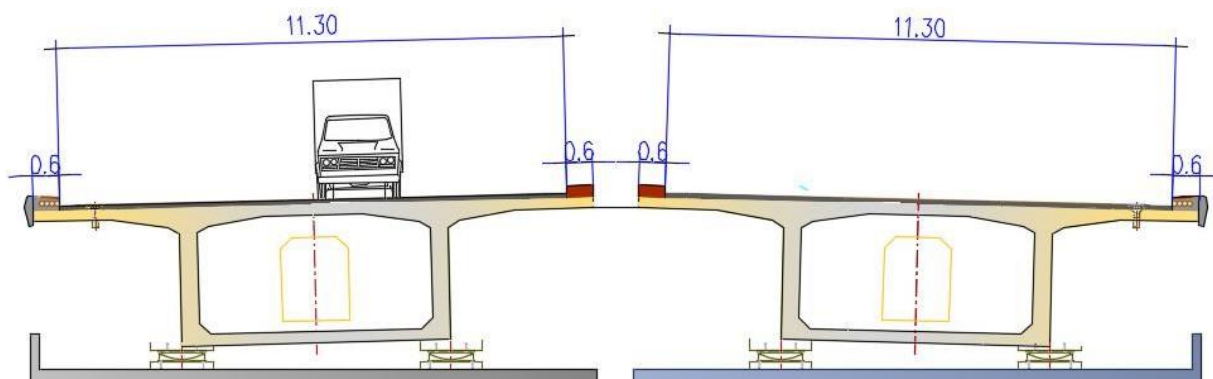


Figure II.07 : Coupe transversal en mis travée et au niveau de la pile.

II.3 RÉSUMÉ GÉNÉRALE DES DONNÉES DU PROJET

Tableau 02 : Récapitulatif des données de l'ouvrage étudié

Viaduc V1 PK+8181	
Nombre de tabliers :	2
Nombre de culées par tablier :	2
Nombre de piles par tablier :	2
Nombre de travées par tablier :	3
Pente de l'ouvrage :	1.5%
Longueur de travée de rive :	57.5m
Longueur de travée principale :	95m
Longueur totale (hors about) :	210m
Rayon du viaduc :	-
Largeur du tablier par tablier :	12.5m
Hauteur du tablier :	6.00m sur pile 3.10m a la clé
Devers gauche/droit du tablier :	2.5%
Nombre de voies de circulation par tablier :	2 de 3.5m
Nombre de bande d'arrêt d'urgence par tablier :	1 de 2.5m
Classification du pont :	Groupe 2, route Express
Classification de la zone sismique :	Zone III
Classification du site :	- S2 pour C1, P1, P2 - S3 pour C4
Charge roulante :	- Charge militaire Mc120 - Convoi exceptionnel D240
Action climatique spécifique :	Vent en phase définitive de 200kg/m2

II.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation du notre projet avec toutes les données fonctionnelles et naturelle, cette collecte des données est importante afin de nous permettre d'étudier la variante avec les paramètres les plus adapté pour obtenir le meilleur résultat a la fin de la réalisation de notre ouvrage.



CHAPITRE III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX



III. INTRODUCTION :

L'étude d'un pont sera donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction, pour cela on va définir dans ce chapitre les caractéristiques des différents matériaux utilisés, les références de calcul et les hypothèses conçues en relation direct avec le calcul à venir.

III.1 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

III.1.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) ; le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Les caractéristiques des bétons utilisés, issues des règles BAEL 91, modifiées 99 [N1] et BPEL 91 révisée 99 [N3] sont les suivantes :

III.1.1.a) Béton précontraint :

Tableau III.01 : Caractéristiques de béton du tablier.

Elément structural	Classe	E _{i,28} (MPa)	E _{v,28} (MPa)	f _{c,28} (MPa)	f _{t,28} (MPa)
Tablier	B40	37 600	12 600	40,0	3,0

III.1.1.b) Béton armé :

Tableau III.02 : Caractéristiques de béton sur culée et pile.

Elément structural	Classe	E _{i,28} (MPa)	E _{v,28} (MPa)	f _{c,28} (MPa)	f _{t,28} (MPa)
Pile/Culée	B35	36 000	12 500	35,0	2,7
Fondations	B30	34 200	11 500	30,0	2,4

Avec :

- Poids volumique $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- Module d'Young instantané $E_{i,j} = 11000 \times f_{c,j}^{\frac{1}{3}}$
- Module d'Young long-terme $E_{i,j} = 3700 \times f_{c,j}^{\frac{1}{3}}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.2$
- Module de cisaillement $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$

- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 1.10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

❖ **Resistance caractéristique a la compression**

Donc, le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite résistance caractéristique spécifique notée f_{c28} et la résistance en traction notée f_{t28} .

La formule suivante est donnée par le BAEL (art2.1.11. BAEL 91-REV99).

$$f_{c,j} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad ; \quad \text{si } j < 28j$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPA pour les superstructures} \\ f_{c28} = 35 \text{ MPA pour l'infrastructures} \end{cases}$$

II.1.1.c) Resistance caractéristique a la traction

Elle liée à la résistance de compression .sa formule est :

$$f_{t,j} = 0.6 + 0.06 \times f_{c,j}$$

Dont $f_{t,j}$ et $f_{c,j}$ exprimés en MPA ce qui donne :

$$\begin{cases} f_{t28} = 3 \text{ MPA pour l'hourdis du voussoir} \\ f_{t28} = 2.7 \text{ MPA pour le voussoir sur pile, culées et des fondations.} \end{cases}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c,j} \leq 60 \text{ MPA}$.

III.1.2 SPÉCIFICITÉS

La fissuration est considérée comme préjudiciable pour les calculs de l'ensemble de l'ouvrage. Les lois de comportement des bétons sont issues du BAEL [N2] et BPEL [N3] pour les bétons de résistance inférieure ou égale à 40MPa.

Pour les vérifications à l'état-limite ultime (ELU), on utilise pour le béton un diagramme non-linéaire dit « parabole-rectangle ». Pour les vérifications à l'état-limite de service (ELS), le béton est considéré comme élastique et linéaire et est défini par son module d'élasticité ($E_{i,28}$). Le coefficient de sécurité (γ_b) tient compte d'éventuels défauts localisés, ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique, avec :

- Combinaisons fondamentales : $\gamma_b = 1,50$
- Combinaisons accidentelles (séisme) : $\gamma_b = 1,30$
- Combinaisons accidentelles (hors séisme) : $\gamma_b = 1,15$

Le coefficient (θ) est fixé en fonction de la durée d'application d'actions considérée. Pour le cas des ponts-routes, les durées probables d'application des charges d'exploitation ou des actions climatiques, avec leurs valeurs caractéristiques, sont présumées inférieures à 1h.

On retiendra donc $\theta = 0,85$.

Pour la combinaison de construction (durée d'application de charge supérieur à 24h) on considère $\theta = 1,0$.

La déformation ultime du béton vaut $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$.

III.1.2.a) Béton B40 du tablier

Tableau III.03 : Contrainte limite du tablier sous combinaisons

ELS	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 24,0 \text{ MPa}$
ELU fondamentale	$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c,28}}{(\theta \times \gamma_b)} = 26,7$

III.1.2.b) Béton B35 des piles/culées

Tableau III.04 : Contrainte limite des piles/culées sous combinaisons

ELS	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c,28} = 21,0 \text{ MPa}$
ELU fondamentale	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times f_{c28} \times \theta \times \gamma_b = 32,87 \text{ MPa}$

III.1.2.b) Béton B30 des fondations

Tableau III.05 : Contrainte limites des fondations sous combinaisons

ELS	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$
ELU fondamentale	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times f_{c28} \times \theta \times \gamma_b = 37,93 \text{ MPa}$
ELU accidentelle	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times f_{c28} \times \theta \times \gamma_b = 27,94 \text{ MPa}$

III.1.3 LES ARMATURES

III.1.1.a) Armatures passives à haute adhérence

Toutes les barres sont de nuance Fe E 500.

Toutes les barres seront de diamètre supérieur ou égal à 6mm, et inférieure ou égal à 40mm.

- Limite élastique des armatures $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$
- Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$

- Module d'élasticité $E_s = 200\,000\text{ MPa}$
- Enrobage minimale $c=40\text{mm}$ Les armatures des piles seront de classe C selon Annexe C de l'EN 1992-1-1.

III.1.1.2.b) Armatures actives de précontrainte

Le procédé de précontrainte retenu est le système C de Freyssinet (cf. [N5]).

Les caractéristiques des unités sont celles fournies ci-après. Les unités de précontrainte intérieure sont formées de torons T15,7 nus, de classe 1860MPa, à Très Basse Relaxation (TBR), placés dans une gaine feuillarde.

Les unités de précontrainte extérieure sont formées de torons T15,7 gainés graissés (TGG), de classe 1860MPa, à Très Basse Relaxation (TBR), dans les tubes lisses en PEHD.

- Type de toron T15s
- Section 150mm^2
- Résistance caractéristique maximale $f_{pk} = 1860\text{ MPa}$
- Limite conventionnelle d'élasticité à 0.1% $f_{p0,1\%} = 1640\text{ MPa}$
- Contrainte maximale à la mise en tension $f_{p,0} = \min(0,8 \times f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1\%}) = 1476\text{ MPa}$
- Module de déformation $E_p = 195\,000\text{ MPa}$
- Relaxation à 1000 heures $\rho_{1000} = 2,5\%$
- Rentrée d'ancrage à la mise en tension $g = 6\text{ mm}$
- Frottement $\mu = \{0,19\text{ rad}^{-1}\text{ précontrainte intérieure } 0,10\text{ rad}^{-1}\text{ précontrainte extérieure}\}$
- Festonnage $k = \{0,007\text{ rad/m précontrainte intérieure } 0,000\text{ rad/m précontrainte extérieure}\}$
- Rentrée d'ancrage à la mise en tension $g = 6\text{ m}$

III.1.4 ACIERS PASSIVES

La limite d'élasticité :

Les armatures passives utilisés dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe500 avec une limite d'élasticité $f_e=500\text{MPa}$.

Tableau III.06 : Contraintes admissibles de traction des classes des béton

Classe de béton	Contrainte de traction limite
B40	$\bar{\sigma}_s = 250\text{ MPa}$
B35	$\bar{\sigma}_s = 250\text{ MPa}$
B30	$\bar{\sigma}_s = 250\text{ MPa}$

ELS	$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times f_e \\ \text{Max} (0.5 f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \end{array} \right\}$
-----	---

Module d'élasticité :

Le module d'élasticité des aciers passifs E_s est pris égal à 190000 MPa.

Conformément à l'article A.4.5.33 du BAEL [N2], les contraintes admissibles aux états-limites sont les suivantes :

D'où :

$$\begin{aligned} \text{➤ ELU fondamental} \quad \bar{\sigma}_s &= \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500.0}{1.15} = 435 \text{ MPa} \\ \text{➤ ELU accidentel} \quad \bar{\sigma}_s &= \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500.0}{1.00} = 500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

III.1.4.1 Aciers de précontrainte

$$\begin{aligned} \text{➤ ELU fondamental} \quad \bar{\sigma}_s &= \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = \frac{1640.0}{1.15} = 1\,426 \text{ MPa} \\ \text{➤ ELU accidentel} \quad \bar{\sigma}_s &= \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = \frac{1640.0}{1.00} = 1\,640 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Les torons prévus pour constituer les câbles de précontrainte devront avoir les caractéristiques mécaniques suivantes :

Tableau III.07 : Cable de précontrainte

	Notion	Valeur	Unité
Diamètre nominal	$\emptyset$	15	mm
Section nominale	A_p	150	mm ²
Masse nominale	γ	1.18	Kg/m
Charge de rupture garantie dû câble	f_{pk}	1.860	MPa
Charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0.1%	$f_{p0.1k}$	1,600	MPa
Force nominale de rupture garantie	F_r	≥258	KN
Force nominale à la limite caractéristique d'élasticité à 0.1%	F_p	≥219	KN
Module de la déformation élastique	E_p	195	GPa
La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000heures	ρ_{1000}	≤2.5	%

Avec le diagramme conventionnel des contraintes-déformations avec loi bilinéaire.

III.1.5 CONTRAINTE ADMISSIBLE

❖ Contrainte admissible a la compression :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \eta_b}$$

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

Le coefficient η_b est calculé comme suit :

$$\eta_b \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

À L'ELS : la contrainte de calcul à l'ELS est égale à :

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

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.

Conclusion : Les caractéristiques des matériaux mentionnés précédemment seront prises en compte pour les calculs nécessaires à l'étude de notre viaduc.

III.1.6 LA PRÉCONTRAINTÉ

Le tablier est précontraint longitudinalement par post-tension par :

- ♦ Des câbles intérieurs de fléau situés dans le hourdis supérieur de la section
- ♦ Des câbles intérieurs éclisse de services, mis en tension à la fin de la construction après clavage et situés dans le hourdis inférieur.
- ♦ Des câbles de continuités extérieurs déviés au niveau des entretoises et mis en tension après le clavage. Les câbles intérieurs, de fléau et éclisses sont en torons clairs, dans des gaines feuillards, injectées au coulis de ciment après mise en tension.

Les câbles extérieurs sont constitués de torons gainés graissés (TGG) dans des gaines en PEHD injectées au coulis de ciment. La précontrainte est dimensionnée en classe II.

La continuité des câbles extérieurs est assurée par croisement alternatif dans des bossages, situés sur les diaphragmes sur piles. Pour pallier une éventuelle augmentation des charges au cours de la vie de l'ouvrage ou autre, on prévoit de réserver une paire de câbles extérieurs via un emplacement vide par âme.

Tableau 3



Figure III.01 : Les câbles de précontraintes

❖ Principe de la précontrainte :

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Les forces de flexion ne viendront alors qu'en déduction de la force de la précontrainte initiale. Le béton est alors employé au mieux de ses possibilités.

Le béton est précontraint au moyen de câbles qui sont tendus par des vérins : la tension des câbles va appliquer une contrainte de compression au béton, dont l'intensité dépend des charges de flexions qu'aura à subir l'ouvrage. Cette précontrainte peut être appliquée par pré-tension, c'est-à-dire que les câbles sont tendus avant le coulage du béton. Elle peut l'être également par post-tension : dans ce cas, les câbles sont tendus après le durcissement du béton.

Cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts, réservoirs...) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles...), autorise des projets architecturaux plus sophistiqués et audacieux qu'avec le seul béton armé. Cette technique s'applique aussi bien aux ouvrages coulés en place qu'aux éléments préfabriqués.

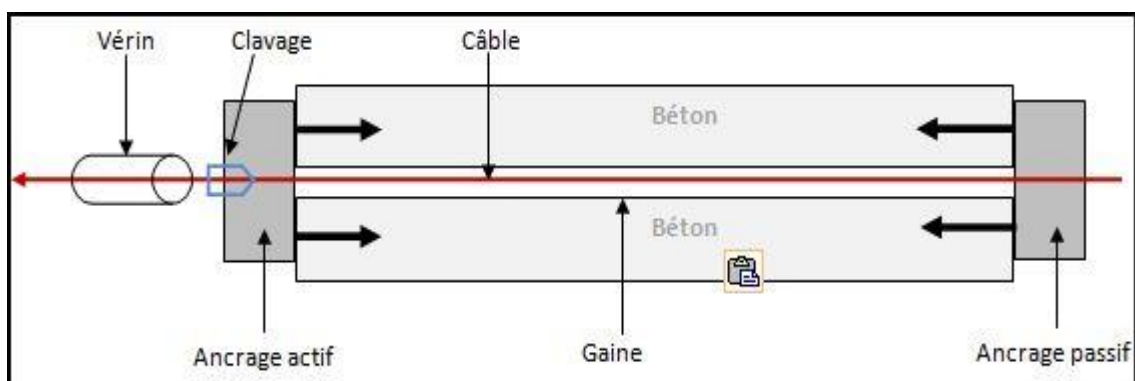


Figure III.02 : Schéma d'un dispositif de précontrainte

III.2 HYPOTHÈSE DE CALCUL

Le but de cette partie est de présenter les règlements, les documents de calcul, les caractéristiques et les contraintes limites des matériaux des éléments de l'ouvrage (béton du tablier, béton des piles et culées, béton des fondations profondes, aciers de précontrainte et armatures passives).

III.2.1 Normes et règles de calcul

L'étude de dimensionnement de l'ouvrage est réalisée à partir des normes suivantes :

Règles relatives aux programmes de charges et épreuves

- [N1] Fascicule 61 – Titre II : « Programmes de charges et épreuves des ponts-routes ».
- [N2] RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

Règles relatives aux ouvrages en béton armé et précontraint

- [N3] Fascicule 62 – Titre I, section I : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites » (BAEL 91-rev 99).
- [N4] Fascicule 62 – Titre I, section II : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états-limites » (BPEL 91-rev 99).
- [N5] Ponts en béton précontraint, construit par encorbellement successifs, Guide de conception, SETRA, Juin 2003. [N5] ATE du Système de Précontrainte Freyssinet N°06/0226.

Règles relatives aux fondations

- [N6] Fascicule 62 – Titre V : « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ».

Règles relatives à la conception parasismique

- [N7] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, RPOA 2008, Partie
- [N8] NF EN 1998-2, Eurocode 8.2 Calcul de structure pour leur résistance aux séismes, Partie Ponts.
- [N9] Guide SETRA/CEREMA « Ponts en zone sismique. Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 », août 2015

Règles relatives aux équipements

[N10] Les normes EN 1337-1 à 8

[N11] NF EN 15129 « Dispositifs antisismiques »

III.3 CONCLUSION

Après la présentation des matériaux construisant l'ouvrage, nous apprenons le type de béton nécessaire au processus de réalisation avec toutes les caractéristiques avec le choix de types de câbles et la méthode de la mise en tension de ce dernier, qui définissent le calcul et la vérification nécessaires pour avoir un prédimensionnement du tablier adéquat qui sera présenté dans le prochain chapitre.



CHAPITRE IV

PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER



IV. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, le travail a pour but, lequel est le prédimensionnement de la superstructure Qui consiste à calculer et proposer des dimensions à donner aux éléments qui constituent notre pont sur base de certaines règles pratiques de la construction.

Mais après vérification des contraintes lors des calculs, ces dimensions proposées peuvent être maintenues ou modifiées si elles répondent ou non aux diverses sollicitations aux quelles la structure sera soumise.

IV.1 PROPRIÉTÉS DES ELEMENTS DU TABLIER

L'ouvrage est constitué d'un tablier de type MONOCAISSON, indépendant, ayant ses propre fût de pile et fondations.

Le tablier est continu d'une culée à l'autre et repose chacun sur deux piles intermédiaires munis d'appareils d'appui.

IV.1.1 Section transversale des voussoirs courants

Le dimensionnement de la section transversale pour les ponts construit en encorbellement est suivant les indications du tableau au-dessous :

Tableau IV.1 : Constitution des sections transversale des VCS

Constitution :	
Epaisseur du hourdis supérieur	25 cm
Epaisseur des amees avec cablage de continuité extérieur	$Max\{30, 30 + \frac{(B \times L) - 500}{20}\}$
Elancement	$\frac{H}{L} = \frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{17}$
Epaisseur équivalente	$0.25 + 0.008 \times L$ Pour $20m \leq L \leq 55m$
Pourcentage d'aciers actifs	40 à 45 Kg par m^3 de béton
Pourcentage d'acier passifs	140 à 150 Kg par m^3 de béton

IV.1.2 Hauteur du tablier

La hauteur du tablier varie paraboliquement pour V1, passant de 6m à la pile à 3.1m à la clé. Le hourdis supérieur est une dalle pleine de 12,50m de large dont l'épaisseur varie transversalement.

IV.2 ETUDE CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU VOUSOIR

Les résultats des caractéristiques géométriques des sections sont obtenus en faisant des calculs manuels et puis vérifier par le logiciel AUTOCAD. Où :

G : Le centre de gravité de la section ; **V** : La distance de G a la fibre supérieure ;

V' : La distance de G a la fibre inférieure ; **h** = V+V' : La hauteur totale de la section ;

S : L'air de la section ; **I_y** : Moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par G ;

IV.2.1 Voussoir a la clef (VSC)

Tableau IV.2 : Propriétés du voussoir courant

PROPRIETES	RESULTATS
La hauteur totale de la section	H = 3.10 m
L'air de la section	S = 7.53 m²
Le centre de Gravité de la section	G_y = 1.97 m
Moment d'inertie	I_x = 68.4624 m⁴ ; I_y = 39.7847 m⁴
La distance de G a la fibre supérieur	V = 1.13 m
La distance de G a la fibre inférieure	V' = 1.97 m

IV.2.2 Voussoir sur pile (VSP)

On note même que pour le VSC :

G : Le centre de gravité de la section ;

V : La distance de G a la fibre supérieure ;

V' : La distance de G a la fibre inférieure ;

H = V+V' : La hauteur totale de la section ;

S : L'air de la section ;

I_y : Moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par G ;

Tableau IV.3 : Propriétés du voussoir sur pile

PROPRIETES	RESULTATS
La hauteur totale de la section	$H = 6 \text{ m}$
L'air de la section	$S = 11.68 \text{ m}^2$
Le centre de Gravité de la section	$G_y = 3.16 \text{ m}$
Moment d'inertie	$I_x = 90.8035 \text{ m}^4 ; I_y = 183.816 \text{ m}^4$
La distance de G a la fibre supérieur	$V = 2.84 \text{ m}$
La distance de G a la fibre inferieure	$V' = 3.16 \text{ m}$

IV.2 PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs sont coulés in-situ, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, et dans notre cas la portée principale de l'ouvrage est à 95m donc le tablier doit être réalisé à une hauteur variable pour créer la stabilité.

IV.2.1 Prédimensionnement de la section transversale

Nous examinons dans ce paragraphe, en basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La figure présentée ci-dessous précise les notations utilisées :

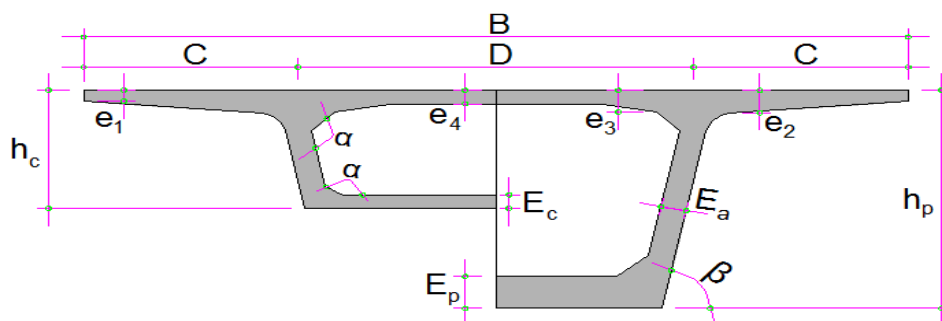


Figure IV.1: Notations des dimensions.

Ainsi, une étude statique faite à l'occasion de l'écriture du guide SETRA montre qu'on peut appliquer pour un tablier sur appuis simples les relations suivantes :

- Sur pile : $\frac{L}{H_p} = 14 + \frac{L}{45}$
- A la clef : $\frac{L}{H_p} = 19 + \frac{L}{7}$

Avec :

L : c'est la portée principale en mètres (Dans notre cas $L = 95\text{m}$).

Cette formule est applicable pour toute valeur de **L** comprise dans le domaine d'emploi des ponts construits par encorbellement.

