République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
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

CONCEPTION ET ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE DU VIADUC V3b DU PK 14+344 AU PK 15+163.3 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU

Présenté par :

ELHASSANI Moulay Ahmed

Encadré par :
Mme SEDIK REZIKA

Pr. Taki Mohammed

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

DEDICACES

A ma mère

A mes frères et mes oncles et

A tous mes amis

REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout à exprimer mes parfaits remerciements et gratitudes à **ALLAH** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer cet intéressant travail.

Nos vifs remerciements vont à notre encadreur Mme SEDIK Rezika , et à mon co-encadreur Monsieur TAKI Mohamed, de nous avoir encadrés et dirigés tout le long de notre travail

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon ami et guide, l'ingénieur Monsieur BABAKHOUYA Youcef pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif, membres de jury** de l'école pour la richesse et la qualité de leurs formation et examinassions.

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, **ma famille et mes amis** pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous et à toutes.

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم و دراسة الجسر رقم 03 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 14+330 و النقطة 15+90 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو و الطريق السيار شرق-غرب على مستوى الجباحية.

بدأنا عملنا هذا ببحث بيبليوغرافي حول تآكل التعزيزات المسبقة الإجهاد . تطرقنا بعد ذلك إلى تصميم ودراسة سطح الجسر، حيث فرضنا 3 اقتراحات، واستنادا لتحليل متعدد المعايير، اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي. ثم قمنا بدراسة شاملة للبنية الفوقية للجسر هذه الدراسة شملت تقييم الحمولات و الحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات و مختلف العناصر المكونة للجسر، و هذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر و أوروبا، و بالاعتماد على برامج للحساب.

كلمات مفتاحية : تصميم و دراسة جسر، جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي، سابقة إجهاد لاحق، دراسة زلزالية، .

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude du viaduc V3b situé entre le PK 14+330 et PK33+500 relevant de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à Djebahia.

Nous avons commencé notre travail par une recherche bibliographique sur la corrosion des armatures de précontrainte. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dons laquelle on a proposé 3 variantes, et en se basant sur une analyse multicritère, on a opté pour une solution d'un tablier continu à hauteur variable, réalisé par la méthode d'encorbellements successifs. Cette étude concerne la superstructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des les règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

Mots clés: Conception et étude, Choix mixte ,Voussoir », Pont en caisson à hauteur variable, Encorbellements successifs, béton précontraint, Poste tension.

Abstract

This work is part of the design and study of the road bridge V3b located between PK14+330 and PK15+090 of the penetrating road between Tizi Ouzou and Djebahia.

This memory begins with a library search about seismic vulnerability of piers, putting the accent on the development of fragility curves. Next, we started the general design of 3 variants, where we chose a mixt one "Beam-Box" which is a height-adjustable box bridge made by the method of successive corbelling. This study contain the superstructure by going through the evaluation of the loads and overloads, pre-stress calculations, and the sizing of equipments elements by referring to the regulations used in Algeria and Europe, and using software.

Keywords: Design and study, "Beam-Box" , Height-adjustable box bridge, Successive corbelling, Post tensioned pre-stressed beams.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE L'ESTHETIQUE DES OUVRAGES D'ART