D'où, les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir

Elément	Ration usuelle	Valeur retenue
Hauteur de VSP	$H_p = 14 + L/45$	600 cm
Hauteur de VSC	$H_c = 19 + L/7$	310cm
Largeur de voussoir	B	1 250 cm
C	B/4	312.5 cm
D	B-2C	550 cm
e1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
e2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	45 cm
e3	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm et } e_3 > 1,5.e_4$	45 cm
e4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	20 %
Ea	$E_a \geq 0,26 + L/500$	50 cm
Ec= ep	$E_c \geq (18\text{cm}, 3\phi, E_a/3)$	35 cm
Gossier supérieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°
Gossier inférieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°

IV.2.2 Le prédimensionnement des sections

D'après les calculs faites sur le dimensionnement des sections du pont, et suite aux vérifications d'après les données. En résultats :

IV.2.a Les voussoirs sur clef :

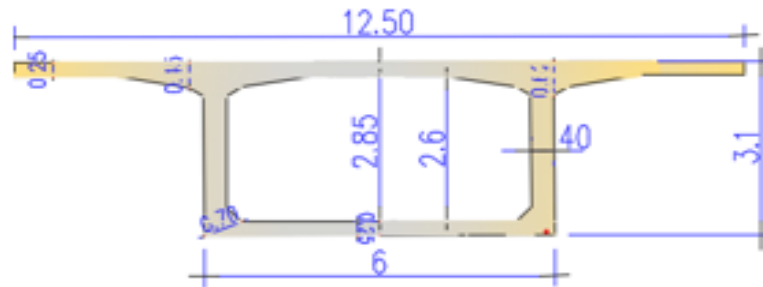


Figure IV.2 : Section transversale du VSP

IV.2.b Les voussoirs de clavage :

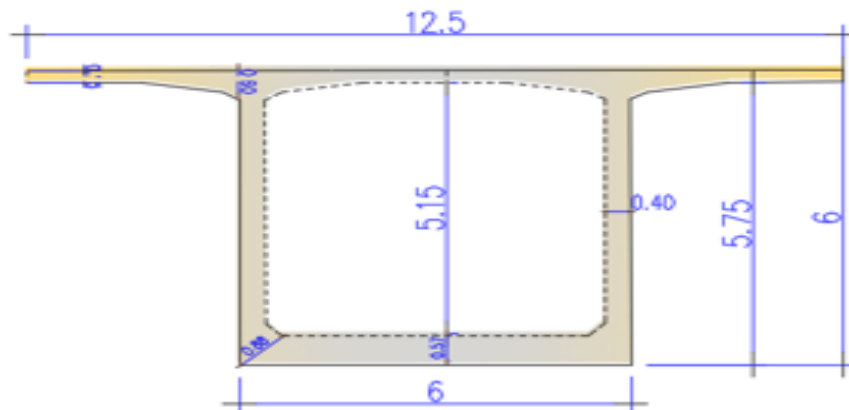


Figure IV.3 : Section transversale du VSP

IV.3 DÉCOUPAGE DES VOUSSOIRS

La méthode de construction du viaduc est par encorbellements successifs coulés sur place à l'aide d'équipage mobile par le dessus.

IV.3.1 Segmentation de l'ouvrage

Le viaduc V1 à une longueur totale de 210m.

L'ouvrage sera donc divisé en trois travées. Une travée principale de 95m et deux travées de rive de 57.5m (assurant un ratio 0.6 entre travées de rive et travée centrale).

- ✚ Voussoir type de 4.1m.
- ✚ Voussoir sur pile : 10m
- ✚ Voussoir de clavage : 3m o Segmentation
- ✚ Travées de rive : $1.0 + 11.5 + 10 \times 4.1 + 5 = 57.5 + 1$ (m)
- ✚ Travée centrale : $5 + 10 \times 4.1 + 3 + 10 \times 4.1 + 5 = 95$ (m) o Nombre de cycles :
- ✚ Voussoir sur pile : 2
- ✚ Voussoir typique : 40 (20paires)
- ✚ Sur cintre : $2 \times 11.5 + 2$ (m)

IV.3.1 Voussoirs courants (VC)

Selon le guide SETRA, la longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.50m à 4m, voir 5m suivant les ouvrages.

Comme dans notre cas La longueur des voussoirs courants varie de 3.12 à 5.45 m.

Lorsque les voussoirs sont coulés en place, les deux critères de choix sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc de voussoirs. Cette volonté d'optimisation peut parfois conduire à réaliser des voussoirs de différentes longueurs pour un même demi fléau.

III.3.2 Voussoirs sur pile (VSP)

Pour les ouvrages coulés en place le VSP mesure en général au moins 8m, Le voussoir sur pile mesure dans notre cas nous avons $LVSP = 6m$. De façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs. Pour monter la paire d'équipages sur le voussoir sur pile, il faut en effet lui donner une longueur égale a deux fois celles des voussoirs courants augmentée de 50cm a 1m

III.3.3 Voussoirs de clavage

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée.

Pour notre ouvrage étudié, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure a celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilise pour leur exécution. Toutefois, le voussoir de clavage ne doit pas être trop petit pour pouvoir démonter sans trop de difficulté de coffrage intérieur de l'équipages.

Le voussoir de clavage nécessite un coffrage particulier, en général en bois, démontable en éléments suffisants petits pouvant être évacue par un trou d'homme. La longueur du voussoir de clavage doit aussi permettre le recouvrement des armatures longitudinale et la mise en tension des câbles des fléau des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est ainsi d'environ 2m généralement.

- 42 voussoirs courant.
- 2 voussoirs sur pile.
- 1 voussoirs de clavage

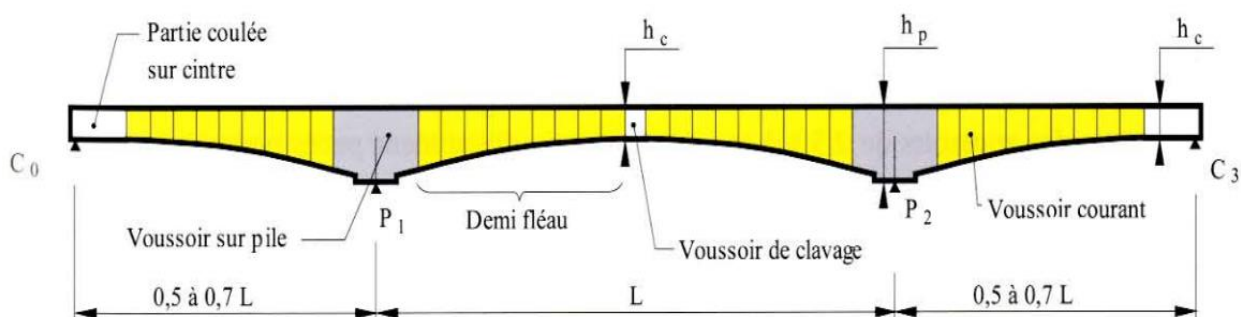


Figure IV.4 : Découpage des voussoirs en des segmentation

IV.4 CONCLUSION

Après finir mon propre prédimensionnement des sections du tablier de l'ouvrage a été vérifié à partir des segments sur les piliers (C1 et C4), des segments courants jusqu'aux segments sur les piles (P2 et P3), ce qui nous a permis d'obtenir une segmentation solide du tablier pour établir l'étape suivante concernant le chargement du dernier.



CHAPITRE V

CAS DE CHARGES ET SURCHARGES



V. INTRODUCTION :

Avant de procéder à la construction de la structure, en se basant sur le guide technique RCPR j'ai fait le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage , ainsi que les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts à voussoirs et les calculs nécessaires des moments max et min avec les charges nécessaires qui doivent être faites sur le tablier calculé par moi manuellement et avec l'aide du logiciel ROBOT.

V.1 ACTION DE CALCUL

Ils représentent les éléments influençant à la vérification de la stabilité de l'ouvrage.

On distingue de ces actions deux types :

- **Les actions hors trafic :** Actions permanentes (poids propre, action thermique...), actions variables (vent, neige...)
- **Les actions due au trafic :** Système de charge A, B, convois exceptionnels ...

V.2 EVALUATION DES ACTION HORS TRAFIC

V.2.1 Actions permanentes

V.2.1.1.a Poids propre du tablier CP

Les effets du poids propre sont calculés sur la base des dessins de coffrage, en tenant compte du poids des divers épaissements locaux, bossages, entretoises, corniche d'habillage et en attribuant au béton armé une masse volumique de 24.5 KN/m^3 .

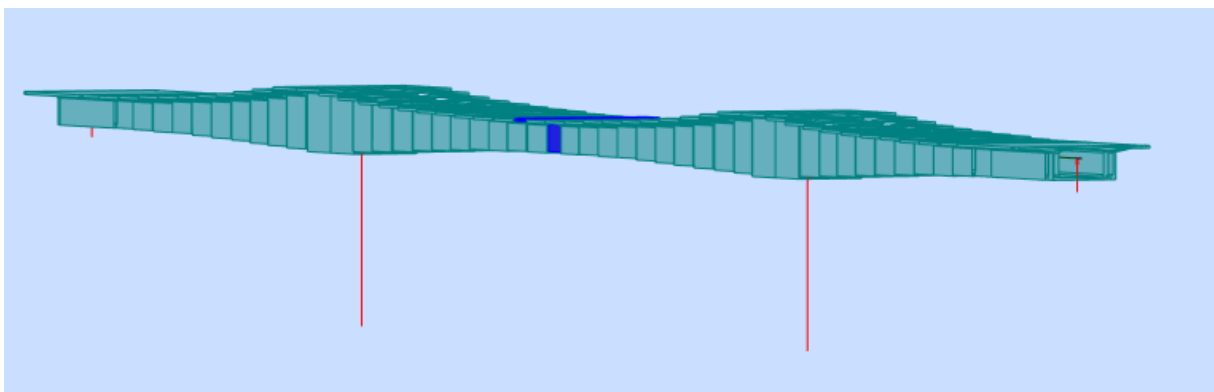


Figure V.1 : Modélisation de tablier du ponts sous charge son poids propre

Les fractions forfaitaires à prendre en compte pour le calcul des valeurs caractéristiques du poids propre du tablier sont égales à $\pm 2 \%$.

❖ Numérotation des voussoirs de la travée de rive :

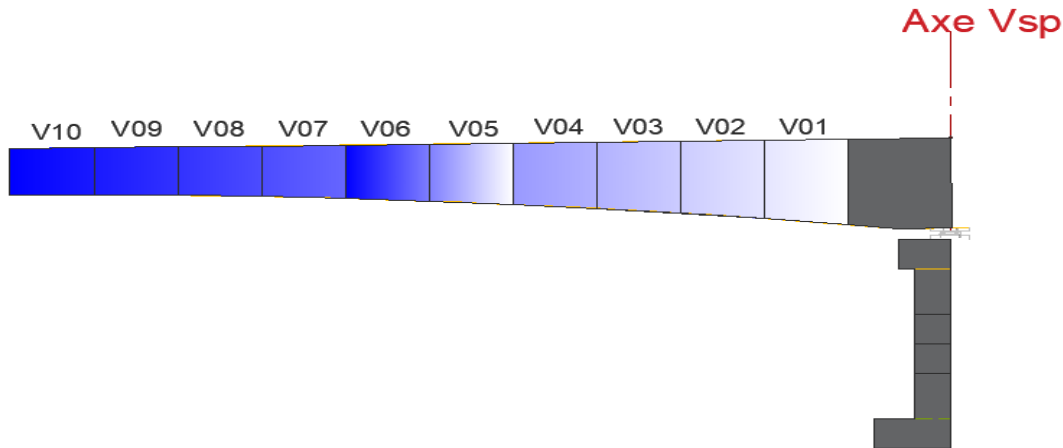


Figure V.2 : Numérotation des voussoirs de travée de rive

Ainsi, nous avons :

Tableau V.1 : Poids volumiques des matériaux

Matériaux	Poids volumiques γ (KN/ m ³)
Béton	24.5
Métal	78.5

Elles représentent les éléments porteurs, c'est le poids propres des caissons, pour le cas de notre ouvrage le calcul manuel à donner les résultats suivantes :

❖ Poids des voussoirs du tablier :

Tableau V.2 : Poids des voussoirs

Type devo	Section (m ²)	Longueur (m)	Densité (KN/m ³)	Nombre de Voussoirs	Poids total (KN)
VSP	11.68	10	24.5	2	5723.2
VSC1	11.23	4.10	24.5	4	2256.06
VSC2	10.55	4.10	24.5	4	2119.44
VSC3	9.94	4.10	24.5	4	1996.94
VSC4	9.40	4.10	24.5	4	1888.46
VSC5	8.93	4.10	24.5	4	1793.98
VSC6	8.53	4.10	24.5	4	1713.62
VSC7	8.19	4.10	24.5	4	1645.32
VSC8	7.93	4.10	24.5	4	1593.03
VSC9	7.73	4.10	24.5	4	1552.9
VSC10	7.60	4.10	24.5	4	1538.84
VCLEF	7.55	3.10	24.5	2	1074.8

Poids total (V) = 38921 KN

Alors :

$$CP = 38921 \text{ KN}$$

$$CP = 189.62 \text{ KN/mL}$$

V.2.1.b Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

Les actions dues au poids des équipements fixes de toute nature sont prises en compte avec leurs valeurs caractéristiques maximales et minimales, évaluées conformément aux dispositions des DC 79.

❖ Poids du revêtement :

Une couche de revêtement en béton bitumineux(BB) d'épaisseur $d = 8$ Selon RCPR la densité de l'asphalte coulé et béton bitumineux est de $24 \text{ à } 25 \text{ KN/m}^3$. Avec $S_{\text{revetement}} = 1 \text{ m}^2$ et donc son poids propre est 24 KN/mL .

❖ Poids de la glissière de sécurité :

Les glissières de sécurité sont des éléments en acier destinés à retenir les véhicules dont les conducteurs ont perdu le contrôle. On opte pour une glissière de type BN4 son poids selon le guide SETRA est de 1 KN/mL . On a des glissières sur les deux côtés.

❖ Poids du garde-corps :

Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Son poids selon le guide SETRA est de 1 KN/mL .

❖ Poids des trottoirs

On a deux trottoirs en béton d'une épaisseur de 0.25 m l'un est de 0.6 m de largeur et l'autre est de 1.2 m de largeur et de même épaisseur. Son poids est 6 KN/mL

❖ Poids des corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage. On a une corniche d'une section $S_{\text{corniche}} = 0.1047 \text{ m}^2$ sur un seul côté. Son poids est 2.45 KN/mL

Poids d'autres équipements:

• Chape d'étanchéité en feuille préfabriquées (ép. 5mm) :	0,07 kN/m²
• Couche de roulement (épaisseur nominale égale à 7.5cm) :	1,77 kN/m²
• Longrine BN4 extérieure (0.161 m^2) :	3.95 kN/mL
• Longrine BN4 intérieure (0.151 m^2) :	3.70 kN/mL
• Longrine garde de corps (0.047 m^2) :	1.15 kN/mL
• Remplissage trottoir (0.14 m^2) :	2,80 kN/mL
• Collecteur des eaux pleins de boues (Phi 250mm, 1.5 t/m^3) :	0.75 kN/mL

Encore plus, les fractions forfaitaires à prendre en compte pour le calcul des valeurs caractéristiques du poids propre des équipements et superstructures sont égales à :

- Couche de roulement : $\{k_{min} = 0,80 ; k_{max} = 1,40\}$
- Etanchéité : $\{k_{min} = 0,9 ; k_{max} = 1,20\}$
- Trottoir préfabriqué en béton armé : $\{k_{min} = 1,00 ; k_{max} = 1,00\}$
- Corniche, glissière et barrière : $\{k_{min} = 0,95 ; k_{max} = 1,05\}$

V.2.2 Résumé des charges complémentaires

Tableau V.3: Charges complémentaires

Elément	Poids (KN/ml)	Densité (KN/m³)	Poids (KN)
Revêtement	/	24,5	5040
Glissière désécurité	1 (2x)	/	210
Garde-corps	1	/	210
Trottoirs	/	24.5	1260
Corniches	2.6175	24.5	514.5
		CCP	7234.5

✚ Le poids total complémentaire permanent :

$$CCP = 7234.5 \text{ KN} = 34.45 \text{ KN/ml}$$

✚ Le poids total du tablier :

$$G_{total} = CCP + CP = 47055 \text{ KN}$$

Alors :

$$G_{total} = 224,07 \text{ KN/ml}$$

V.3 EVALUATION DES ACTIONS DUES TRAFIC

V.3.1 Charges a considérés :

Les charges définies dans les articles suivants sont valables pour les ponts-routes supportant une ou plusieurs chaussées.

Deux systèmes de charges civiles A et B (voir 4.4 et 4.5) peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont distincts et indépendants, en ce sens que pour le calcul d'un effet donné les deux systèmes ne peuvent être appliqués simultanément.

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes:

- Système de charge routière type A(l);

- Système de charge routière type B (système Bc et système Bt, et système Br); Système de charge militaire Mc 120; - Convoi exceptionnel D240;
- Les surcharges sur trottoirs

V.3.2 Caractéristiques du pont

V.3.a Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles. Telles que: bande dérasée, bande d'arrêt, etc. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

$$L_r = L - (1.2 + 0.6) = 12.5 - 1.8$$

$$L_r = 10.3 \text{ m}$$

V.3.b Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable :

- En enlevant une bande de 0,60 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière).
- Dans notre cas la largeur chargeable elle est bordée d'un côté par un dispositif de retenue, de l'autre par une bordure, c'est une bande de 0,50 m qui doit être enlevée.

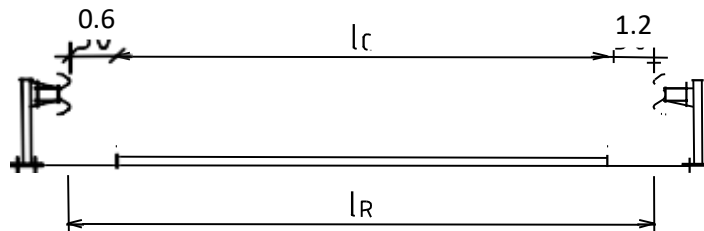


Figure V.3 : Largeur chargeable et largeur roulable

$$L_c = L_r - 2 \times 0.5 ; \text{ Donc : } L_c = 9.3$$

V.3.1.c Nombre de voie et sa largeur

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

$$N = \left\lfloor \frac{L_c}{3} \right\rfloor = \left\lfloor \frac{9.3}{3} \right\rfloor = 3.1 ; N = 3 \text{ voies}$$

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

$$l_{\text{voie}} = \frac{L_c}{N} = \frac{9.3}{3} ; l_{\text{voie}} = 3.1 \text{ m}$$

Tableau V.3 : Caractéristiques du pont

Largeur roulable (L_r)	11.3
Largeur chargeable (L_c)	10.3
Nombre de voie (N)	3
Largeur de voie	3.43

❖ **Tableau récapitulatif :**

Les charges agissantes sur le V1 sont calculées et résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des charges agissantes sur l'ouvrage

Type de charge	Élément	Poids (KN/ml)	Poids total (KN/ml))
Charges permanente (CP)	Voussoirs	189,62	189.62
Complément des charges permanentes (CCP)	Trottoirs	6	34.45
	Revêtement	24	
	Garde-corps	1	
	Glissière de sécurité	1	
	Corniche	2.45	
POIDS TOTAL D'UNE TRAVÉE			224.07

V.3.2 Classe de pont

La classe des ponts dépend de la largeur roulable de l'ouvrage pour préciser de quelle classe il Appartient. Dans notre cas l'ouvrage est de **classe I**, car selon RCPR :

Tableau V.5 : Les différentes classes des ponts

Classe de pont	Description
Classe I	$L_r \geq 7(m)$
Classe II	$5.50(m) \leq L_r \leq 7(m)$
Classe III	$L_r \leq 5.50(m)$

Dont, les Ponts de première classe se caractérisent comme les suites :

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m,
- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées,
- Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur,
- Les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCTP.

V.3.3 Système de charge « A »

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, comme dans notre cas elle est égale à 210m alors la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ donnée ci-après par les coefficients résultants de l'application du tableau illustré par la suite.

La charge $A(l)$, exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, l , exprimée en mètres par la formule :

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

Avec :

L : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur $A(l)$ est multipliée par les coefficients a_1 du tableau V.5.

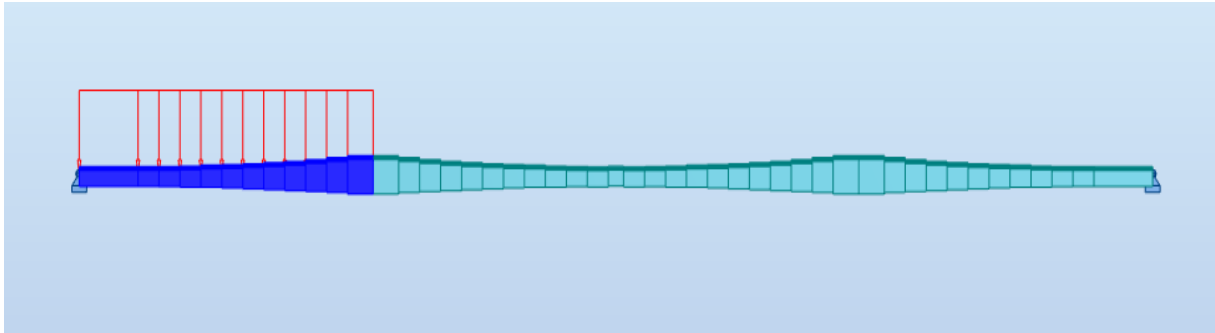
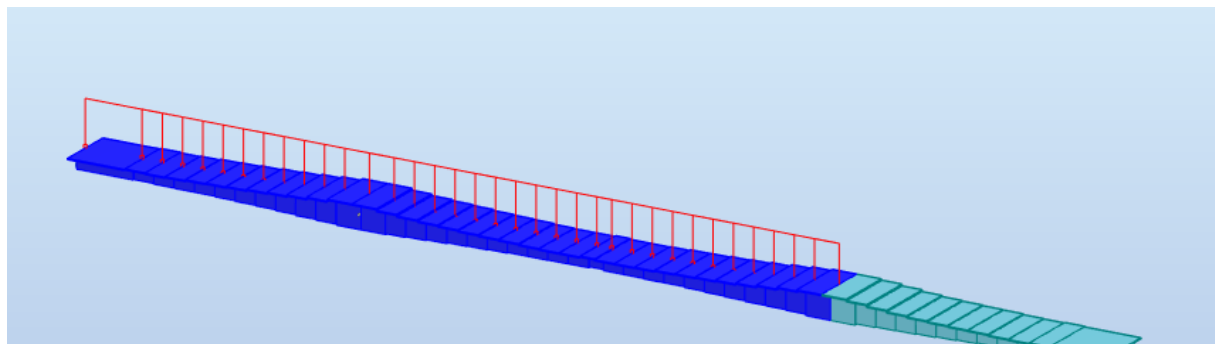
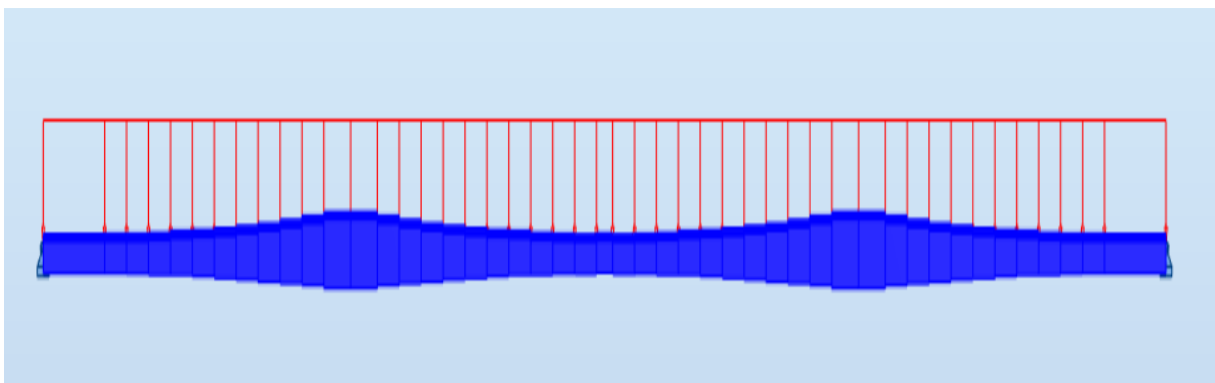
Tableau V.6 : Coefficient a_1 .

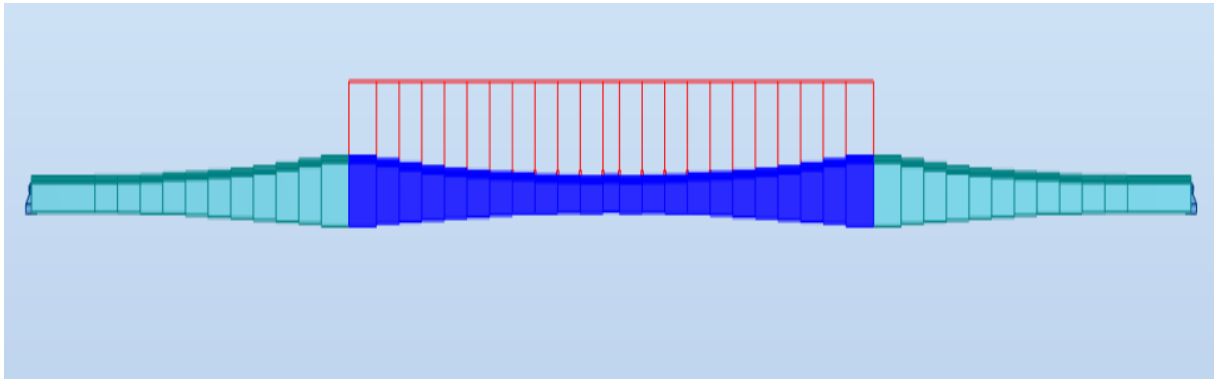
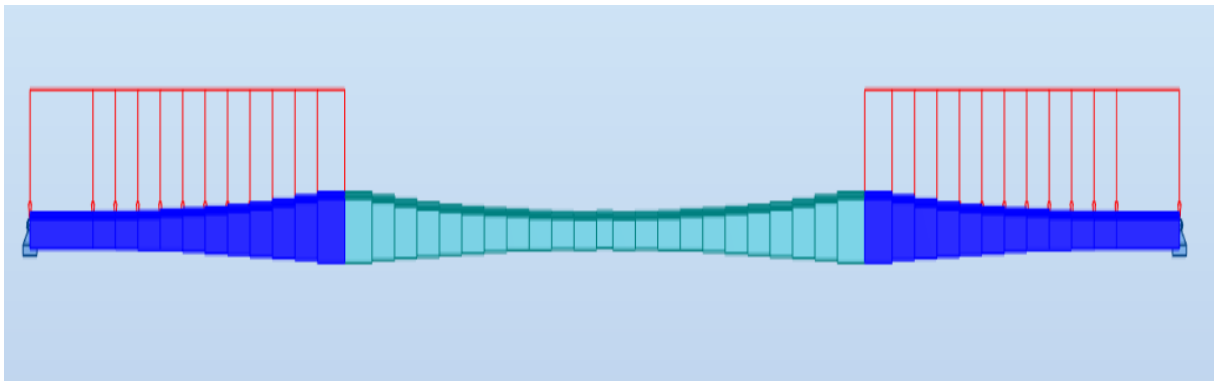
Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = \frac{V_0}{V}$.

- V : étant la largeur d'une voie, $V = 3,43$
- $V_0 = 3.50$; Donc : **$a_2 = 1,02$**

❖ Les cas de chargement possible

Cas 01 :**Figure V.2 :** Chargement d'une travée de rive.**Cas 02 :****Figure V.3 :** Chargement de la travée de rive + la travée principale**Cas 03 :****Figure V.4 :** Chargement de toutes les travées (deux travées de rive + travée principale).

Cas 04 :**Figure V.5 :** Chargement de la travée principale**Cas 05 :****Figure V.6 :** Chargement des deux travées de rive.

Ce sont les cas possibles qu'il y a dans cet essai de chargement sur notre ouvrage. Dont les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Valeurs de $A(l)$ pour les cas possibles.

Cas de charge	L (m)	A1 (KN/m ²)	a1	a2	$A(l) \times a1 \times a2$ (KN/m ²)	L _r (m)	A(l) (KN/m ²)		
							1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	57.5	7.48	1	1.02	7.63	3.43	26.18	39.29	78.54
Cas 02	152.5	4.49	1	1.02	4.58	6.86	15.69	23.53	47.13
Cas 03	210	3.92	1	1.02	4.00	10.29	13.70	20.55	41.18
Cas 04	95	5.66	1	1.02	5.77	13.72	19.83	29.74	59.48
Cas 05	115	5.13	1	1.02	5.23	17.15	17.97	26.96	53.91

V.3.4 Système de charge « B »

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

- Le système B_c se compose de camions types,
- Le système B_r se compose d'une roue isolée,
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

❖ Système B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné par le **tableau V.10**

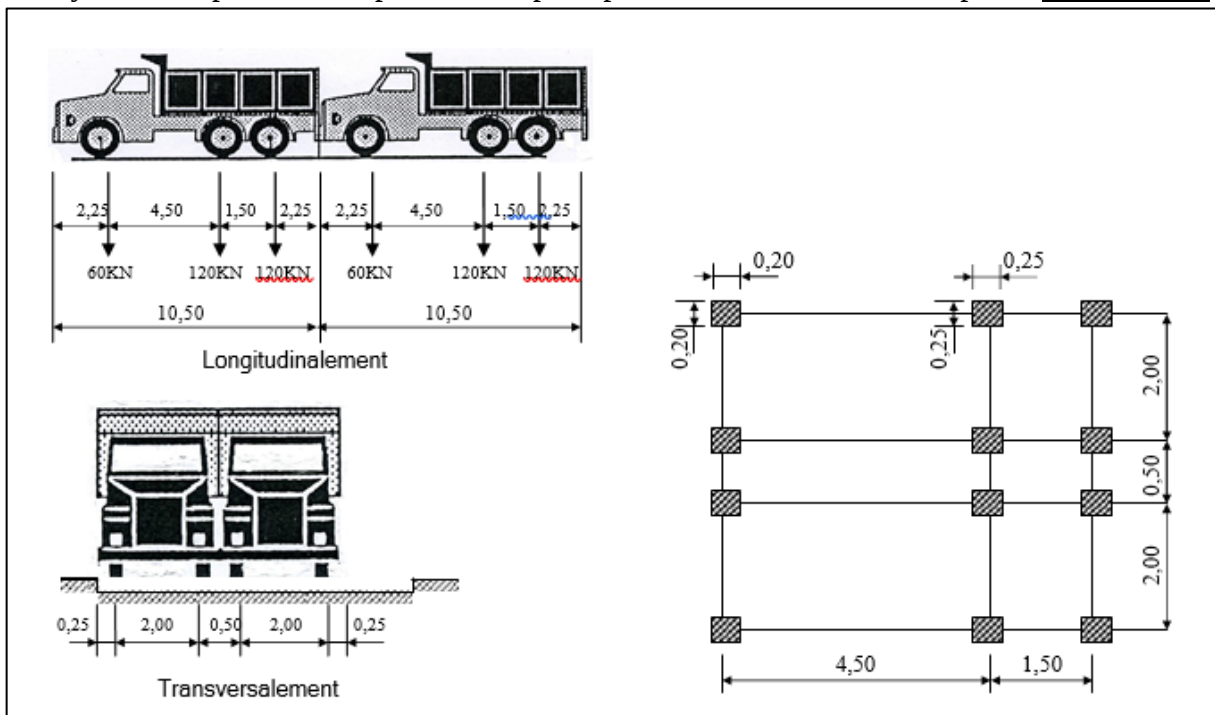


Figure V.7 : Disposition des camions B_c

Les valeurs de coefficient b_c ont pour valeurs :

Tableau V.10 : Les valeurs de b_c

Classe de pont	Nombre de voie				
	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t .

Ainsi la formule de calcul est définie comme le suivant :

$$B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau V.11 : Les résultats de chargement B_c

Nombre de voie	B_c (KN)	b_c
Une voie	720	1.2
Deux voies	1320	1.1
Trois voies	1710	0.95

❖ Système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte.

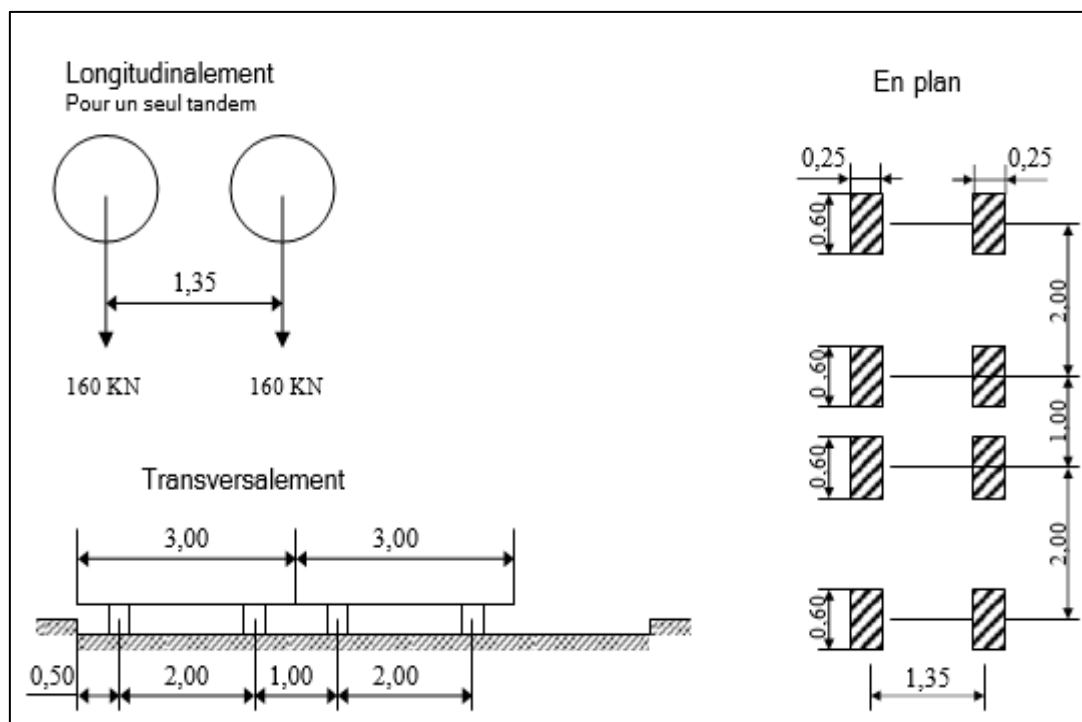


Figure V.8 : Disposition de système b_t

Les valeurs de B_c sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

Tableau V.12 : Les valeurs de coefficient b_t

CLASSE DE PONT	B_T
PREMIERE CLASSE	1,2
DEUXIEME CLASSE	1

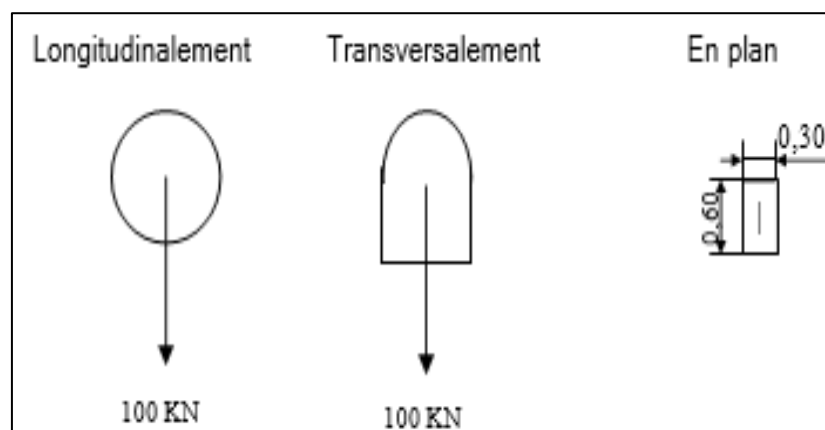
Donc suivant la classe du pont, on a b_t pour valeur de **1,2**. Cette dernière résulte les valeurs du b_t et son coefficient de majoration suivants :

Tableau V.13 : Les valeurs de b_t

Nombre de tandems	S (KN)	B_t
01	384	1.20
02	768	
03	1536	

❖ Système B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de **100 KN**. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé. Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Figure V.10 : Disposition de système B_r

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

V.3.5 Effort de freinage

Les systèmes de charge A(l) et B sont susceptibles de développer des efforts de freinages.

- **Système de charge A :** L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

Dans laquelle S désigne en m^2 la surface chargée.

- **Système de charge B_c :**

Effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de **300 KN**.

Les résultats de l'effort de freinage pour les deux systèmes se réunit au tableau suivant :

Tableau V.14 : Les valeurs de force de freinage pour le système de charge A(l)

Cas de charge	S (m^2)	A(l) (KN/m^2)	F (KN)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	718.75	7.63	72.75	107.34	243.56
Cas 02	1906.25	4.58	109.73	157.97	327.33
Cas 03	2625	4.00	127.97	181.78	359.74
Cas 04	1187.5	5.77	80.75	117.95	283.64
Cas 05	1437.5	5.23	96.66	140.45	300.34

 $F_{\max} = 359.74 \text{ KN} = 1.17 \text{ KN/ml}$

V.3.6 Système de chargement militaires << Mc 120 >>

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 50 m réservées le long des dispositifs de sécurité. Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient δ .

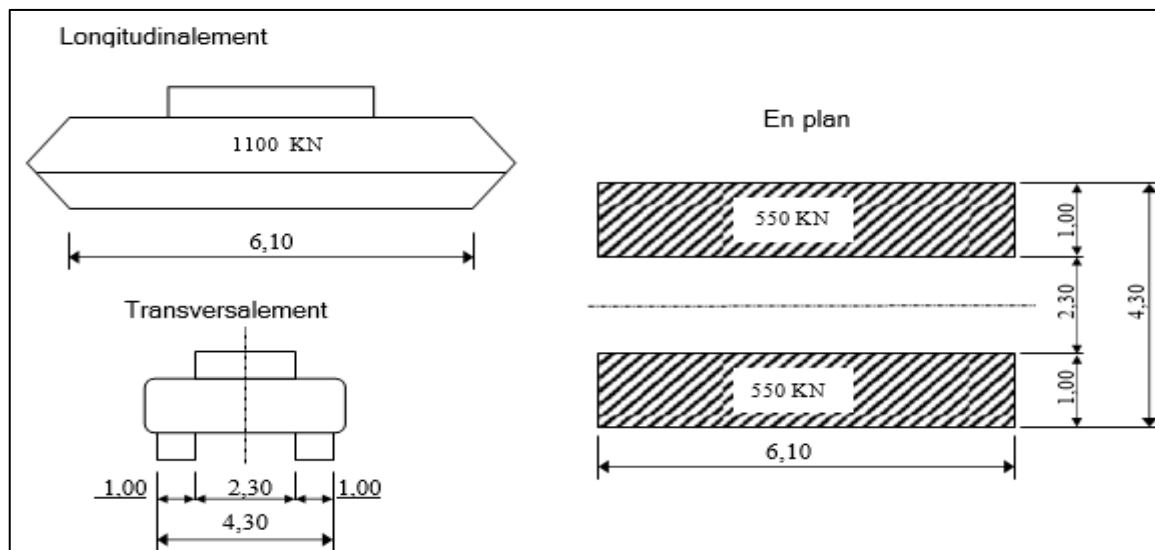


Figure V.10 : Disposition des convoi Mc120

V.3.7 Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c , et d'autre types de chargement B qui serait définie par la suite (B_t) est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\gamma = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{G}{S}\right)} \quad ; \text{ Dans laquelle :}$$

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

G : sa charge permanente,

S : sa charge B maximale.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c . Les valeurs de coefficient de majoration dynamique sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Les valeurs de γ

Cas de charge	L (m)	G (KN)	B_c			B_t			Mc120
			1 voie	2 voies	3 voies	1 voie	2 voies	3 voies	
Cas 01	57.5	12884	1,26152	1,1162	0,99871	1,24373	1,24897	1,25924	1,045
Cas 02	152.5	3417.07	1,22413	1,1162	0,96911	1,21726	1,21926	1,22324	1,017
Cas 03	210	4705.7	1,21765	1,12	0,96397	1,21263	1,21409	1,21699	1,013
Cas 04	95	21286.7	1,23818	1,135	0,98022	1,22723	1,23044	1,23676	1,028
Cas 05	115	25768.1	1,23175	1,1291	0,97514	1,22323	1,22644	1,0273	1,024

V.3.6 Système de charge exceptionnelle « D240 »

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

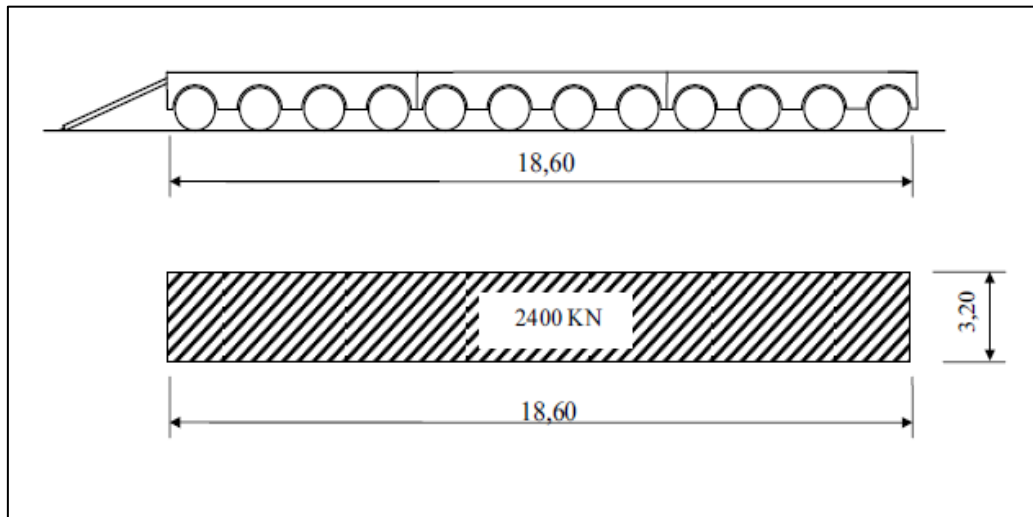


Figure V.11 : Système de charge convoi exceptionnel D240

V.3.7 Cas de chargement différents

V.3.7.1 Surcharge sur les trottoirs

- **Charges générales :** On considère une densité de charge générale de 150 kg/m^2 sur chaque trottoir pour la justification de la flexion longitudinale de l'ouvrage. Leurs effets peuvent se cumuler avec ceux des systèmes A ou B.
- **Charges locales :** On considère une charge uniforme de 450 kg/m^2 sur chaque trottoir pour la justification des éléments de tabliers en particulier sous flexion transversale. Leurs effets peuvent se cumuler avec ceux des systèmes A, B ou des charges militaires. Le trottoir étant séparé de la chaussée par une barrière normal, il convient de ne pas prendre en compte une roue isolée de 6T comme charge locale. Notes :

- Les diverses charges de trottoirs ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques.
- Vis-à-vis des états limites d'utilisation, le coefficient (γ_q) est pris égal à 1.

V.3.7.2 Actions climatiques

Les effets du vent sont étudiés pour l'ouvrage en construction et en service, selon les prescriptions de l'article 14 du Fascicule 61, titre II.

Phase de service (W_s) :

On prend en compte une action uniformément répartie de $2,0 \text{ kN/m}^2$ dans une direction horizontale normale à l'axe de la chaussée. Le vent se développe sur toute la surface offerte

par l'ouvrage. Lorsque le vent souffle, le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les effets du vent et des charges de trafic ne sont pas susceptibles de se cumuler.

Phase d'exécution (We) :

- Vent Horizontal : Considérant la hauteur modérée de l'ouvrage, le vent horizontal est négligé selon les recommandations du guide du SETRA.
- Vent Vertical : Considérant la hauteur modérée de l'ouvrage et les travées inférieures à 120m de portée, le vent vertical est inclus dans la charge variable de chantier, vaut :

1,25 kN/m², pour les ouvrages en cours de construction.

V.3.7.3 Actions thermiques

La valeur du coefficient de dilatation thermique du béton est fixée à $1.10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ dans les calculs.

Variation uniforme de température (Tu) :

Les cas de charges rares de variation uniforme de température correspondent à des écarts : $+30^{\circ}\text{C}$ et -40°C pour la structure béton (calculée avec le module instantané).

Gradient thermique (Tg) :

Le cas de charge correspond à une différence de température entre la fibre supérieure (plus chaude) et la fibre inférieure de 12°C .

Le gradient thermique est calculé en utilisant la valeur instantanée du module du béton.

V.3.7.4 Actions sismiques

L'étude parasismique de l'ouvrage sera conforme aux règles de l'Eurocode 8.2 [N9] et du Guide d'application [N10].

L'ouvrage se situe dans la wilaya de Boumerdes qui est classée dans la zone IIa (sismicité moyenne) selon « RPOA 2008 ».

Le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement sera :

A = 0.2 (Groupe 2 : pont important).

V.4 CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à la vérification de la sécurité de la structure lorsqu'elle subit des charges d'exploitations, où j'ai défini les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

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

De cela, nous sommes prêts à introduire les charges dans le tablier de notre structure et à déterminer par la suite quelle charge a la plus grande contrainte envers la structure, ce qui est fait et présenté dans le chapitre suivant.



CHAPITRE VI

ÉTUDE DE LA PRECONTRAINTE



VI. INTRODUCTION :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs est assurée par deux familles de câbles : « les câbles de fléau et les câbles de continuité ».

Le béton est connu pour sa résistance en compression qu'en traction, et donc le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à notre ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte.

Donc, dans ce chapitre je présente les calculs nécessaires et l'étude de la précontrainte suivants des normes et réglementations sur notre ouvrage que j'ai fait à pour objectif d'assurer le bon choix du type de câbles que l'on peut utiliser sur le tablier pour qu'il puisse supporter son propre poids et toutes les surcharges possibles sans rencontrer des problèmes et éliminer le phénomène de soulèvement des sections du tablier.

VI.1 GÉNÉRALITÉS

La précontrainte est une technique inventée par Eugène Freyssinet en 1928, elle consiste à faire travailler le béton au maximum en compression sous les sollicitations extérieures, en lui apportant des contraintes de compression afin qu'il puisse supporter par la suite des efforts de traction. Il existe deux procédés de précontrainte :

- ❖ Précontrainte par pré tension.
- ❖ Précontrainte par post tension.

VI.2 PRINCIPE DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide de vérins prenant appuis sur la pièce à précontraindre. Pour permettre le mouvement relatif du câble, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant le bétonnage. Une fois les aciers tendus et ancrés, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de ciment. L'injection se fait de façon que tous les vides à l'intérieur de la gaine soient remplis. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion, produit leur adhérence au béton et améliore la résistance de la pièce à la fissuration.

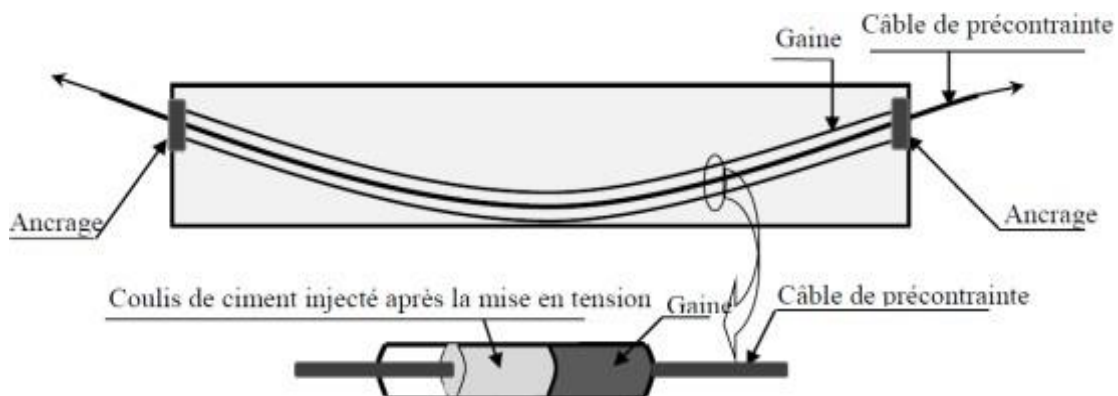


Figure VI.1 : Illustration du principe de la précontrainte par post- tension

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité

❖ Les câbles de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction, et ça afin de jouer un double rôle :

En construction : pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges de chantier.