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

I.1. INTRODUCTION : ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
I.1. L'ESTHETIQUE..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
I.1.1. L'importance de l'esthétique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.1.2. La collaboration ingénieur – architecte..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.1.3. Esthétique et coût ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.2. LES DIFFÉRENTES PHASES D'UNE ÉTUDE ESTHÉTIQUE :..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
I.3. ARCHITECTURE DES PONTS COURANTS EN BETON ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
I.3.1. Quelques règles élémentaires : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3.2. Témoignages ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.4. DEFENSE DE L'ESTHETIQUE : ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
I.5. Conclusion : ……**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
II.2. PRESENTATION DU PROJET..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
II.2.1. Situation du Projet..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.2. Composantes de la pénétrante..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.3. Objectif du projet ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.4. Obstacles à Franchir : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3. LES DONNEES DE PROJET ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
II.3.1. Les données fonctionnelles..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.1. Tracé en plan ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.2. Profil en long..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.3. Profil en travers ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2. Les données naturelles..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.1. Topographie ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.2. Sismicité du site ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.3. Température ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.4. Vent ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.5. Géotechnique..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.6. Hydrologie..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4. CONCLUSION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.1.1. Conception longitudinale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.2. Conception transversale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place » ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.1. Conception longitudinale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.2. Découpage des voussoirs ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.3. Conception transversale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre » ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.1. Conception longitudinale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.2. Conception transversale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.1. Conception des poutres principales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.2. Conception des pièces de pont ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3. ANALYSE MULTICRITERE ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.3.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2. Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3. Analyse des variantes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4. CONCLUSION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.3.1. Béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2. Armatures ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.1. Armatures passives ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.2. Armatures de précontrainte ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3. Contraintes admissibles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.1. Béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.2. Armatures ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4. EVALUATION DES ACTIONS ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.4.1. Evaluation des actions hors trafic ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1.1. Actions permanentes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1.2. Action thermique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.1. Système de charge à considérer ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.2. Caractéristiques du pont : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.3. Les cas de chargement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.4. Système de charge A ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.5. Système de charge B ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.6. Charges militaires : Mc 120 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.7. Charges exceptionnelles : D240 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.8. Coefficient de majoration dynamique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.9. Efforts de freinage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.5. CONCLUSION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

III.1. INTRODUCTION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2. Charges à prendre en compte ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.1. Poids propre du fléau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.2. Charge due au vent ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.3. Charges de chantier connues ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.4. Charges de chantier aléatoire ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Combinaisons d'action selon RCPR ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3. Evaluation des efforts ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.3.1. Phases de réalisation du tablier ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2. Combinaisons d'action ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3. Modélisation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4. Résultats ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.4.1. Etude de la précontrainte du fléau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1.2. Position et enrobage des câbles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1.3. Tracé des câbles en plan ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1.4. Tracé des câbles en élévation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1.5. Résultats ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2. Etude de la précontrainte de continuité ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale .... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3. Evaluation des pertes de la précontrainte ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.1. Pertes de tension instantanées ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.2. Pertes de tension différées ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.3. Les pertes totales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.4. Application sur les câbles de fléau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4. Vérification des contraintes normales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4.1. Vérification des contraintes pour la partie voussoir ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.5. Armatures des zones tendues ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6. Vérification des contraintes tangentielles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.5. ETUDE TRANSVERSALE ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
III.5.1. Evaluation des efforts ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.5.1.1. Modélisation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.5.1.2. Résultats ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.5.2. Ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.5.2.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.5.2.2. Ferraillage passif des voussoirs ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.6. conclusion……..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE VI : EQUIPEMENT DU PONT

VI.1. INTRODUCTION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
VI.2. APPAREIL D'APPUI ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
VI.2.1. Choix de type d'appareil d'appui ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.3.1. Aire l'appareil d'appui. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.3.2. . Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.4. Calcul exacte des déplacements horizontaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.4.1. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.4.2. Evaluation des déplacements horizontaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.5. Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337 -3 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.5.1. Stabilité au flambement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.5.2. Résistance à la compression ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.5.3. Limitation de distorsion ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.3. DES D'APPUIS ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
VI.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis et Ferraillage des dés d'appuis ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4. CONCLUSION ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CONCLUSION GENERALE ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

FIGURE I.1 VIADUC DE LA GARDE-ADHEMAR, FRANCE ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE I.2 DEUX OUVRAGES BIAIS A 50 GRADES DE VUE DIFFERENTES ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE I.3 TABLIER A DEUX TRAVEES ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE I.4 LES DIFFERENTES POSITIONS POSSIBLES DES PILES ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE I.5 LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DE LA PILE ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

FIGURE II.1 : IMPLANTATION DU PROJET SUR LA CARTE D'ETAT-MAJOR. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE II.2 : IMPLANTATION DE L'OUVRAGE SUR UNE IMAGE SATELLITAIRE . ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE II.3 : TRACE EN PLAN V 3. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE II.4 : PROFIL EN LONG V3B . ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

FIGURE III.1 : MORPHOLOGIE GENERALE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE III.2 : NOTATION DES DIMENSIONS. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE III.3 : NOTATIONS DES DIMENSIONS. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

FIGURE IV.1 : LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN B.P. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE IV.2 : DECOUPAGE DES VOUSSOIRS. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE IV.3 : LA LARGEUR ROULABLE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE IV.4 : CAS DE CHARGEMENT. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE IV.5 : SYSTEME DE CHARGEMENT BC. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE IV.6 : SYSTEME DE CHARGEMENT B_T. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE IV.8 : CONVOI DE CHARGE MC 120. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE IV.9 : CONVOI EXCEPTIONNEL D240 ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

FIGURE V.1 : CHEMINEMENT DE LA REALISATION D'UN FLEAU. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.2 : LES CHARGES SUR LE FLEAU. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.7 : PHASES DE REALISATION DU TABLIER. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.8 : MODELE DE CALCUL ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.9 : MOMENT MAXIMUM A L'ELS. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.10 : EFFORT TRANCHANT MAXIMUM A L'ELS. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.11 : MOMENT MAXIMUM A L'ELU. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.12 : EFFORT TRANCHANT MAXIMUM A L'ELU. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.13 : DISPOSITION DES CABLES DE FLEAU AU NIVEAU DE VSP ET POSITION DES ANCRAGES. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.14 : TRACEE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.15 : TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

FIGURE V.17 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DES FLEAUX..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.18 : DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE AU NIVEAU DE VC. **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.19 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.20 : DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE ET POSITION DES ANCRAGES. **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.21 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE. . **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.22 : FROTTEMENTS LE LONG DU CABLE LORS DE LA MISE EN TENSION. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.23 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES . ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.24 : EFFORT DE PRECONTRAINTE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.25 : VUE EN 3D DU CAISSON SUR PILE MODELISE SUR LE LOGICIEL. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE V.26 : VUE EN 3D DU CAISSON A LA CLE MODELISE SUR LE LOGICIEL. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE VI : EQUIPEMENT DU PONT

FIGURE VI.1 : DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

FIGURE VII.1 : DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI. 105
FIGURE VII.2 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN EFFORT NORMAL. 113
FIGURE VII.3 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN EFFORT HORIZONTAL. 113
FIGURE VII.4 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN MOMENT D'AXE HORIZONTAL. 114
FIGURE VII.5 : MODELE DE CALCUL MULTIMODAL. 116
FIGURE VII.6 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE HORIZONTALE. 117
FIGURE VII.7 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE VERTICALE. 117
FIGURE VII.9 : JOINT DU TYPE WD. 124

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

TABLEAU III.1 : RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1. **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU III.2 : RECAPITULATION DE DECOUPAGE DES VOUSSOIRS..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU III.3 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU VSP ET DU VSC.....**ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU III.4 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES METALLIQUES SELON CALGARO ET SETRA.... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU III.5 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES PIECES DE PONT SELON CALGARO. **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
Tableau III.6 : Avantages et inconvénients des 3 variantes……
Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

TABLEAU IV.1 : CARACTERISTIQUES DE BETON..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.2 : CARACTERISTIQUES DES CABLES DE PRECONTRAINTE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.3 : CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.4 : CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES.....**ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.5 : ESTIMATION DU POIDS DU AUX CCP. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.6 : POIDS DES VOUSSOIRS..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.9 : COEFFICIENT a_1. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.10 : VALEURS DE A(L). ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.12 : LES VALEURS DE B_C..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.13 : LES VALEURS DE B_C. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.14 : LES VALEURS DE B_T. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.15 : VALEURS DE B_T..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU IV.16 : COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE . ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
Tableau IV.18 : L'effort de freinage F(KN) de système A ……
Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