En service : pour participer, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations

❖ Les câbles de continuités :

Les câbles de continuité sont dimensionnés pour reprendre en service les moments positifs. Ainsi, Ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent.

Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

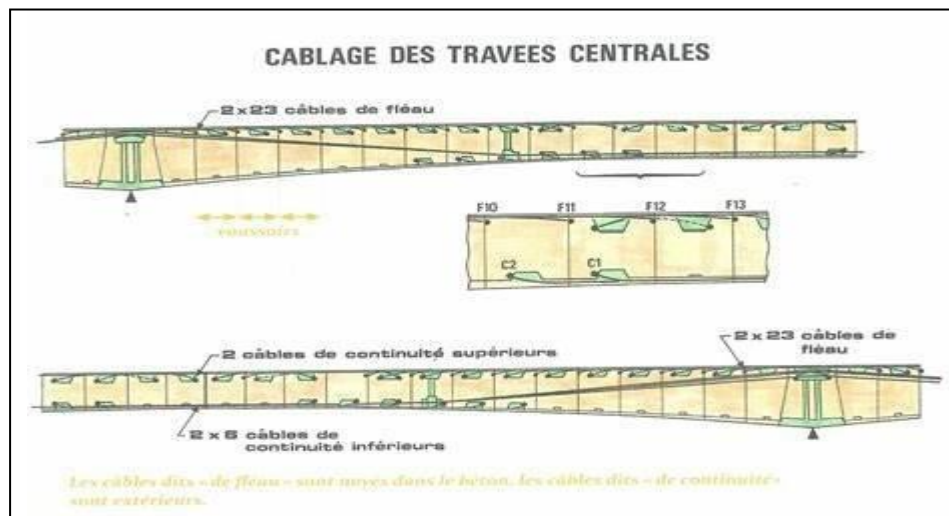


Figure VI.2 : Disposition des câbles de précontrainte dans le fléau

VI.3 VERIFICATION DE LA STABILITÉ DU FLÉAU

Pendant la construction il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur piles avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des cules.

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

Pour évaluer ce risque deux type de situations créant des déséquilibres sont à envisager :

- Une situation temporaire de construction alors que le fléau a un déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit son symétrique, de charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi fléaux.

- Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile.

❖ Phase de construction :

Le tablier est construit par encorbellement successifs des voussoirs préfabriqués à partir des piles. Les voussoirs sont transportés sur le lieu, et mis en place à l'aide de poutres de lancement. Les phases de réalisation sont présentées comme suivant :

PHASE 01 : Élévation les piles et construction les culées

La conception des piles, fûts et chevêtres et culées sont construite selon les règles et spécifications de l'EC8.2, en utilisant le spectre de sollicitation du RPOA 2008 comme donnée d'entrée sismique.

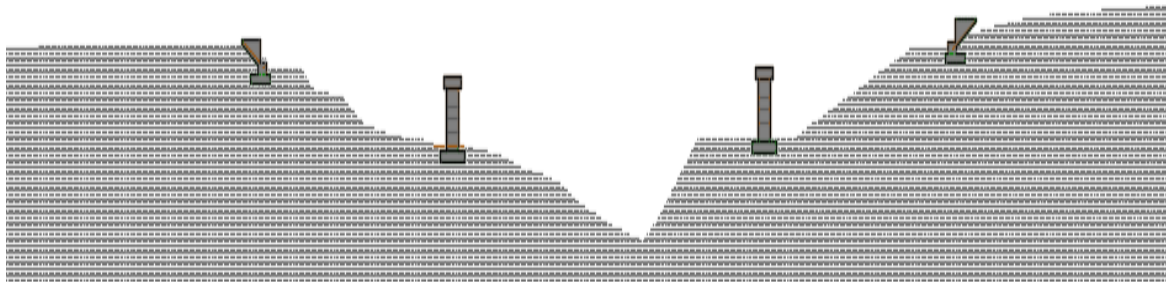


Figure VI.3 : Disposition des piles et culées.

PHASE 02 : Réalisation du fléau sur P2

Les fléaux reposent en général en phase de service sur des appareils d'appuis en élastomère disposés sur les têtes des piles.

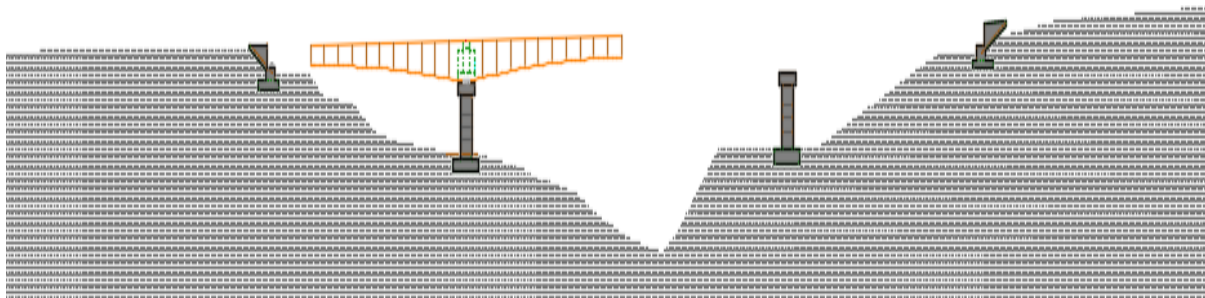


Figure VI.4 : Disposition des voussoirs à partir de la pile P1

PHASE 03 : Clavage entre C1 et P2

Disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1, coulage du voussoir de 'clavage' et exécution de la précontrainte à compléter la travée C1-P1

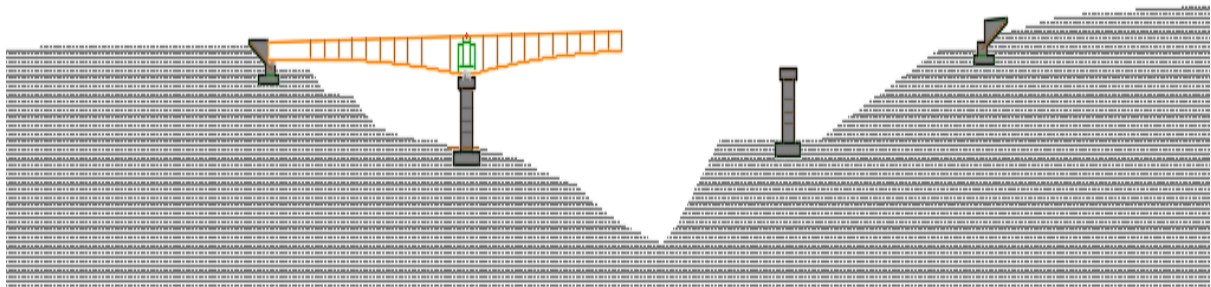


Figure VI.5 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (C1-P2)

PHASE 04 : Réalisation du fléau sur P3
 "Exécution par encorbellement du fléau de la pile P3."

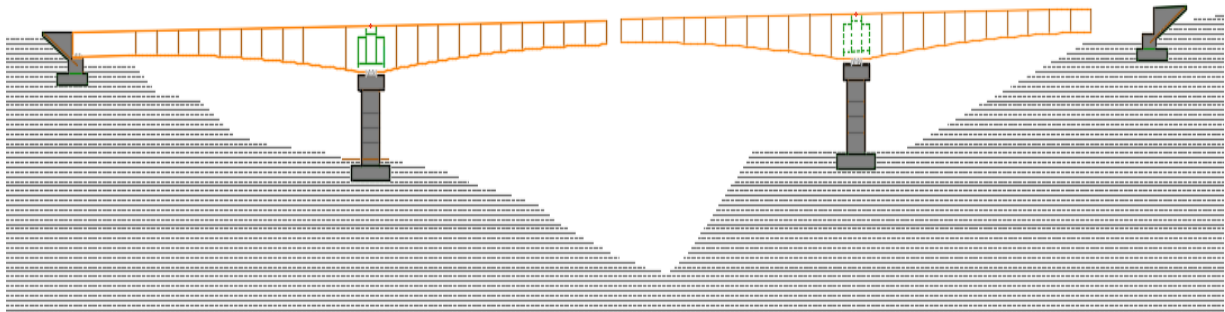


Figure VI.6 : Disposition des voussoirs à partir de la pile P3.

PHASE 05 : Clavage P1-P2
 Coulage du voussoir de 'clavage' pour la travée P2-P1.

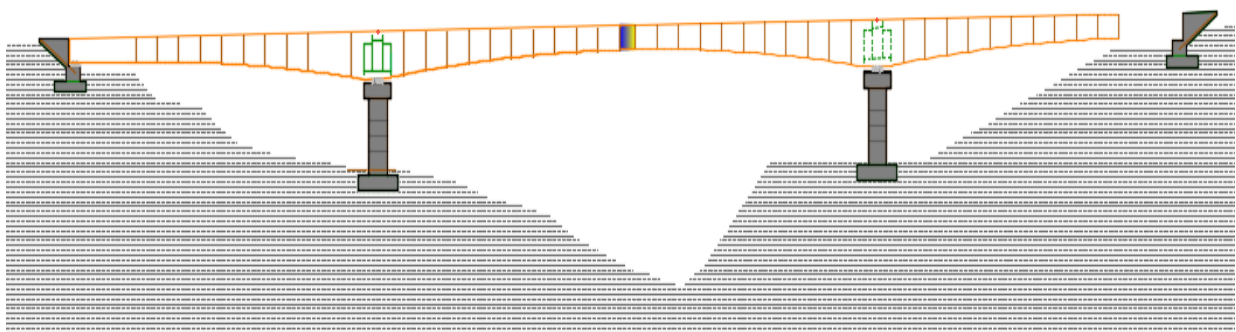


Figure VI.7 : Clavage P1 – P3

PHASE 06 : Clavage P3-C4

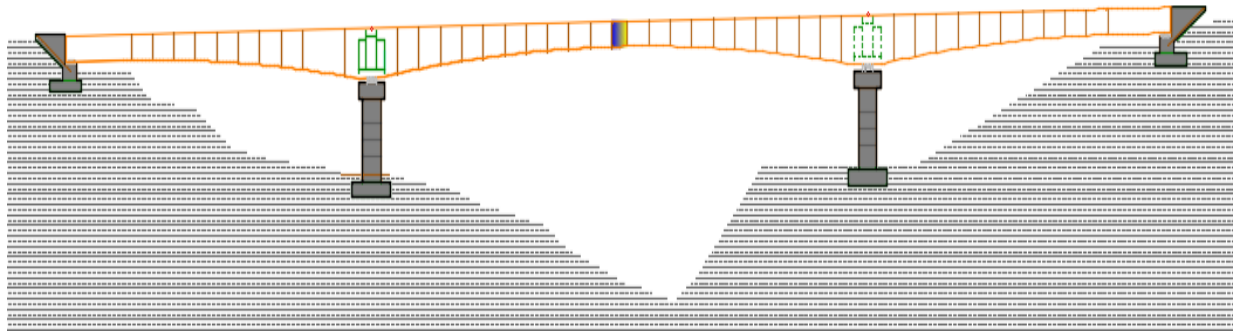


Figure VI.7 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée P3-C4

VI.3.1 Modélisation :

Dans mon cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments **barres IPE**.
- Les sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles l'aide de le logiciel AUTODESK AUTOCAD 2021.
- Chaque section est définie par le logiciel de dessin, puis exportée vers le logiciel de calcul en BA.
- Les appuis sont considérés comme deux appuis simples au niveau des piles et comme appuis double au niveau des culées. Ainsi, la modélisation du fléau était considéré comme une structure bi-console.
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le **chapitre V**.

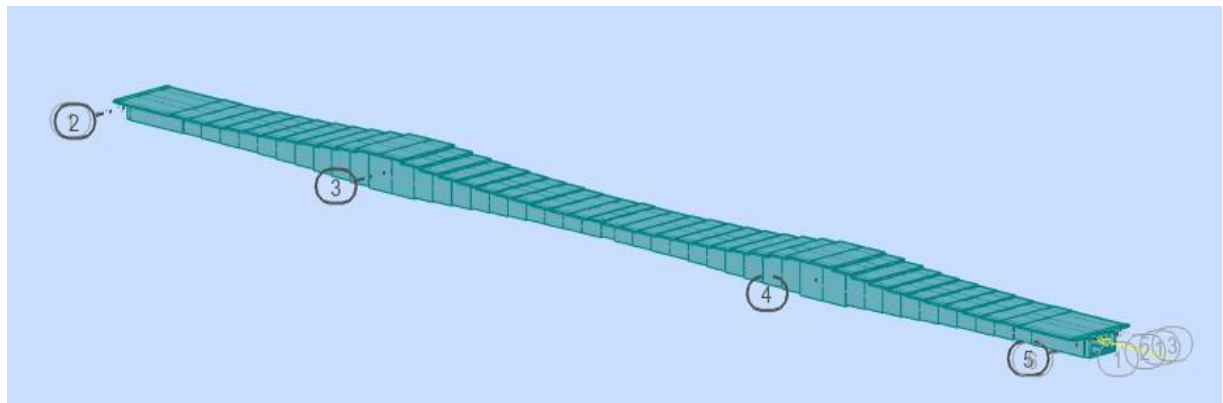


Figure VI.8 : La modélisation du tablier final par calcul numérique

VI.3.2 Charges à prendre en considération

VI.3.2.a) Poids propre

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % (G max) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (G min).

Notre fléau est composé d'un voussoir sur pile (VSP) et 20 voussoirs courants (VSC) 10 d'un sens et 10 de l'autre.

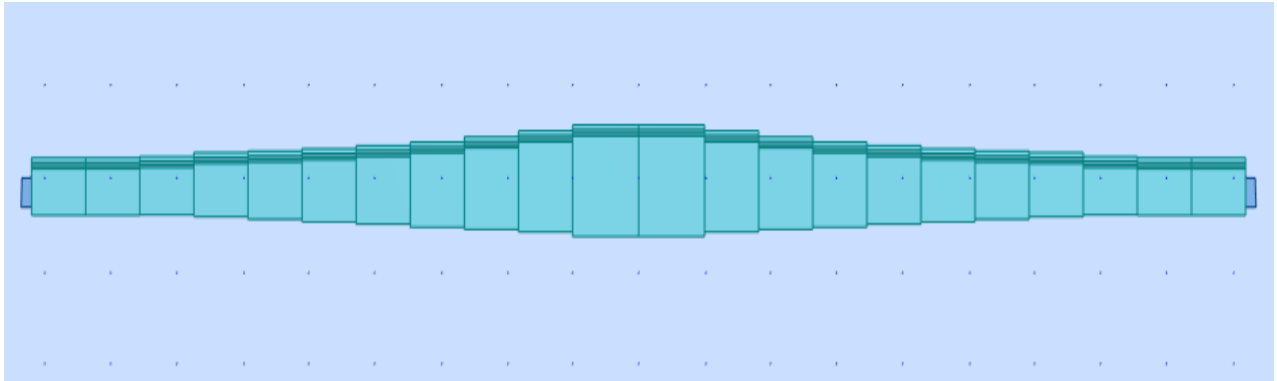


Figure VI.9 : La modélisation finale du fléau par calcul

Le poids des demi-fléaux : $G = \frac{GVSP + GVSC \times 40}{2} = 2142 \text{ t}$

VI.3.2.b) Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs.

Pour couvrir ces charges on utilise une charge répartie de 200 N/m² sur un demi- fléau :

QPRA1 = 2.58 KN/ml.

Une charge concentrée de (50+5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir :

QPRA2=112.5KN. (B : largeur du hourdis supérieur)

VI.3.2.c) Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir en cours de pose FA est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

FA = - 795 KN.

VI.3.3 Combinaisons d'actions

VI.3.3.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

- **Combinaison A1** : 1,1 (G max + G min) + 1,25(Qpra1 + Qpra2)
- **Combinaison A2** : 0.9 (G max + G min) + 1,25 (Qpra1 + Qpra2)

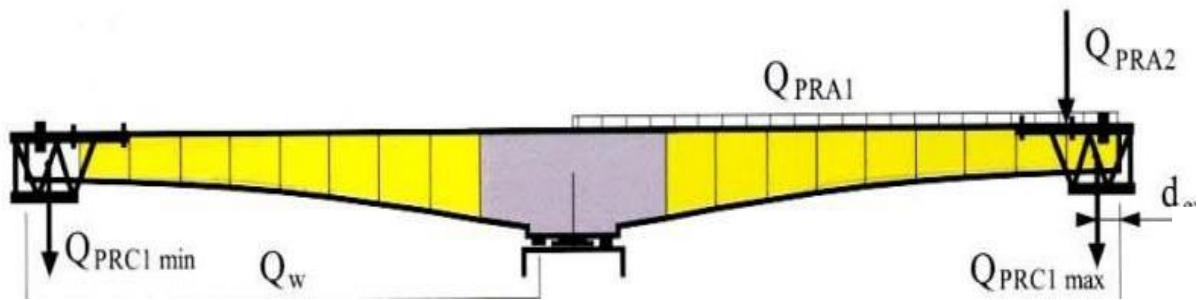


Figure VI.10 : Situation de construction temporaire à considérer

V.3.3.2 Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)

- **Combinaison B1 :** $1,1 (G \text{ max} + G \text{ min}) + FA + (Q_{pral} + Q_{pra2})$
- **Combinaison B2 :** $0,9 (G \text{ max} + G \text{ min}) + FA + (Q_{pral} + Q_{pra2})$

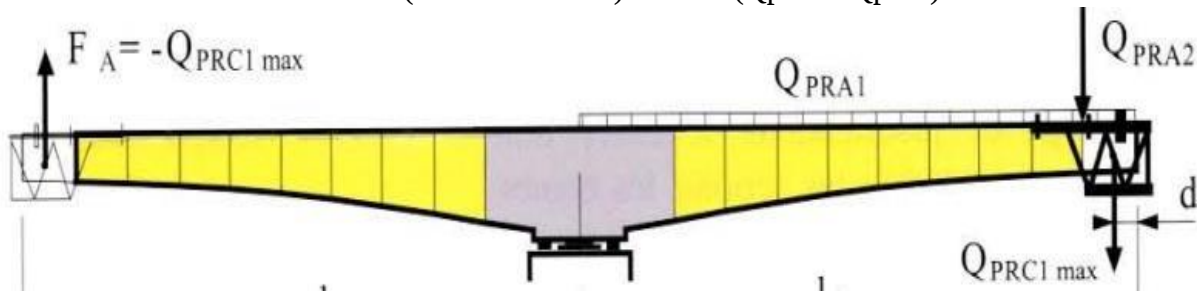


Figure VI.11 : Situation accidentelles de construction à considérer

VI.3.4 Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts on utilise un modèle de calcul à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Dans ce modèle on considère que le fléau travaille comme une bi-console.

Les résultats des combinaisons sont démontrés comme ci-dessous :

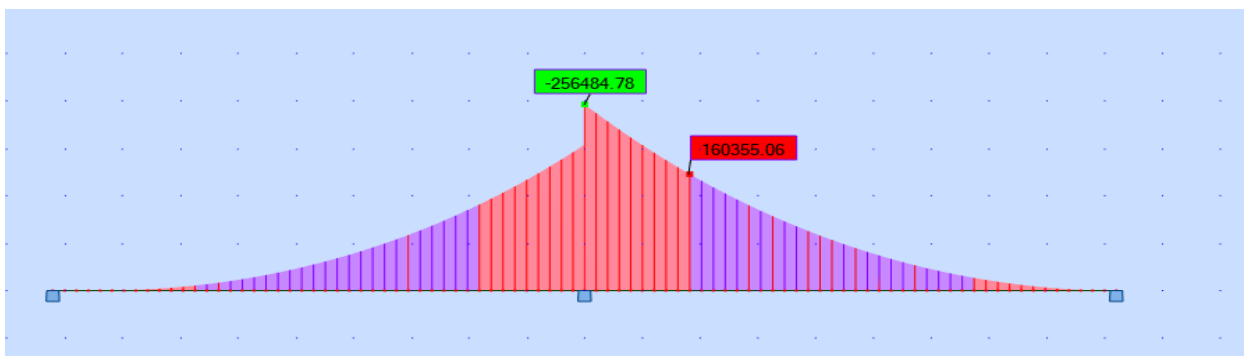


Figure VI.12 : Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A1)

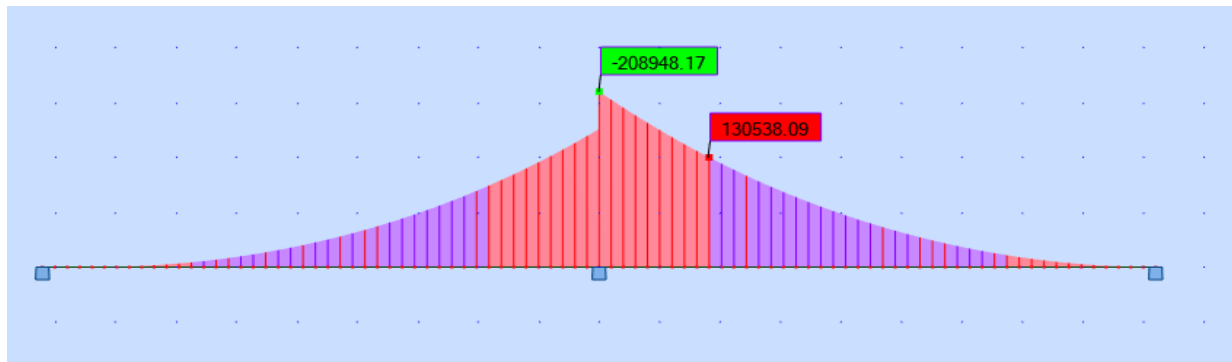


Figure VI.13 : Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporelle(A2)

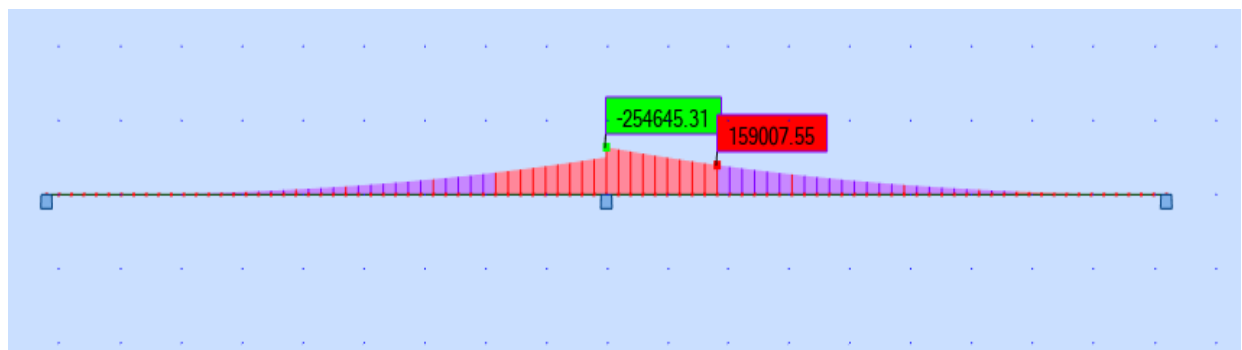


Figure VI.14 : Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporelle(B1)