TABLEAU V.4 : LES RESULTATS DES EFFORTS CALCULES PAR LOGICIEL ROBOT..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.9 : COMBINAISONS DE CHARGE EN PHASE DE SERVICE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.10 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DU FLEAU POUR CHAQUE SECTION. ..**ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.12 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.13 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.14 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE. . **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.15 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V. 17 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE POUR LA TRAVEE DE RIVE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.18 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.19 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DU CABLE DE CONTINUITE C6 DE TRAVEE DE RIVE **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

TABLEAU V.20 : POURCENTAGES (%) DES PERTES DE TENSION MOYENNES DES CABLES DE FLEAU..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.21 : CONTRAINTES DES FIBRES EXTREMES DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION. **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.22 : EFFORTS EXTREMES DANS LE VOUSSOIR SUR PILE. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.23 : MOMENTS EXTREMES DANS LE VOUSSOIR A LA CLEF. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.24 : FERRAILLAGE PASSIF DU VSP. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
Tableau V.25 : Ferraillage passif du VC……. **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE VI : EQUIPEMENT DU PONT

TABLEAU VI.1 : EVALUATION DES REACTIONS R (KN) SUR CHAQUE APPUI DE LA PARTIE VOUSSOIR. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU VI.3 : EVALUATION DES EFFORTS VERTICAUX SUR CHAQUE APPAREIL D'APPUI. ...**ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU VI.8 : DIMENSIONS DES APPAREILS D'APPUI RETENUS..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU VI.109 : EVALUATION DES RAIDEURS LONGITUDINALES STATIQUES ET DYNAMIQUES DES APPUIS. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU VI.10 : EVALUATION EXACTE DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU VI.11 : VERIFICATION DE LA STABILITE AU FLAMBEMENT DES APPAREILS D'APPUI..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CPA : Ciment Portland Artificiel.
CQC : Combinaison Quadratique Complète.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
$\mathbf{E_p}$: Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
$\mathbf{E_s}$: Module d'Elasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PGA : (Pic Ground Acceleration) Accélération maximale du sol.
PGV : (Pic Ground Velocity) Vitesse maximale du sol.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
$\Delta\theta$: Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrage d'arts tels que : les ponts.

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,..), artificiel (barrages,…) ou une autre voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socio-économique et même stratégique.

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à son propre expérience.

.

La conception et l'étude d'un pont qui répond aux spécifications citées précédemment, fait l'objet de ce présent mémoire de fin d'étude , au sein de la base de vie de groupement chargé de la réalisation de la pénétrante reliant Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia, la liaison autoroutière dans laquelle se situe le viaduc 03 à concevoir et à étudier. Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail.

D'abord, il est intéressant de mentionner les caractéristiques de la route portée par ce viaduc ; c'est une liaison autoroutière non urbaine de 2x3 voies, dont la largeur ne peut être supportée que par deux tabliers (tablier gauche et tablier droite). Le tracé présent des paramètres mixtes (courbure en plan et en élévation), ceci est dû à la longueur importante de la vallée à traverser qui dépasse 700 m.

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en des chapitres : Les deux premiers chapitres sont consacrés à la recherche bibliographique pour notre chapitre Master et la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, Les chapitres suivants sont réservés à la conception et hypothèses de calcul dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Le 6eme chapitre est consacré à l'étude longitudinal et le 7eme et 8eme chapitres sont consacrés à l'étude de précontraint et l'étude transversale respectivement. Puis on passe à l'étude des équipements .

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA CORROSION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION :

Associer les architectes à la création des ouvrages d'art, l'idée n'est pas nouvelle et la démarche se généralise même pour les ponts courants. Notre patrimoine et nos paysages sont les principaux bénéficiaires de cette démarche qui associe technique et esthétique pour embellir et bâtir harmonieusement notre cadre de vie.