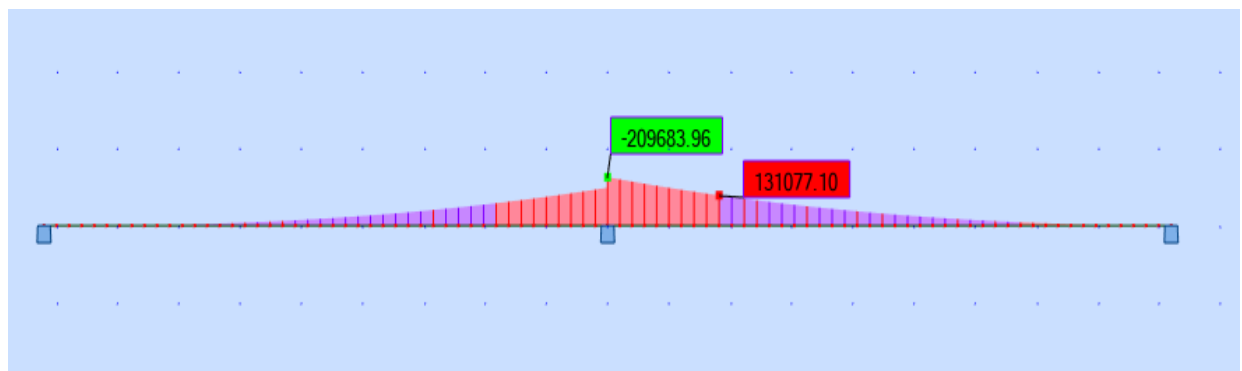


Figure VI.15 : Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporelle(B2)

Après avoir inséré les dernières combinaisons dans une méthode numérique dans le logiciel qu'il nous permette d'évaluer les efforts provoquer par l'équipage mobile lors de la construction dans chaque section. Ces dernières sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Evaluation des efforts en situation temporaire

	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	-256484.78	-12069.82	-208948.17	-984734	-254645.31	-12012.85	-209863.96	-9870.13
Fin VSP	-200361.18	-10381.94	-163164.72	-8467.91	-198789.33	-10484.10	-164417.34	-8577.33
Fin V01	-160355.06	-9133.88	-130538.45	-7448.04	-159008.59	-9082.61	-131077.35	-8089.12
Fin V02	-125415.83	-7910.93	-102051.13	-6448.70	-124272.97	-7862.29	-102051.13	-6448.70
Fin V03	-95310.58	-6778.15	-77508.30	-5523.15	-94352.62	-6732.32	-77508.30	-5523.15
Fin V04	-48284.38	-5714.14	-56643.17	-4654.91	-68925.16	-5690.12	-56643.17	-4654.91
Fin V05	-30888.29	-4729.68	-39214.77	-3849.55	-47692.35	-4688.44	-39214.77	-3849.55
Fin V06	-17432.15	-3756.70	-25061.38	-3054.09	-30458.77	-3718.15	-25061.38	-3054.09
Fin V07	-7784.06	-2808.08	-14126.41	-2279.54	-17154.59	-2778.29	-14126.41	-2279.54
Fin V08	-1802.10	-1898.78	-6301.08	-1537.25	-7647.93	-1865.09	-6301.08	-1537.25
Fin V09	-1706.30	-1019.27	-1771.88	-818.90	-1796.88	-988.62	-1771.88	-818.90
Fin V10	0.00	-832	0	-104.81	0	-132.10	0	-831.02

VI.4 ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE DE FLÉAU

Ces câbles sont situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier pour s'opposer efficacement à des moments négatifs, dans la quasi totalité des cas ils sont intérieurs au béton afin d'obtenir un excentrement maximal. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

VI.4.1 Détermination du nombre des câbles du fléau

Le nombre de câble du fléau est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}$$

Avec :

n : Nombre de câble du fléau

P : Effort de précontrainte

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer, il est estimé à 25% de perte.

De plus, les caractéristiques des différents types sont mentionnées comme un rappel ci-dessous :

Tableau VI.2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte

UNITÉS	DIAMETRE DES TUBES EN ACRER (MM)	DIAMETRE DES TUBES EN POLYETHYLENE (SERIE S8)	RAYON DE COURBURE MINIMAL DANS LE DEVIATEUR
7T15	76.1	75	2.0
12T15	80	90	2.5
19T15	101.6	110	3.0
27T15	114.3	125	3.5
37T15	139.7	140	4.0

❖ **La tension d'origine :**

- f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité. On donne : $f_{peg} = 1600$ Mpa
- f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie. On donne : $f_{prg} = 1860$ Mpa
- Câbles **12 T 15** classe **1860** TBR type Freyssinet ;
- $A_p = 12 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$; $\sigma_0 = \min (0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1440$ MPA.

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P_o :**

$$P_o = \sigma_{p_o} \times A_p = 2592 \text{ KN.}$$

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte :**

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes de traction au niveau des fibres supérieures et des contraintes de compression en fibres inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

- Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = -\frac{M}{I} v$
- Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{M}{I} v'$

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement. Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

❖ Fibres supérieures : $\sigma = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I}$ (**compression**).

❖ Fibres inférieures : $\sigma = \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v}{I}$ (**traction**).

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer les contraintes dues à l'effort de précontrainte avec les contraintes dues aux à l'exécution du fléau. Ce qui donne :

$$\begin{aligned} \text{❖ Fibres supérieures : } \sigma &= -\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I} - \frac{M}{I} v = 0 \\ \text{❖ Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} &= \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v}{I} + \frac{M}{I} v' = 0 \end{aligned}$$

Avec :

- P : La force de précontrainte.
- V : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
- V' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure. 3,1628
- I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : moment maximal dû aux poids propres et surcharge.
- B : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e \times v}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir :

- ✓ Le nombre de câbles arrêtés.
- ✓ L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir Vi.

Chaque voussoir Vi doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir Vi+1, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier.

On fixe le e, et on passe au calcul numérique :

M = 256484.78 (Combinaison de charge A1/Axe de VSP)

v = 3.16m

e = v - d où d = 0.15m (enrobage). Donc e = 2.69m

KN

I = 66.93 m⁴ ; P₀ = 2592 KN

B = 11.68 m²

P = 51025.225

$N \geq \frac{P}{P_0} = 21,24$

NB : Le nombre de câbles de fléau sont déterminées en utilisant les moments dûs au poids propre du fléau.

Les résultats sont résumé dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.3 : Estimation du nombre de câbles du fléau

Phase	X (m)	M (KN.m)	B (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	e (m)	P (KN)	N	N Retenus
Axe vsp	0	-286484.78	11.68	66.93	3.16	3.01	51025.225	21.745133	22
Fin vsp	5	-263361.18	11.68	66.93	3.16	3.01	41539.5054	18.396043	22
Fin V01	9.5	-160355.18	11.23	57.86	3.04	2.89	36404.4037	17.814908	18
Fin V02	14	-158415.73	10.55	45.58	2.86	2.71	30894.1128	15.659025	16
Fin V03	18.5	-958330.07	9.95	36.02	2.69	2.54	24528.1552	13.613022	14
Fin V04	23	-88273.30	9.41	28.65	2.54	2.39	13454.6555	12.630839	12
Fin V05	27.5	-66888.10	8.93	23.02	2.40	2.25	9292.2409	9.1449694	10
Fin V06	32	-49432.02	8.53	18.78	2.28	2.13	5631.2085	7.8825341	8
Fin V07	36.5	-30884.43	8.20	15.65	2.18	2.03	2679.1002	5.8836034	6
Fin V08	41	-25052.10	7.93	13.40	2.10	1.95	654.2005	4.2123921	4
Fin V09	45.5	-18606.38	7.73	11.87	2.03	1.88	647.1981	1.5106906	2
Fin V10	50	14223.46	7.61	10.91	1.99	1.84	637.3438	1.308934	2

D'après les résultats obtenus On prend **22** câbles de **12T15** qui seront répartie **11** câbles par chaque gousset.

VI.4.2 Tracé des câbles

❖ Espacement des armatures de précontrainte :

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure.

En se référant à l'article 10.2.2.2 du BPEL 91 révisé 99 :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq \Phi$. On prend $e_h = 19$ cm.
- L'enrobage : $C = \max(\frac{3}{4}a, \Phi, d) = 13$ cm

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits

Φ : diamètre de la gaine ($\Phi = 80$ mm)

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

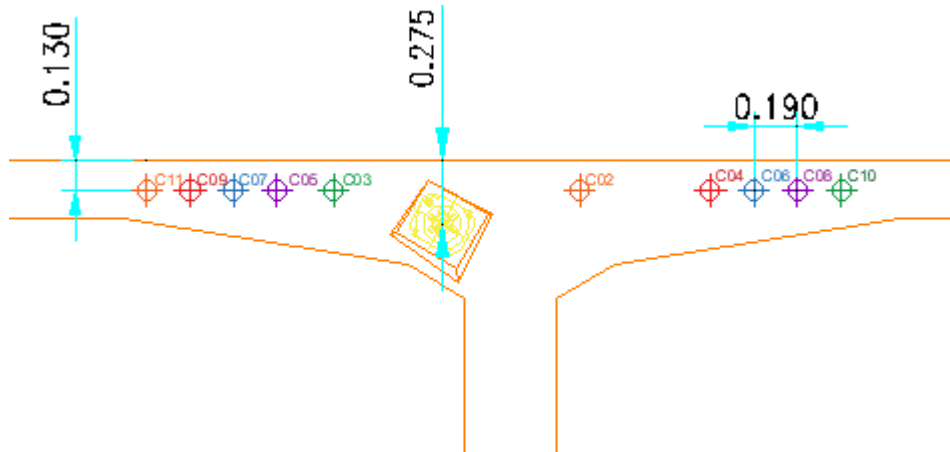


Figure VI.16 : Disposition des câbles sur VSP

Les câbles du fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécutée, pour l'ancrage des câbles dans les âmes : Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrera au niveau du C.D.G de la section.

Ainsi la bloque d'ancrage illustré dans la figure précédente est de type 12T15, qui définit un passage des câbles de précontrainte. Elle est mise dans chaque voussoir pour suivre le chemin des câbles.

❖ Tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

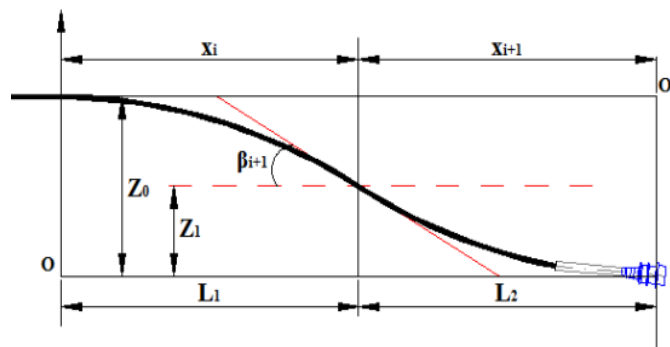


Figure VI.17 : Trace des câbles du fléau

L'équation de la parabole est : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{L} \right)^2$

Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $R(x) = \frac{(x)^2}{2 \times (Z_1 - Z_0)}$;

$$R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{X_i}$

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 Z_{i+1}}{X_{i+1}}$

❖ Tracé en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes
- ✓ Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

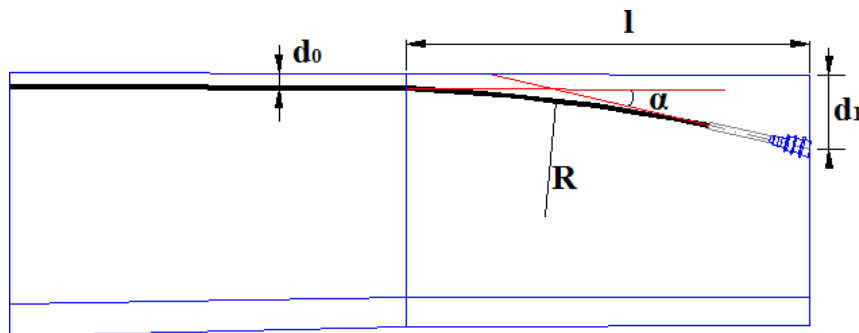


Figure VI.18 : Tracé en élévation des câbles du fléau

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{L^2}$
- Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $R(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$
- L'angle de déviation : $\alpha = \text{Arctg} \left(\frac{2 \times (d_1 - d_0) x}{L^2} \right)$

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure

d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir)

$R_{\min}$: rayon minimal pour les câbles 12T15

Les résultats des calculs sont illustrés ci-dessous dans **Tableau VI.4** et **Tableau VI.5** ainsi que le tracé des câbles des fléaux.

VI.5 ÉTUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les moments positifs dans la structure après la réalisation des fléaux. Ces câbles qui sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

VI.5.1 Combinaisons d'actions

Selon le R.C.P.R, on a considéré les combinaisons de charges suivantes :

Tableau VI.6 : Les combinaisons de charges a considéré en phase de service

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	St
ELU	Comb 1	1.35	1.6	0	0	0	0	1.6
	Comb 2	1.35	0	1.6	0	0	0	1.6
	Comb 3	1.35	0	0	1.6	0	0	1.6
	Comb 4	1.35	0	0	0	1.35	0	0
	Comb 5	1.35	0	0	0	0	1.35	0
ELS	Comb 1	1	1.2	0	0	0	0	1.2
	Comb 2	1	0	1.2	0	0	0	1.2
	Comb 3	1	0	0	1.2	0	0	1.2
	Comb 4	1	0	0	0	1	0	0
	Comb 5	1	0	0	0	0	1	0

❖ Résultat :

Après l'analyse des combinaisons à l'ELS, la combinaison qui nous donne le moment le plus sollicitant est :

$$G + 1.6 A2 (L)$$

Les efforts les plus défavorables, sont représentés dans les figures ci-après :

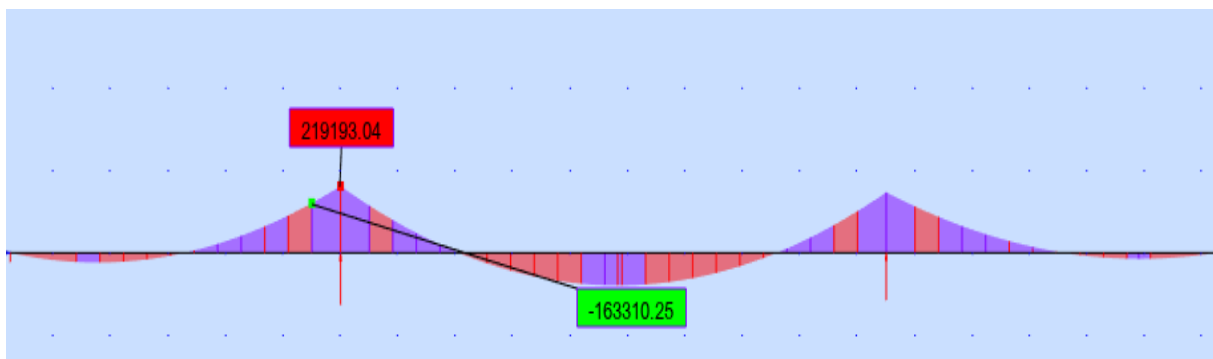
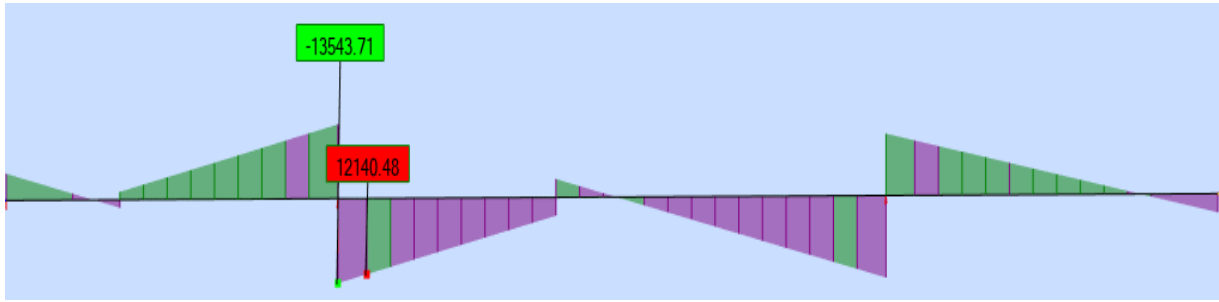


Figure VI.20 : $M_{\max}$ à l'ELS ($G+1.6 A2 (L)$)

Figure VI.21 : T_{max} à l'ELS (G+1.6 A2(L))

VI.5.3 Détermination du nombre des câbles de continuité (l'éclisses) :

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau. D'où le nombre des câbles de continuité se calculent comme ci-dessous :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e \times v}{I}} ; \quad n \geq \frac{P}{F_0}$$

Où :

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

▪ Application numérique :

$M = 219193.04 \text{ KN.m}$ (Combinaison **G + A2(L)** - ELS)

$v = 1.97 \text{ m}$

$e = v - d = 1.97 - 0.15 = 1.82 \text{ m}$

$I = 10.48 \text{ m}^2$

$B = 7.54 \text{ m}^2$

$P_0 = 19 \times 150 \times 1440 = 4104 \text{ KN}$ (19T15)

$P = 71870.562 \text{ KN}$

D'où :

$$N \geq 19,5121832$$

Les calculs ont pour résultats de prendre **20 câbles de 12T15**.

VI.5.3.1 Nombre de câbles de continuité en travée principale :

Les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir à la clé.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale

	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N passants
FIN V3	22690,00	2,09	2,69	36,02	9,94	1,94	6,18	2,38	2
FIN V4	4161,03	1,86	2,54	28,64	9,40	1,71	1,24	0,48	4
FIN V5	26257,04	1,67	2,40	23,09	8,93	1,52	8,56	3,30	6
FIN V6	44586,82	1,51	2,28	18,78	8,53	1,36	15,82	6,11	8
FIN V7	59149,42	1,37	2,18	15,65	8,19	1,22	22,62	8,43	8
FIN V8	69944,65	1,27	2,10	13,40	7,93	1,12	28,54	10,02	10
FIN V9	112342,50	1,20	2,03	11,86	7,73	1,05	48,25	11,63	12
FIN V10	59149,24	1,15	1,99	10,92	7,60	1,00	26,30	11,51	12
FIN Vcl	80228,52	1,13	1,97	10,50	7,54	0,98	36,26	12,70	12
FIN V10	59149,24	1,15	1,99	10,92	7,60	1,00	26,30	9,89	10
FIN V9	112342,50	1,20	2,03	11,86	7,73	1,05	48,25	10,53	10
FIN V8	69944,65	1,27	2,10	13,40	7,93	1,12	28,54	7,55	8
FIN V7	59149,42	1,37	2,18	15,65	8,19	1,22	22,62	8,43	8
FIN V6	44586,82	1,51	2,28	18,78	8,53	1,36	15,82	6,11	6
FIN V5	26257,04	1,67	2,40	23,09	8,93	1,52	8,56	3,80	4
FIN V4	4161,03	1,86	2,54	28,64	9,40	1,71	1,24	2,48	2
FIN V3	22690,00	2,09	2,69	36,02	9,94	1,94	6,18	2,38	2

D'après les résultats obtenus au-dessous, on prend **12 câbles de 19T15** qui seront **répartie 6 câbles** par chaque gousset.

VI.5.3.2 Nombre des câbles de continuité en travée de rive :

Les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir **V9** à **x = 9.30m**. Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive

	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN V3	22690,00	2,09	2,69	36,02	9,94	1,94	6,18	2,38	2
FIN V4	4161,03	1,86	2,54	28,64	9,40	1,71	4,24	2,15	4
FIN V5	26257,04	1,67	2,40	23,09	8,93	1,52	8,56	4,30	6
FIN VCL	59149,24	1,13	1,97	10,50	7,54	0,98	26,74	8,32	8
FIN V3	22690,00	2,09	2,69	36,02	9,94	1,94	6,18	6,38	6
FIN V4	4161,03	1,86	2,54	28,64	9,40	1,71	1,24	6,48	6
FIN V5	26257,04	1,67	2,40	23,09	8,93	1,52	8,56	3,90	4
FIN V6	44586,82	1,51	2,28	18,78	8,53	1,36	15,82	2,11	2
FIN V7	59149,42	1,37	2,18	15,65	8,19	1,22	22,62	2,73	2
FIN V8	69944,65	1,27	2,10	13,40	7,93	1,12	28,54	0,42	2

D'après les résultats obtenus On prend **8 câbles de 19T15** qui seront répartie **4 câbles** par chaque gousset.

VI.5.4 Espacement des armatures de précontrainte

- On prend $e_h = 12$ cm.
- On prend $e_v = 15$ cm.

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme il est démontré dans la figure suivante :

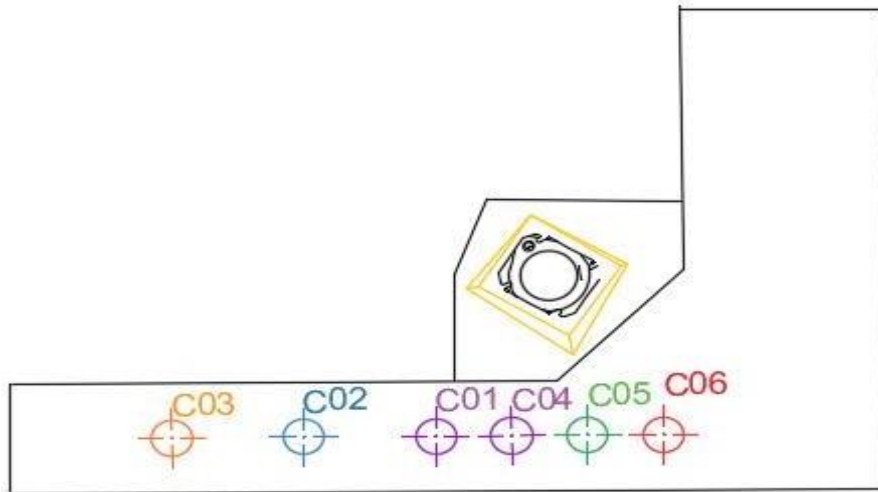


Figure VI.22 : Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages **P2-P3/P3-P4/P4-P5**

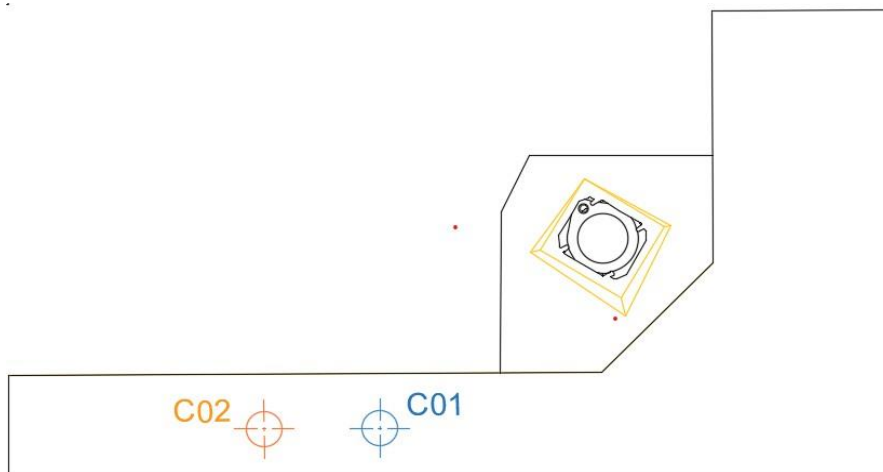


Figure VI.23 : Disposition des câbles de continuité au niveau de travée de rive

VI.6.5 Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par : Tracé en plan, et en élévation. Les équations et les paramètres du tracé sont illustrés dans les tableaux ci-dessous

VI.6 EVALUATION LES PERTES DE PRÉCONTRAINTE

Les forces de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, c'est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension, côté béton, au moment de cette mise en tension.

De façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte les écarts entre la tension à l'origine et la tension qui s'exerce en un point donné d'une armature, à un instant donné. Il y existe deux types de pertes :

- Les pertes instantanées
- Les pertes différées.

VI.6.1 Pertes de tension instantanées

Dans notre cas (post-tension), les armatures de précontrainte subissent des pertes de tensions instantanées au moment de la mise en tension on distingue :

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

VI.6.1.1 Pertes de tension par frottement :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine, le frottement du câble sur la gaine diminue la tension le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Selon BPEL la tension $\sigma_{p0}(x)$ d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} e^{-f\alpha - \phi x}$$

- σ_{p0} : la tension à l'origine
- e : la base des logarithmes népériens
- f : coefficient de frottement en courbe (rad^{-1}), $f = 0.2$
- ϕ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}), $\phi = 0.03$
- x : la distance de la section considérée (m)
- α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

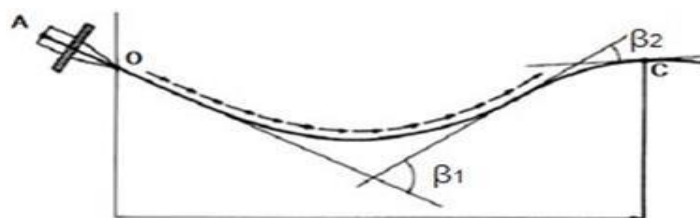


Figure VI.24 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :

$$\theta = \alpha + \beta$$

La perte de tension par frottement, dans la section considérée, est égale à :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-f\alpha - \theta x})$$

Tableau VI.13 : Valeurs de ϕ selon BAEL

	Nature des armatures	f	f	ϕ
		$3 \leq R(m) \leq 6$	$R \geq 6$ (mm)	
Câbles ne traversant pas des joints ou surface de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{22 - R}{100}$	0.18	
	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	0.003
Câbles traversant de nombreux joints où reprise de bétonnage	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0.2	

▪ Exemple d'application numérique :

Exemple pour Câble 1 (demi-fléau)

Au niveau de l'axe VSP, on a :

$$\alpha = 0, X = 4.5, f = 0.2294, \Phi = 0.003, e^{-f\alpha - \theta x} = 0.98$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_f(x) = 19.31 \text{ MPa}$$

VI.6.1.2 Pertes de tension par recul de l'ancrage :

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », ils sont définis comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k \times (d - x); \text{ Tel que : } k = f \times \frac{\beta}{l} \times \phi \text{ et } d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$$

Avec :

- k : fonction croissante
- e : la base des logarithmes népériens
- f : coefficient de frottement en courbe (rd-1)
- d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage

- σ_{p0} : Contrainte initiale
- g : l'intensité du recul d'ancrage. $g = 2 \text{ mm}$
- E_p : module d'élasticité des aciers. $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$

VI.6.1.3 Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée.

La mise en tension de ces N câble provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le n ème câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux $(N - n)$ câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc

$$\Delta\sigma_c(x) = \frac{N-n}{n} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_c(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b$$

Et:

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

Avec :

- σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes
- P : effort de précontrainte
- $P = P_0(1 - \Delta P)$
- M_p : moment dû au poids propre.

Les résultats sont représentés dans le **Tableau VI.16.**

Pour la même abscisse x , la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.6.2 Pertes différées

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

VI.6.2.1 Perte par retrait :

Le retrait est un phénomène physique du essentiellement à l'évaporation de l'eau en excès. On peut considérer par simplification que le retrait final ξ_r ne dépend que des conditions climatiques.

Le retrait se développe dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire.

Donc les câbles ancrés sur le béton, ne subissent que la part de raccourcissement dû au retrait effectué après leur mise en tension.

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 :

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

La perte finale de tension par retrait est donc :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r [1 - r(t_0)]$$

Souvent, on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r$$

Avec :

- ξ_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée
- $r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps

Encore plus, par une simple application numérique nous tirons :

$$\Delta\sigma_r = 19000 \times 2 \times 10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow \Delta\sigma_r = 2.69\%$$

VI.6.2.2 Perte par fluage :

Le fluage a été défini comme étant l'augmentation de déformation du béton sous des contraintes de compression permanente. Ce type de déformation conduit à un raccourcissement de l'élément impliquant une perte de tension dans l'armature active croissante dans le temps proportionnel à la déformation de fluage.

La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{bj}} \times (\sigma_b - \sigma_M)$$

VI.6.2.3 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 :

$$\Delta\sigma_r = 0,06 \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi} \quad (x) ; \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

Avec :

$\rho_{1000}(\%)$: relaxation garantie à 1 000 h. Égale à 2.5.

μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation

σ_{pi} : Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

VI.6.3 PERTES TOTALES

❖ Perte instantanée totale :

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_F + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_r$$

❖ Perte différée totale :

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 :

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

Rq:

Après les calculs établis sur les pertes totales (instantanées + différées), j'ai obtenu un résultat de pourcentage des pertes à long terme qui ne dépasse pas celui des pertes estimées à $\Delta\sigma = 25\%$. Le pourcentage des pertes trouvé à pour valeur :

$$\Delta\sigma_{diff} = 34\% > 25$$

Donc, les pertes de tension sont supérieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées mais avec risque de grandes pertes qui influent sur la stabilité.

L'estimation des pertes est vérifiée. Alors, pour la suite de calculs on prend :

- $\Delta\sigma = 24.57\%$ pour les câbles de fléau.
- $\Delta\sigma = 34\%$ pour les câbles de continuité.

Les résultats sont représentés dans les **tableaux** qui se trouve ci-dessous :

VI.7 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape consiste vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte le poids propre et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante :

$$1. \sigma_{bt1} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc} ; \text{ Dans la fibre supérieure}$$

$$2. \sigma_{bt2} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc} ; \text{ Dans la fibre inférieure}$$

$$\text{Et : } \sigma_y = \frac{P}{B} \pm \frac{P \times e}{I} \pm \frac{M \times y}{I}$$

Avec :

- **P** : effort de précontrainte
- **B** : surface de la section considérée
- **I** : inertie de la section considérée
- **e** : excentricité du câble de précontrainte moyenne
- **M** : moment extérieur
- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrême
- **σ_{bc}** : Contrainte admissible de compression
- **σ_{bt1}** : Contrainte admissible de traction hors section d'enrobage
- **σ_{bt2}** : Contrainte admissible de traction dans la section d'enrobage

VI.7.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

Selon BPEL 91. En **classe II**, le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

$$0,7 f_{tj} \quad \text{Dans la section d'enrobage}$$

$$\text{En situation d'exécution :} \quad 0,6 f_{tj}$$

$$1,5 f_{tj} \quad \text{Hors section d'enrobage}$$

Ce qui donne par la suite :

- $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{t28} = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ Mpa}$



Récapitulatif des caractéristiques du béton :

Après les études faites sur la construction et la vérification de sa stabilité, il en ressort que nous avons dû utiliser un choix particulier de câbles qui est le **19T15**.

Tableau VI.21 : Caractéristiques des armatures de précontrainte

Armatures de précontraintes							
Type de câble :	19T15						
Classe :	1860						
Résistance ultime :	1860 (Mpa)						
Limite élastique :	1674 (Mpa)						
Module d'élasticité :	190 000 (Mpa)						
Section droite d'un toron :	150 (mm ²)						
Section droite d'un câble :	2850 (mm ²)						
$F_{\rho_0} =$	221.4 (KN)						
Diamètre de la gaine :	0.08 (m)						
f =	0.18 (rd ⁻¹)						
$\varphi =$	0.002 (m ⁻¹)						
g =	6 (mm)						
$\mu_0 =$	0.43						
$\rho_{1000h} =$	2.5						
		F _{csup} =	40	MPa		f _{c28} =	26,49 MPa
		F _{cinf} =	35	MPa		f _{t28} =	2,19 MPa
		F _{t28}	3	Mpa		σ_{bt1}	-3.28 Mpa
		$\sigma_{bc} =$	24	MPa		σ_{bt2}	-1,53 MPa
		$\sigma_{bt} =$	-4,5	MPa		σ_{bc}	15,89 MPa

D'où, nous avons obtenu les résultats suivants qui sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.21 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Axe Vsp	256484,78	6,00	3,16	2,84	66,93	11,68	3,01	51,02	16	-0.03	9.23	OK
Fin VSP	200361,18	6,00	3,16	2,84	66,93	11,68	3,01	39,86	14	1.00	6.94	OK
Fin V01	219193,04	5,69	3,04	2,65	57,86	11,24	2,89	45,35	12	-1.59	9.12	OK
Fin V02	125415,83	5,21	2,86	2,35	45,58	10,56	2,71	27,58	8	-0.50	5.95	OK
Fin V03	95310,58	4,78	2,69	2,09	36,02	9,95	2,54	22,31	6	-0,80	5.42	OK
Fin V04	48284,38	4,40	2,54	1,86	28,65	9,41	2,39	11,99	4	0,19	2.94	OK
Fin V05	30888,29	4,07	2,40	1,67	23,02	8,94	2,25	8,14	2	-0,49	2.44	OK
Fin V06	17432,15	3,79	2,28	1,51	18,78	8,53	2,13	4,86	2	-1,40	2.12	OK
Fin V07	7784,06	3,56	2,18	1,38	15,65	8,20	2,03	2,28	2	8,89	-4,03	OK
Fin V08	1802,10	3,37	2,10	1,27	13,40	7,93	1,95	0,55	2	7,74	-4.28	OK
Fin V09	1706,30	3,23	2,03	1,20	11,87	7,74	1,88	0,54	2	5,92	-3.38	OK
Fin V10	0,00	3,14	1,99	1,15	10,91	7,61	1,84	0,00	2	4,14	-2.60	OK

On constate d'après les résultats précédents que **les contraintes ont été bien vérifiées** et donc **la stabilité du fléau est vérifiée**.

VI.7.2 Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.

Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

On procède le calcul des vérifications en prenant compte des informations suivantes :

- $\sigma_{p0} = 1416.0 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- Câble : **19T15** (Travée principale) ; $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$
- $P_0 = 3.77 \text{ MN}$; $\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$
- Câble : **12T15** (Travée de rive) ; $\sigma_{bt1} = -4.05 \text{ MPa}$
- $P_0 = 2.58 \text{ MN}$; $\sigma_{bt2} = -2.7 \text{ MPa}$ $\Delta P = 24.24 \%$

N.B : L'ouvrage possède une symétrie géométrique du tablier au niveau du voussoir de clavage qui est supposé comme étant l'axe de symétrie. Ainsi, par cette observation géométrique le calcul dans une partie des sections de l'ouvrage est suffisant pour évaluer avec les vérifications nécessaires pour la stabilité de l'ouvrage.

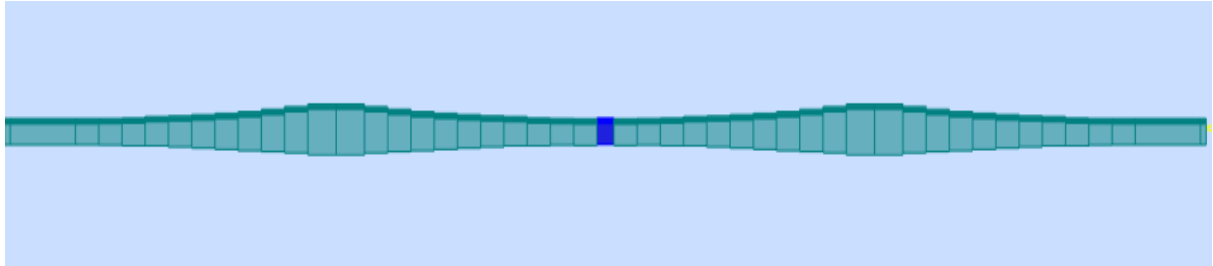


Figure VI.25 : Illustration de la symétrie du tablier au niveau de clavage

Le reste des calculs se trouvent dans **L'Annexe.**

Ainsi :

Observation finale : Les contraintes sont vérifiées.

VI.8.3 Vérification vis-à-vis de l'effort

VI.8.3.1 Vérification vis-à-vis de L'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion. Selon le règlement de béton précontraint BPEL, on procédera les calculs :

- En état limite de service à une vérification de la contrainte de cisaillement
- En état limite ultime a une vérification de la section d'acier transversale qui peut être formé et a une vérification de la compression des bielles.

- **Détermination de l'effort tranchant :**

Efforts extérieurs de résultante V tels que :

$$V_{ser} = V_g + V_q$$

Avec :

V_g : Relative aux charges permanentes

V_q : Relative aux charges variables

• **Effort tranchant dû à la précontrainte :**

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α % à la fibre moyenne

$$V_p = P \times \sin \alpha$$

Combinaisons à l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

$$V_{red} = V_{ser} - V_p$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} \leq \min(\tau_1, \tau_2)$$

Tel que :

$$\tau_{max} = \frac{V_{red}}{Z \times b_n}$$

$$\tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité

z : le bras de levier ($z = \frac{I}{S}$, et par simplification : $z = \frac{1+\rho}{2} \times h$)

ρ : le rendement de la section. $\rho = \frac{I}{B \times V \times V'}$

b_n : épaisseur nette de l'âme. Ainsi, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme :

$$b_n = (2 \times b_0 - n \times k \times \varphi)$$

b_0 : l'épaisseur brute de l'âme

n : nombre de câble

k : injection de coulis de ciment. On prendra $k = 0.5$

φ : diamètre de la gaine. $\varphi = 80\text{mm}$

❖ Application numérique :

$$V_{ser} = 12.55 \text{ MN}$$

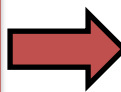
$$a_{moy} = 0.27 \text{ rad}$$

$$P = 51.02 \text{ MN}$$

$$V_{red} = 12.33 \text{ MN} ; \rho = 63.87\%$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} ; f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$b_n = 0.6 ; z = 5.7 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} \tau_{max} &= 3.09 \text{ MPa} \\ \sigma_x &= 4.18 \text{ MPa} \\ \tau_1^2 &= 8.61 \text{ MPa} \\ \tau_2^2 &= 21.34 \text{ MPa} \end{aligned}$$

On constate que :

$$\max < \tau_1 \quad \swarrow$$

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VI.8.3.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'effort tranchant

Après la vérification de 'V' à l'ELS, on passe par la suite à la vérification de ce dernier à l'ELU.

La section des armatures transversale A_t , donnée par :

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

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 du

voussoir 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

β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, $\beta_u = 45^\circ$ car il y a reprise de bétonnage.

❖ Application numérique :

$$V_{\max(ELU)} = 16.64 \text{ MN} ; \tau_u = 4.86 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 3 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$b_n = 0.6 \text{ m}$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 4.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$r \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.66 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Ce qui est vérifié.}$$

VI.9 ÉTUDE DE BOSSAGE

Nous avons vu que les câbles de continuités sont disposés dans les goussets inférieurs, et peuvent être relevés dans des dans de prisme spéciales dites « bossages » et arrêtés au-dessus du hourdis inférieur.

Les bossages des câbles de précontrainte éclipse sont étudiés à l'aide du guide du Setra « Diffusion des efforts concentrés » réf. [N10].

Les aciers de couture/diffusion du bossage sont distribués comme ci-dessous :

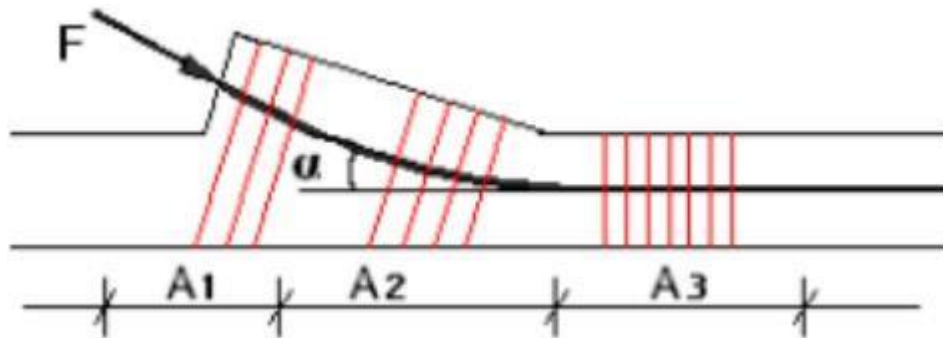


Figure VI.26 : Les aciers de bossage

❖ Exemple d'application : Cable C01 (Fin de voussoir V01)

Les aciers A1, A2 et A3 sont donnés par les formules :

$$\begin{aligned}
 & \bullet \quad 1 \quad \times \quad A_1 = 0.2 \frac{P}{f_{yd}} \\
 & \bullet \quad A_2 = 0.15 \times \frac{P}{f_{yd}} \\
 & \bullet \quad A_3 = \frac{2P}{3f_{yd}} \sin(\alpha)
 \end{aligned}$$

Avec :

- **P** : force de précontrainte à l'ancrage. $P = 2.657 \text{ MN}$; $f_{yd} = \frac{f_e}{1.5} = 333 \text{ MPa}$
- **A₁** : Les aciers au voisinage de l'ancrage. Ils doivent être disposés dans les deux directions sur toute l'épaisseur du bossage et de la pièce sur laquelle celui-ci est attaché. Ils sont disposés sur une longueur égale à 1,2 c.
- **A₂** : Les aciers de couture du bossage, disposés entre les aciers A1 et A3, dans le cas où les bossages comportent une reprise de bétonnage.
- **A₃** : Les aciers de poussée au vide due à la courbure du câble. Ils sont disposés sur toute la longueur de la zone de courbure du câble.

Le câble de continuité subissant l'angle le plus prononcé est ancré sur le voussoir **V03**, et l'angle α valant **16.5°**.

Des sections d'aciers à mettre en place sont :

Tableau VI.24 : Choix des types d'aciers.

A₁	16	HA
A₂	12	HA
A₃	15.1	HA

VI.9 CONCLUSION

L'étude de la précontrainte est une étude indispensable dans les ponts voussoirs construits par encorbellement successifs. Les différents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments négatifs à partir de l'encastrement permet de déterminer le nombre de câbles de fléau dans chaque voussoir, et avec le même principe à partir des moments positifs à mi-travée, on peut déterminer le nombre et la disposition des câbles de continuités, pour terminer avec une vérification de contrainte au niveau des joints de chaque voussoir en phase de construction et service.

D'où, jusqu'à maintenant le tablier à été bien redimensionné, vérifié du côté de stabilité contre son poids propre et les surcharges éventuels à l'aide des armatures définies dans ce chapitre.

Alors il reste qu'à vérifier le comportement du tablier lorsqu'il subit des efforts de séismes qui sera présenté dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VII

ÉTUDE DES ÉQUIPEMENTS

VII. INTRODUCTION :

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de conception et de fonctionnement, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Dans le présent chapitre on va étudier les équipements suivants : Appareils d'appui ; dés d'appui et joints de chaussée.

VII.1 APPAREIL D'APPUIS

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis pour notre projet on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

VII.1.1 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau VII.1 : Réactions max au niveau de la pile et culée sous combinaisons

Tableau VII.01 : Les réactions maximales au niveau de la pile et culée sous les combinaisons de charges.

Combinaison	R culée max (MN)	R pile max (MN)
1.35G + 1.6A(l) + 1.6St	6,06	16,64
1.35G + 1.6Bc + 1.6St		
1.35G + 1.35Mc120		
1.35G + 1.35D240		

Après avoir déterminé les réactions d'appui, la réaction maximale est :

- $R_{\max} = 16,64$ MN sur pile.
- $R_{\max} = 5,55$ MN pour chaque appareil sur pile (On a 03 appareils d'appuis)
- $R_{\max} = 6,06$ MN sur culée.
- $R_{\max} = 3,03$ MN pour chaque appareil.

VII.1.2 Dimensionnement d'appareil d'appuis

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante dans avec :

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire.

- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

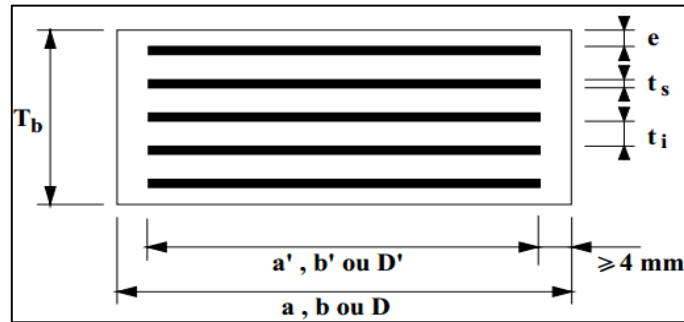


Figure VII.01 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

VII.1.2.a) Aire de l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{\max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa}, \quad \text{avec : } N_{\max} = \frac{R_{\max}}{2}$$

VII.1.2.b Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$$

Avec :

a : est le grand côté de l'élastomère.

VII.1.2.c Dimensionnement des frettes

Pour des appareils d'appui sans alvéoles (non percés), dont les feuillets sont d'épaisseur constante t_i , l'épaisseur minimale t_s des frettes, qui doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Tel que :

$$- \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$$

$$- \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a' \times b'}$$

$$- \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.2 : Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{max}	16,64 MN	6,06 MN
N_{max}	8,32 MN	3,03 MN
$a \times b$	$a \times b \geq 4160 \text{ cm}^2$	$a \times b \geq 1515 \text{ cm}^2$
	$(a \times b) = (700 \times 700) \text{ mm}^2$	$(a \times b) = (400 \times 400) \text{ mm}^2$
T	$70 \leq T \leq 140$	$40 \leq T \leq 60$
T_s	$> 2,60 \text{ mm}$	$> 2.90 \text{ mm}$
Détails	• 5 Feuilles d'élastomère : $t_i = 12 \text{ mm}$ • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i / 2 = 6 \text{ mm}$ • 6 Frettes métalliques de : $t_s = 5 \text{ mm}$ • Enrobage des chants : 10 mm • Enrobage extérieur : 6 mm	• 4 Feuilles d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$ • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = 5 \text{ mm}$ • 5 Frettes métalliques de : $t_s = 2 \text{ mm}$ • Enrobage des chants : 10 mm • Enrobage extérieur : 5 mm
$(a \times b \times t)$	$(700 \times 700 \times 102) \text{ mm}^3$	$(400 \times 400 \times) \text{ mm}^3$

VII.1.3 Evaluation des efforts et des déplacements horizontaux

VII.1.3.1 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

VII.1.3.2 Actions statiques :

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \varepsilon$$

Avec :

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité.

K_i : la rigidité des appuis

ε_T : coefficient de la température, $\varepsilon_T = \lambda \times T$, avec $T = 35 \text{ }^\circ\text{C}$ et $\lambda = 10^{-5}$.

ε_f : coefficient du fluage, $\varepsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$.

K_{fl} : vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $K_{fl} = 2.5$.

ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

VIII.1.3.3 Actions dynamiques

Il y a une seule action dynamique, c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un camion **Bc** : $F_{frr} = 0.30 \text{ MN}$

VIII.1.3.4. Déplacement horizontal :

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

Avec :

V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \epsilon_T$.

V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, donné par : $V_{xf} = L \times \epsilon_f$.

V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation :

$$V_{xr} = L \times \epsilon_r.$$

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussée) qui vaut 162 m.

V_{xfr} : le déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$V_{xfr} = (F_{fr} \times T_q) / (2 \times G \times a \times b) \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0.9$ MPa.

T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VII.03 : Déplacement horizontal du tablier.

	$ X_i $ (m)	K_i (MN/m)	$K_i / \sum K_i$	HT (MN)	Hflu (MN)	Hr (MN)	Hfr (MN)	V_x T (m)	V_{xf} l (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} r (m)
C1	139.75	4.80	0.13	0.080	0.168	0.101	0.023	0.017	0.035	0.028	0.006
P1	109.55	10.42	0.22	0.137	0.285	0.171	0.051	0.013	0.027	0.022	0.006
P2	54.55	10.37	0.11	0.068	0.141	0.085	0.050	0.007	0.014	0.011	0.006
P3	5.25	10.37	0.00	0.002	0.003	0.002	0.050	0.000	0.000	0.000	0.006
P4	56.25	10.43	0.11	0.070	0.147	0.088	0.051	0.007	0.014	0.011	0.006
P5	111.25	10.49	0.23	0.140	0.292	0.175	0.051	0.013	0.028	0.022	0.006
C2	141.45	4.80	0.13	0.081	0.170	0.102	0.023	0.017	0.035	0.028	0.006

Avec :

$$X_{CR} : \text{centre de rigidité ; } X_{CR} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} = 80.33 \text{ m par rapport à C1.}$$

Donc

- $V_{x \text{ pile max}} = 0.069 \text{ m.}$
- $V_{x \text{ culée max}} = 0.085 \text{ m.}$

VII.2 VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification à l'ELA doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VII.2.1 Résistance à la compression

❖ Cas de la pile :

$$\sigma_{app} = \frac{N_{mac}}{a \times b} = 16.98 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm}. \text{ Donc vérifiée}$$

❖ Cas de la culée :

$$\sigma_{app} = \frac{N_{mac}}{a \times b} = 18.94 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm}. \text{ Donc vérifiée}$$

VII.2.2 Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec :

- $\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité
- P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU
- $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d / h$: 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
- $S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$: le facteur de forme

❖ Application Numérique :

• Cas de la pile :

$$\begin{aligned} S &= 11.68 ; d = 0.02 \text{ m} ; \\ h &= 0.10 \text{ m} ; \\ B &= 0.35 \text{ m}^2 ; \\ P_c &= 57.35 \text{ MN} ; \\ P_u &= 10.25 \text{ MN} ; \\ \gamma_s \times P_u &= 30.75 \text{ MN} \leq P_c = 57.35 \text{ MN} \end{aligned}$$

• Cas de la culée

$$\begin{aligned} S &= 7.74 ; d = 0.022 \text{ m} ; \\ h &= 0.03 \text{ m} ; \\ B &= 0.16 \text{ m}^2 ; \\ P_c &= 15.84 \text{ MN} ; \\ P_u &= 3 \text{ MN} ; \\ \gamma_s \times P_u &= 9 \text{ MN} \leq P_c = 15.84 \text{ MN} \end{aligned}$$

❖ Vérifiée.

VII.2.3 Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = V_x / T < \delta_c$$

Pour :

$$P = \frac{P_u}{P_c} = 0.179 \text{ MN} < 0.25 \text{ MPA} ; \text{ on trouve : } \delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p).$$

Tel que : $\delta_0 = b/T$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$.

b : petit côté de l'appui ;

T : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile	Cas de la culée
$b = 700 \text{ mm} ; T = 120 \text{ mm} ;$	$b = 400 \text{ mm} ; T = 80 \text{ mm} ;$
$\delta_0 = 5.83 ;$	$\delta_0 = 5 ;$
On prend : $\delta_0 = 2 ;$	On prend : $\delta_0 = 2 ;$
$\delta_c = 1.07 ;$	$\delta_c = 1.35 ;$
$V_x = 0.159 \text{ m} ;$	$V_x = 0.175 \text{ m} ;$
$\delta = 1.042 ;$	$\delta = 1.68 ;$
$\delta \leq \delta_c$ Vérifiée.	$\delta \leq \delta_c$.Non Vérifiée

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la culée.

VII.2.4 Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{\max} \text{ et } f = 0.1 + 0.6 / \sigma_{\text{adm}}$$

Avec

N : est l'effort de compression vertical ;

f : est le coefficient de frottement.

Application Numérique :

Cas de la pile	Cas de la culée
$N = 8.32 \text{ MN} ;$	$N = 3.03 \text{ MN}$
$\sigma_m = 19.74 \text{ MPa} ; f = 0.14 ;$	$\sigma_m = 18.94 \text{ MPa} ; f = 0.15 ;$
$H = 0.53 \text{ m}^2 ;$	$H = 0.85 \text{ m}^2 ;$
$0.53 \text{ MN} < 8.04 \times 0.14 = 1.12 \text{ MN}$	$0.85 \text{ MN} < 2.11 \times 0.15 = 0.31 \text{ MN}$
Non vérifiée.	Non vérifiée.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée.

VII.3 DES D'APPUIS

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

VII.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

- $A = b + 200 = 700 + 200 + A = 900 \text{ mm}$
- $B = a + 200 = 900 \text{ mm} ;$
- $h \geq 2 B_0 / P_0 \quad h \geq 0.35 \text{ m. On prend } h = 0.5 \text{ m.}$

Avec :

$$B0 = A \times B = 0.49 \text{ m}^2 ; P0=2 (A + B) = 2.8 \text{ m}.$$

VII.4 CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages. L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure. Où ces appareils d'appuis en élastomères ne peuvent pas résister le tablier, d'où il faudrait utiliser des appareils spéciaux (sphériques)



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GÉNÉRALE

Le projet fin d'études que j'ai établies m'a permis de démontrer une maîtrise du sujet et de mettre en application mes connaissances scientifiques 'théoriques et appliquées', acquises durant un cursus de trois années à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, l'automatisation des étapes de calcul au maximum pour consacrer la majorité du temps à la réflexion.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte, le calcul en béton armé, ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

Au terme de ce projet de fin d'études, le bilan des connaissances et des compétences acquises me permet de conclure que cette expérience a été riche en enseignements. J'ai ainsi pu découvrir de nouveaux concepts de calcul et que le métier d'ingénieur ne consiste pas seulement à appliquer des méthodes éprouvées, mais tend vers une constante remise en question des nouvelles techniques et de ses connaissances.

Le type de pont que j'ai réalisé son étude est évidemment impressionnant et j'aurais un jour de prendre en charge la réalisation de tel ouvrage et pourquoi un autre type de pont qui n'existe pas en Algérie.

Je vous remercie pour votre soutien et patience pour garder notre espoir sur le grand domaine de GÉNIE



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

Mr.BELAOURA, Cours de Béton Armé. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2020-2021.

Mr.AMIOUR, Cours Pont. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Cours et TD de Mr.ZOURGUI. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Calgaro, J.A & Virlogeux M, projet et construction des ponts. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1987.

Calgaro.J.A & Bernard-Gély.A, conception des ponts. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1994.

Chaussin.R & Fuentes.A. & Lacroix.R, & Perchat.J, la précontrainte. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1992.

CHAUSSIN. R, béton précontraint. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.

Document SETRA, ponts courants en zone sismique. Ministère de l'Equipeement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), janvier 2000.

Document SETRA, ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'Equipeement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), juin 2003.

Document SETRA, ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, de Développement Durable et du la Mer (France), septembre 2009.

Thonier. H, le béton précontraint aux états limites. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris : 2^{ème} édition, (France), 1992.



LES ANNEXES





ANNEXE A



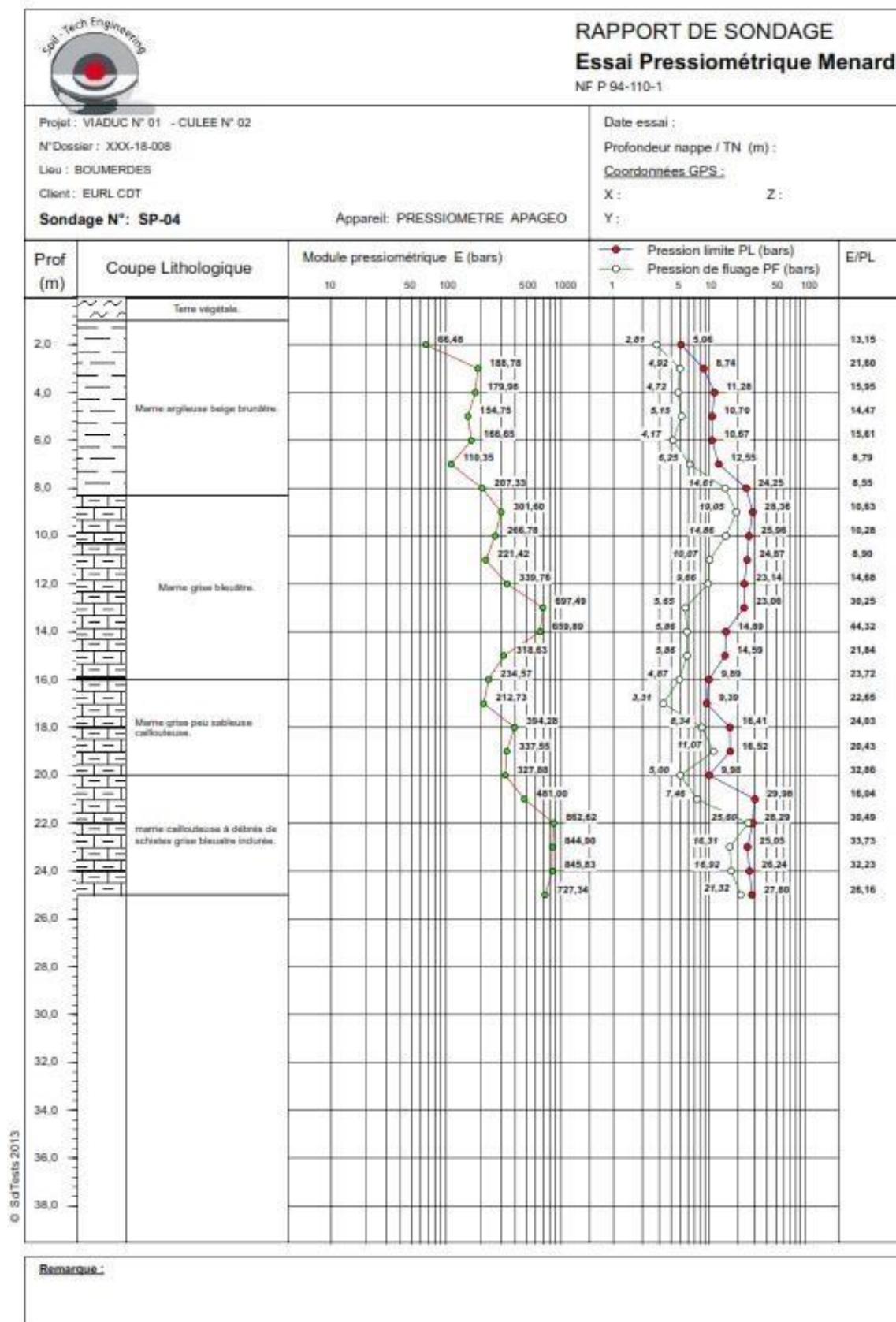


Figure A.01 : Résultats d'essai pressiomètre pour C1

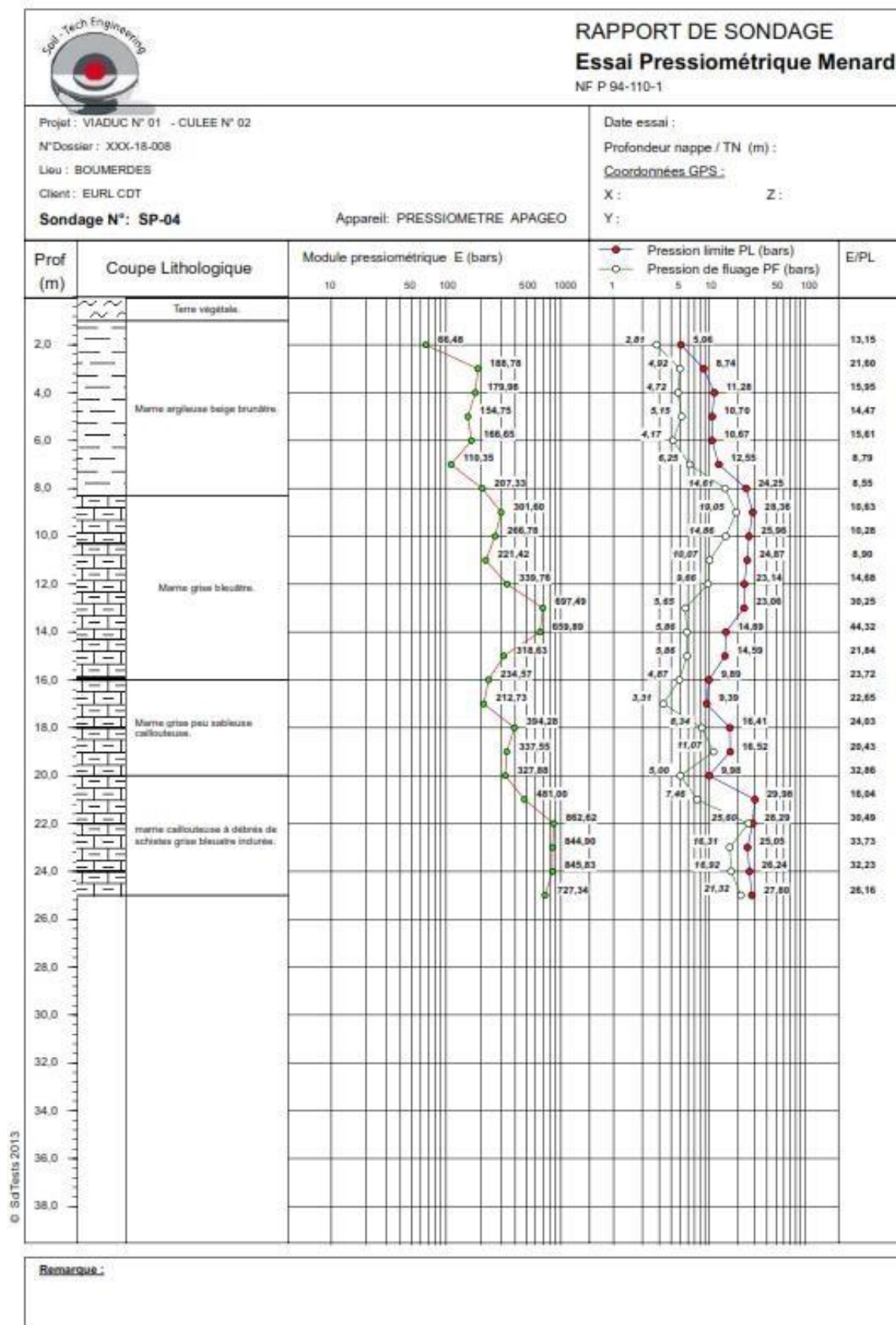


Figure A.02 : Résultats d'essai pressiomètre pour C4

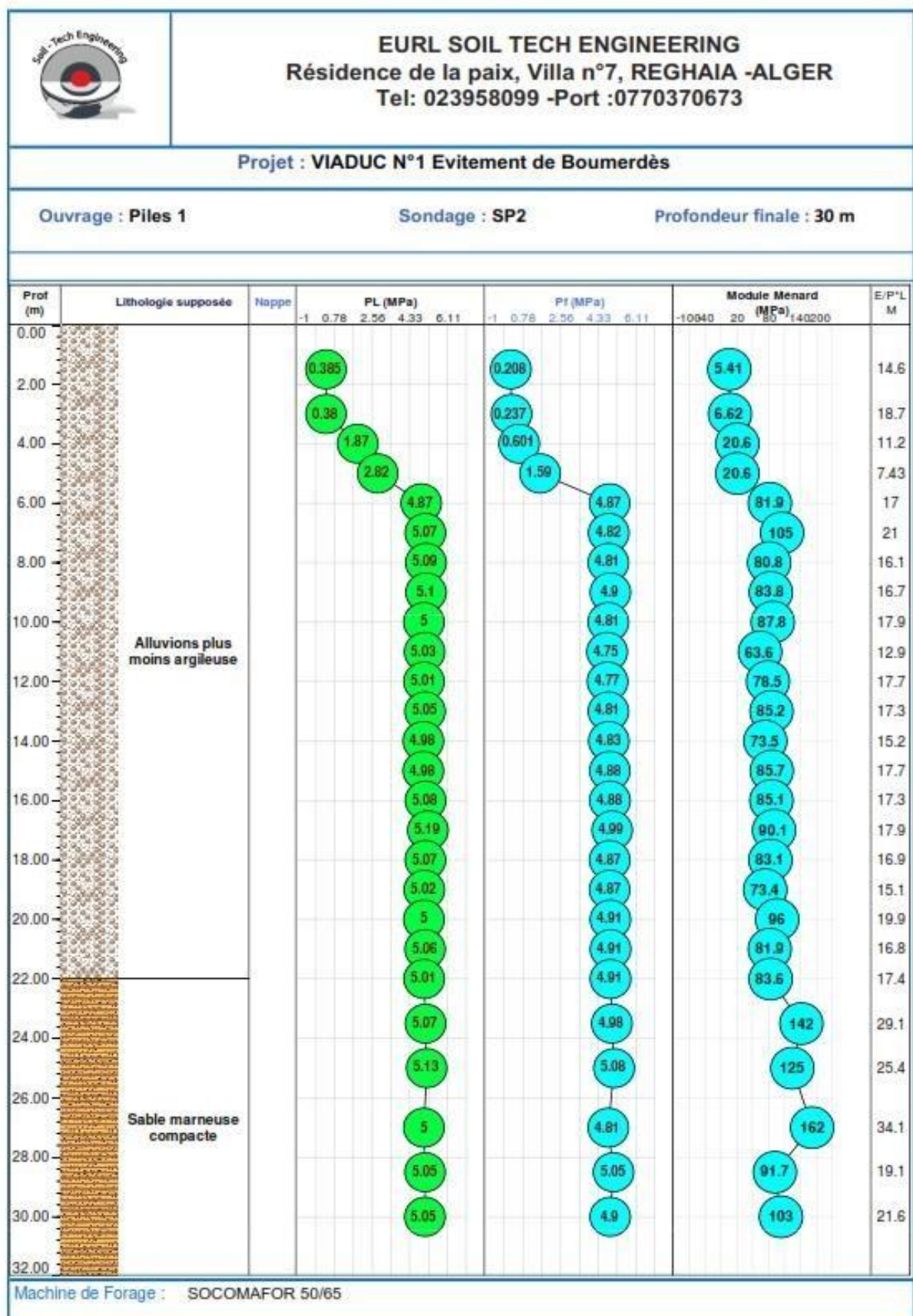


Figure A.03 : Résultats d'essai pressiomètre pour P2

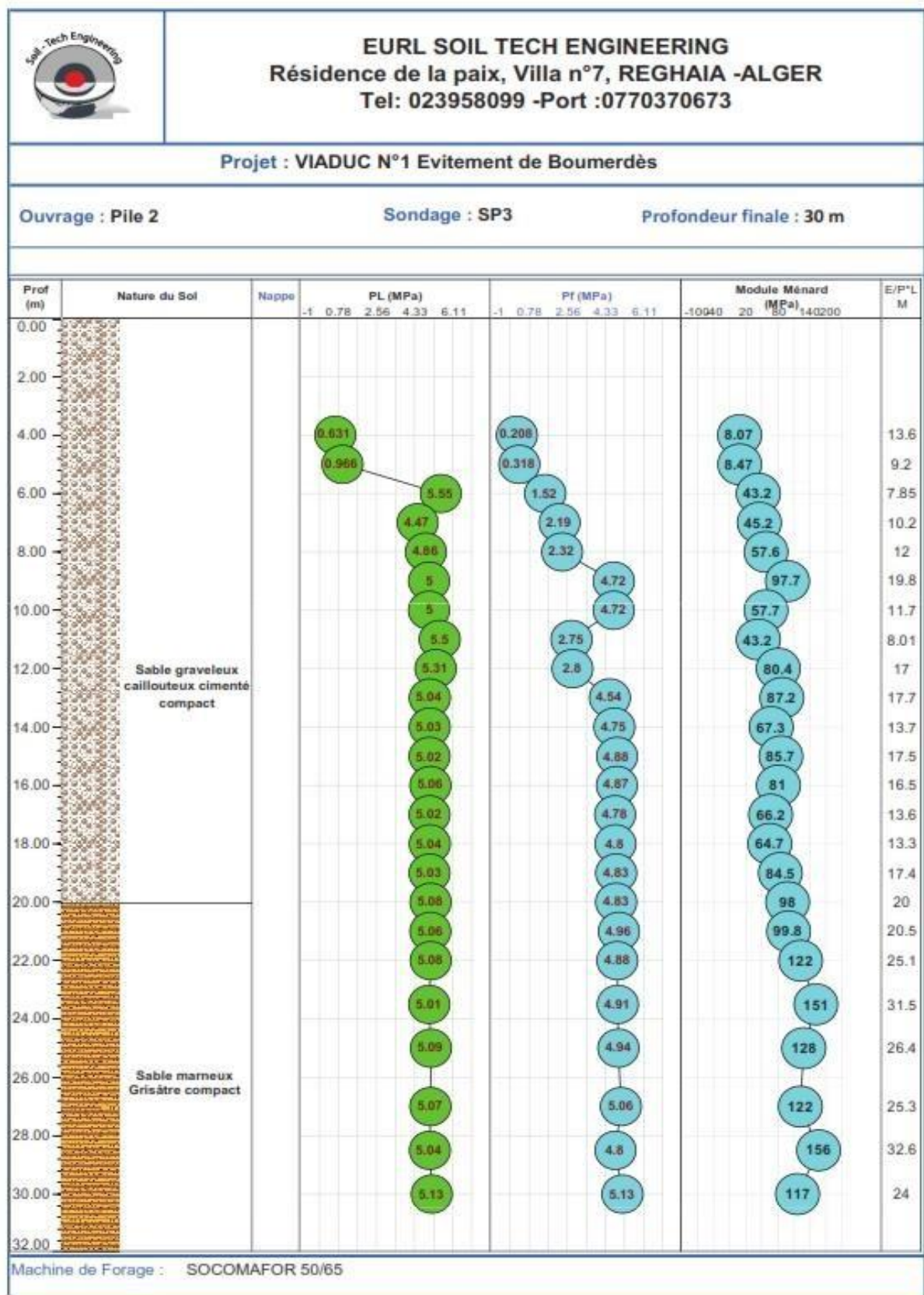


Figure A.04 : Résultats d'essai pressiomètre pour P3



ANNEXE B



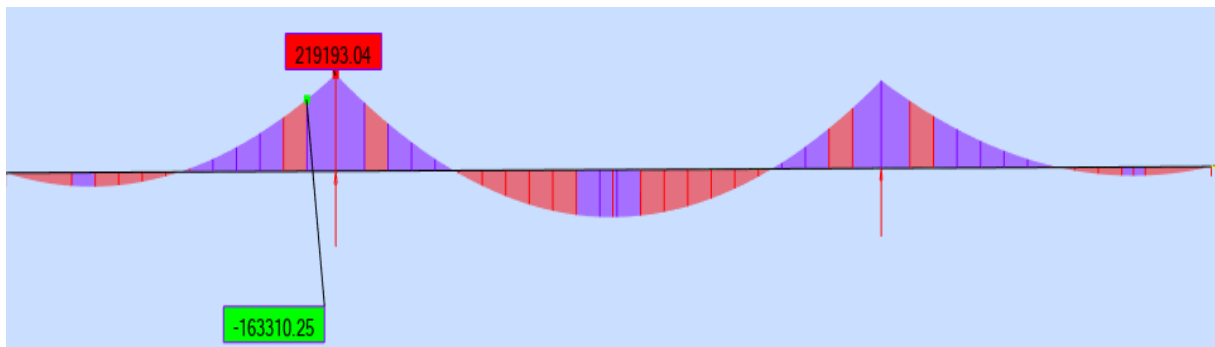


Figure B.01 : Moment fléchissant longitudinale sous combinaison $G + 1,2 A(L) + St$

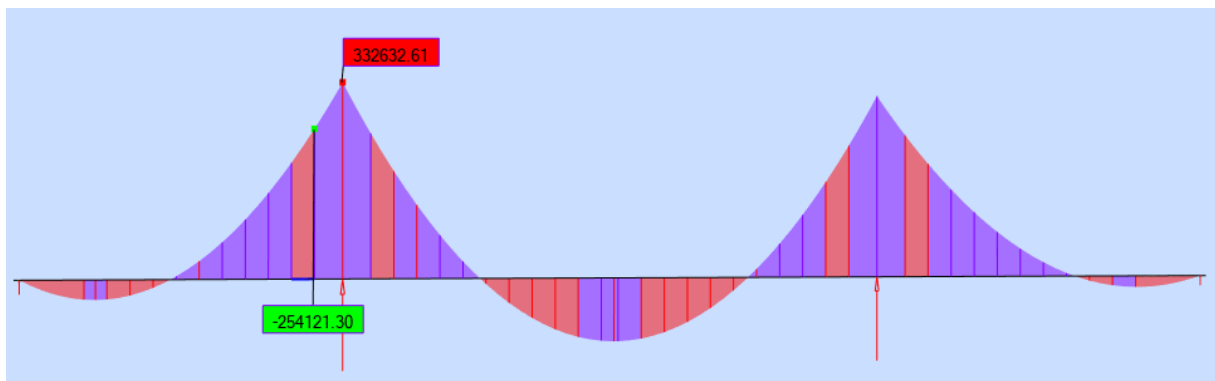


Figure B.05 : Moment fléchissant longitudinale sous combinaison $1.35 G + 1.6 A(L) + 1.6 St$

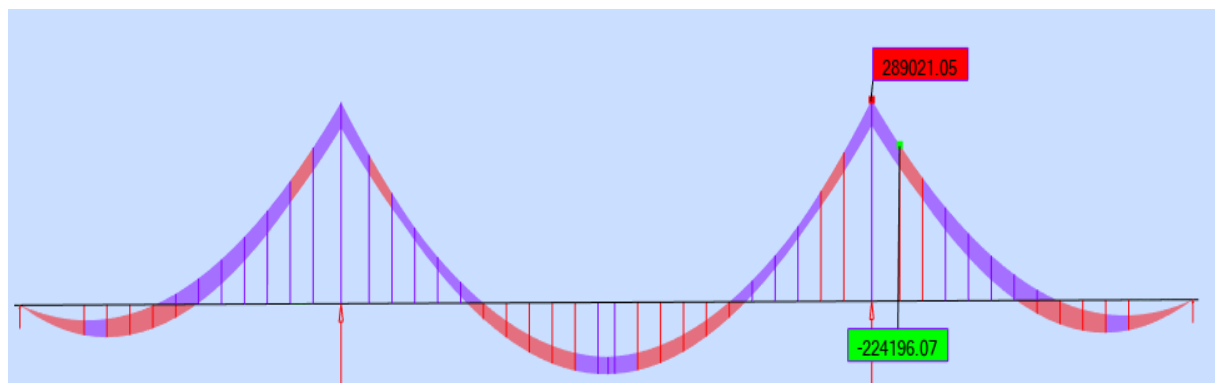


Figure B.06 : Moment fléchissant longitudinale sous combinaison $1.35 G + 1.6 Bc + 1.6 St$

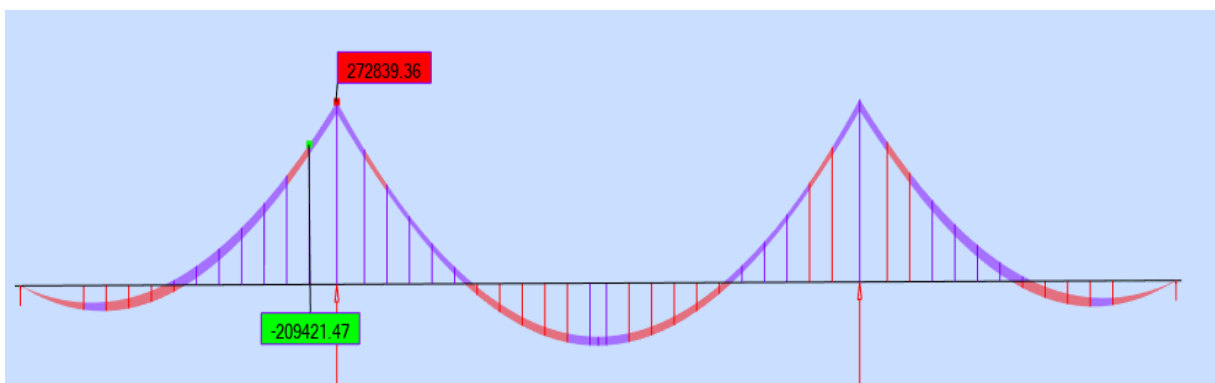


Figure B.08 : Moment fléchissant longitudinale sous combinaison $1.35 G + 1.35 Mc120 + 1.6 St$

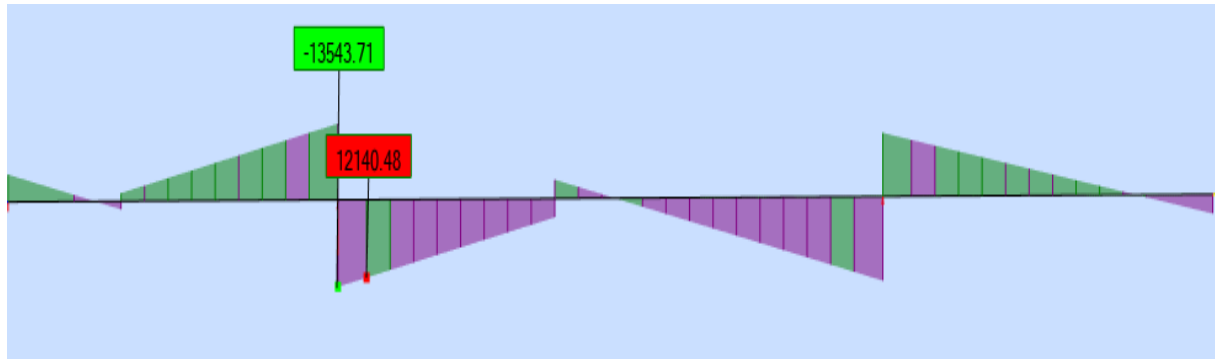


Figure B.09 : Effort tranchant sous combinaison $G + 1.2 A(L) + St$

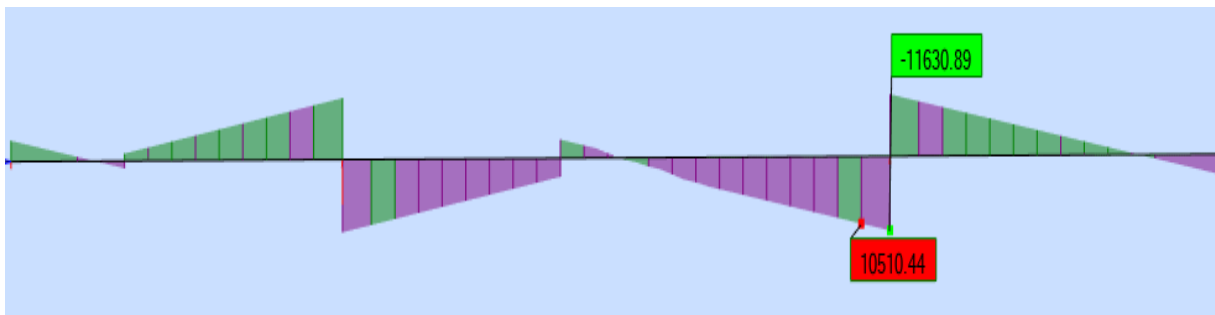


Figure B.10 : Effort tranchant sous combinaison $G + 1.2 Bc + St$

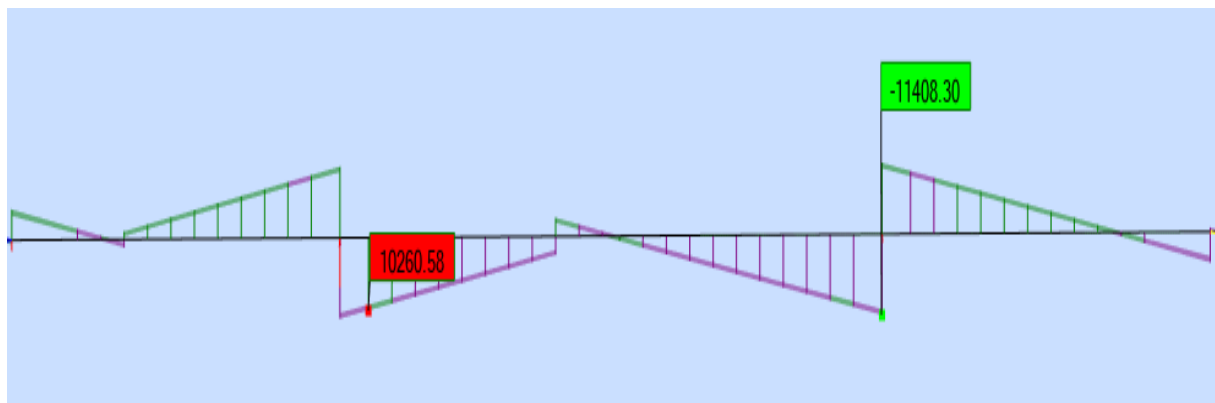


Figure B.11 : Effort tranchant sous combinaison $G + 1.2 Bt + St$

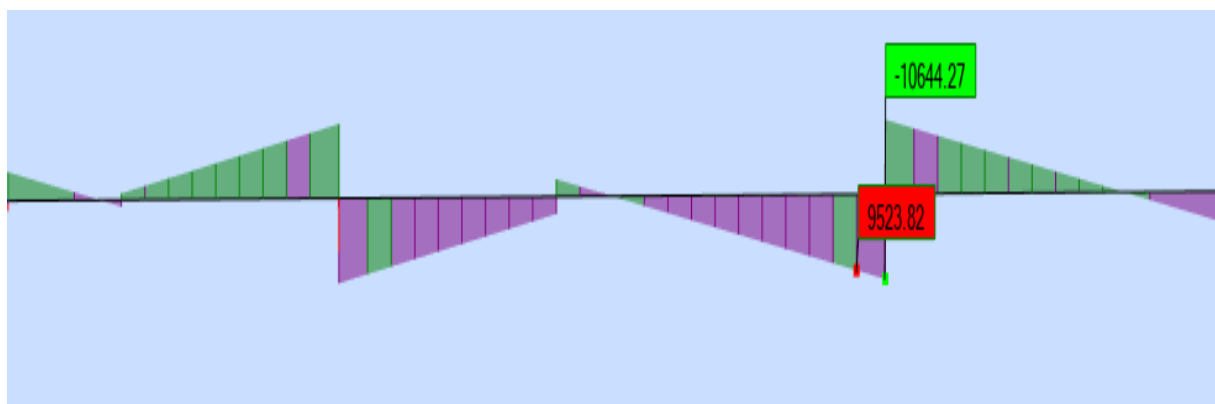


Figure B.11 : Effort tranchant sous combinaison $G + Mc120 + St$

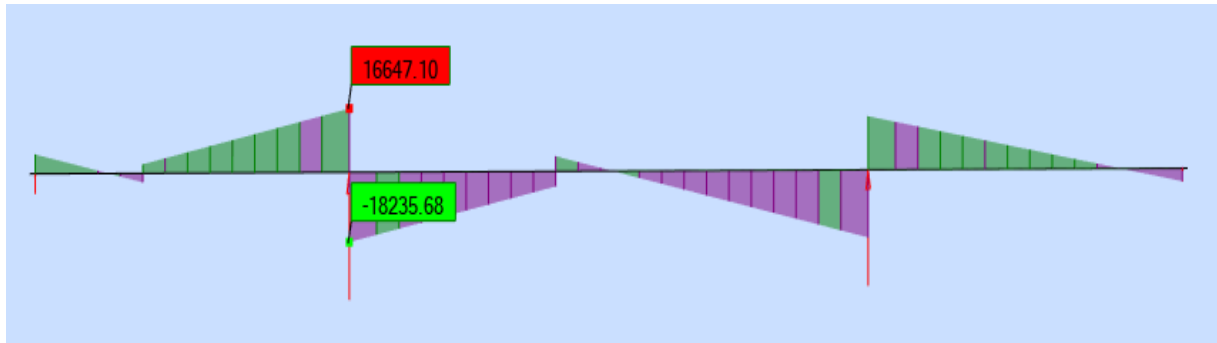


Figure B.12 : Effort tranchant sous combinaison $1.35G + 1.6A(L) + 1.6St$

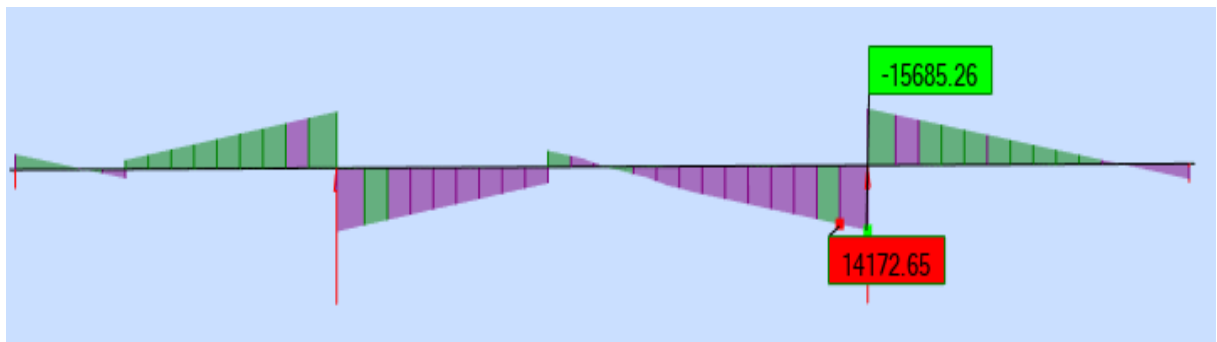


Figure B.13 : Effort tranchant sous combinaison $1.35G + 1.6Bc + 1.6St$



Figure B.14 : Effort tranchant sous combinaison $1.35G + 1.6Bt + 1.6St$

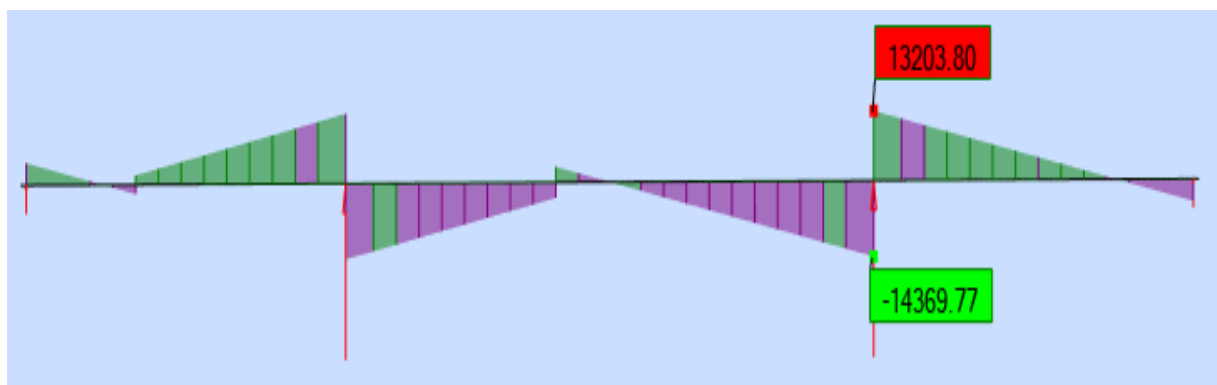


Figure B.14 : Effort tranchant sous combinaison $1.35G + 1.35Mc120$



Annexe C.1 : Vérification des contraintes en phase de service (Etat pont à vide.)

Section	X	V'	V	I (m ⁴)	S (m ²)	n _f	n _c	P _f (MN)	P _c (MN)	e _f	e _c	M (MN)	σ _{SUP} (Mpa)	σ _{INF} (Mpa)	OBS
Début VSC	0	1.12	1.98	10.47	7.54	0	0	0	0.00	1.84	0.98	0	-0.24	1.14	OK
à 1m	1	1.12	1.98	10.47	7.54	0	0	0	36.26	1.84	0.98	0.11	-0.05	1.72	OK
Début VSC	12.5	1.12	1.98	10.47	7.54	0	2	0	36.26	1.84	0.98	20.77	0.04	3.24	OK
Début V10	16.6	1.15	1.99	10.92	7.60	0	8	0	26.30	1.84	1.00	2.26	2.13	2.10	OK
Début V09	20.7	1.20	2.03	11.86	7.73	2	10	0.54	48.25	1.88	1.05	4.16	4.13	2.74	OK
Début V08	24.8	1.27	2.1	13.40	7.93	4	12	0.55	28.54	1.95	1.12	26.25	5.85	2.08	OK
Début V07	28.9	1.38	2.18	15.65	8.19	6	10	2.28	22.62	2.03	1.22	44.58	7.40	1.66	OK
Début V06	33	1.51	2.28	18.78	8.53	8	8	4.86	15.82	2.13	1.36	59.14	8.68	-0.05	OK
Début V05	37.1	1.67	2.4	23.01	8.93	10	6	8.14	8.56	2.25	1.52	69.94	9.80	0.10	OK
Début V04	41.2	1.86	2.54	28.64	9.40	12	4	11.99	1.24	2.39	1.71	112.34	10.61	-0.98	OK
Début V03	45.3	2.09	2.69	36.02	9.94	14	2	22.31	6.18	2.54	1.94	59.14	11.31	-0.26	OK
Début V02	49.4	2.35	2.86	45.58	10.55	16	0	27.58	0.00	2.71	0.00	22.69	11.80	-0.92	OK
Début V01	53.5	2.64	3.04	57.85	11.23	18	0	45.35	0.00	2.89	0.00	4.16	11.99	0.48	OK
Début VSP	120.2	2.83	3.17	66.93	11.68	20	0	39,86	0.00	3.01	0.00	256.48	12.17	1.89	OK
Axe VSP	125.2	2.83	3.17	66.93	11.68	22	0	51.02	0.00	3,01	0.00	200.36	10.87	3.67	OK
Début VSP	129.3	2.83	3.17	66.93	11.68	20	0	39.86	0.00	3,01	0.00	256.48	4.98	2.44	OK
Début V01	133.4	2.64	3.04	57.85	11.23	18	0	45.35	0.00	2,89	0.00	219.19	9.55	5.39	OK
Début V02	137.5	2.35	2.86	45.58	10.55	16	0	27.58	0.00	2,71	0.00	125.41	9.62	3.64	OK
Début V03	141.6	2.09	2.69	36.02	9.94	14	2	22.31	6,18	2,54	1,94	22.69	10.12	1.33	OK
Début V04	145.7	1.86	2.54	28.64	9.40	12	4	11.99	1,24	2,39	1,71	4.16	10.39	-0.69	OK
Début V05	149.8	1.67	2.40	23.01	8.93	10	6	8.14	8,56	2,25	1,52	26.25	10.29	-0.55	OK
Début V06	153.9	1.51	2.28	18.78	8.53	8	8	4.86	15,82	2,13	1,36	44.58	10.16	-0.38	OK
Début V07	158	1.38	2.18	15.65	8.19	6	6	2.28	22,62	2,03	1,22	59.14	9.63	0.33	OK
Fin V08	162.1	1.27	2.1	13.40	7.93	4	8	0.55	28,54	1,95	1,12	69.94	8.86	1.36	OK
Début V09	328.3	1.20	2.03	11.86	7.73	2	12	0.54	48,25	1,88	1,05	112.34	8.05	2.45	OK
Début V10	332.4	1.15	1.99	10.92	7.60	0	12	0.00	26,30	1,84	1,00	59.14	7.11	3.70	OK
VCL	335.4	1.12	1.98	10.47	7.54	0	12	0.00	36,26	1.84	0,98	80.22	5.91	5.30	OK

Annexes C.2 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service (Etat pont en service).

Voussoirs	X (m)	M1 (MN.m)	M2 (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	ef (m)	ec (m)	σSup- 1 (MPa)	σInf- 1 (MPa)	σSup- 2 (MPa)	σInf- 2 (MPa)	Obs
Début VSC	0	0.00	0.00	0	0	0	0.00	1.84	0.98	-0.24	1.14	-0.24	1.14	OK
à 1m	1	-242.52	-1064.21	0	0	0	36.26	1.84	0.98	-0.04	1.71	0.12	1.49	OK
Début VSC	12.5	-1371.50	-9803.61	0	2	0	36.26	1.84	0.98	0.09	3.18	1.76	0.95	OK
Début V10	16.6	-4891.44	-15177.07	0	8	0	26.30	1.84	1.00	2.32	1.85	4.35	-0.86	OK
Début V09	20.7	-7270.52	-18748.87	2	10	0.54	48.25	1.88	1.05	4.40	2.37	6.66	-0.65	OK
Début V08	24.8	-8507.90	-20493.04	4	12	0.55	28.54	1.95	1.12	6.17	1.65	8.54	-1.51	OK
Début V07	28.9	-7569.13	-20430.52	6	10	2.28	22.62	2.03	1.22	7.52	1.50	10.06	-1.89	OK
Début V06	33	-5383.01	-18583.66	8	8	4.86	15.82	2.13	1.36	8.54	0.14	11.14	-1.57	OK
Début V05	37.1	-2055.07	-14968.33	10	6	8.14	8.56	2.25	1.52	9.35	0.70	11.90	-1.61	OK
Début V04	41.2	2413.81	-9604.07	12	4	11.99	1.24	2.39	1.71	9.81	0.09	12.18	-1.31	OK
Début V03	45.3	8022.35	2037.95	14	2	22.31	6.18	2.54	1.94	10.11	1.34	11.29	-0.24	OK
Début V02	49.4	14768.81	13642.78	16	0	27.58	0.00	2.71	0.00	10.17	1.26	10.39	0.96	OK
Début V01	53.5	24296.48	22653.80	18	0	45.35	0.00	2.89	0.00	9.55	3.73	9.88	3.30	OK
Début VSP	120.2	36626.41	31659.02	20	0	39,86	0.00	3.01	0.00	8.56	6.72	9.54	5.41	OK
Axe VSP	125.2	47443.42	39522.07	22	0	51.02	0.00	3,01	0.00	6.52	9.43	8.10	7.34	OK
Début VSP	129.3	50620.03	39522.07	20	0	39.86	0.00	3,01	0.00	2.48	5.76	4.13	3.57	OK
Début V01	133.4	47716.34	39077.11	18	0	45.35	0.00	2,89	0.00	6.37	9.64	8.07	7.36	OK
Début V02	137.5	37705.73	29672.90	16	0	27.58	0.00	2,71	0.00	6.91	7.27	8.49	5.15	OK
Début V03	141.6	25968.73	18660.32	14	2	22.31	6,18	2,54	1,94	7.96	4.21	9.40	2.28	OK
Début V04	145.7	15387.38	8778.06	12	4	11.99	1,24	2,39	1,71	8.75	1.51	10.05	-0.23	OK
Début V05	149.8	5965.54	30.14	10	6	8.14	8,56	2,25	1,52	9.11	1.02	10.28	-0.54	OK
Début V06	153.9	-2293.33	-7579.84	8	8	4.86	15,82	2,13	1,36	9.40	0.64	10.44	-0.75	OK

Début V07	158	-9386.25	-14048.70	6	6	2.28	22,62	2,03	1,22	9.24	0.86	10.15	-0.37	OK
Fin V08	162.1	-15310.69	-19373.80	4	8	0.55	28,54	1,95	1,12	8.78	1.46	9.59	0.39	OK
Début V09	328.3	-20064.52	-23552.73	2	12	0.54	48,25	1,88	1,05	8.25	2.18	8.93	1.26	OK
Début V10	332.4	-23646.10	-26583.60	0	12	0.00	26,30	1,84	1,00	7.53	3.13	8.11	2.36	OK

0



ANNEXE D