Un ouvrage d'art courant est devenu le fruit d'un travail d'équipe, une œuvre collective, en toute liberté, un dialogue et un échange permanent, en pleine confiance, entre tous les acteurs de l'amont de la conception jusqu'à l'exécution en passant par la phase de mise au point du projet.

Chacun, en faisant preuve d'humilité, intègre l'apport et la connaissance de l'autre. Cette mise en commun des expertises techniques et des sensibilités esthétiques permet de faire les bons choix, de trouver pour un site donné, la solution adaptée, mélange de créativité technique et esthétique.

L'ouvrage prend ainsi sa juste place dans le paysage.

I.1. L'ESTHETIQUE

I.1.1. L'importance de l'esthétique

De nos jours, dans une société où la sensibilité environnementale est accrue, on constate un peu partout que la population a plus d'attentes en matière d'aspect des structures. Pour les maîtres d'ouvrages, la qualité architecturale des projets devient un élément de choix de plus en plus important. La question de l'esthétique ne se pose plus pour l'ouvrage en tant que tel, mais pour l'ouvrage dans son environnement, quel qu'il soit. Le constructeur de pont doit à chaque fois se poser la question de l'intégration du pont dans le paysage, qu'il soit urbain ou rural. Des ingénieurs et architectes de renom, praticiens et académiciens, expriment cette préoccupation.

Jörg Schlaich, ingénieur

« La pensée synthétique globale, la conception préliminaire se doit d'être ingénieuse, pas spécialisée et analytique. Celui qui juge un pont uniquement selon le prix de l'offre contrevient à sa mission culturelle. Les ponts sont des éléments indissociables de notre milieu de vie et de la culture de la construction »

Alain Spielmann, architecte

« Un ouvrage d'art doit avant tout être fait avec art. En ce sens les ponts, tout comme les bâtiments, ne peuvent plus être pensés sans tenir compte de l'urbanisme des villes, des sites, de cadre de l'environnement, des hommes qui y vivent. L'époque fonctionnaliste a montré ses limites »

I.1.2. La collaboration ingénieur – architecte

Pour les projets d'importance, on a de plus en plus recours à un architecte pour seconder, voire diriger l'ingénieur. Certains y voient le signe que les ingénieurs n'ont plus le sens de la conception et se perdent dans les calculs pointus et les normes. Toujours est-il qu'il n'est pas donné à chaque ingénieur d'avoir un sens esthétique, et que les architectes n'ont pas tous le sens statique et la notion des ponts. L'expérience a montré que la collaboration entre l'ingénieur et l'architecte représente un défi qui n'est pas toujours facile à relever. La clé d'un bon projet réside dans une collaboration harmonieuse et respectueuse entre l'ingénieur et l'architecte, où chacun a son rôle. Les avis sur les rôles respectifs de chacun varient.

Fritz Leonhardt, ingénieur

« L'ingénieur conçoit le pont et l'architecte sert de conseiller artistique. C'est sous cette devise et dès la construction des premiers grands ponts autoroutiers, vers 1934, qu'une fructueuse collaboration entre ingénieurs et architectes débuta ; elle continue encore de nos jours ».

Foster & Partners, architectes

« Bridges are often considered to belong to the engineer's realm rather than the architect's. But the architecture of infrastructure has a powerful impact on the environment. The Millau Viaduct, designed in collaboration with engineers, illustrates how the architect can play an integral role in bridge design »

I.1.3. Esthétique et coût

Dans la grande majorité des cas, l'aspect économique d'un projet est essentiel. Et l'ingénieur est appelé à jouer un rôle prépondérant, en cherchant la solution optimale.

Christian Men, ingénieur

« L'art de la construction de pont consiste à trouver les solutions fonctionnelles satisfaisantes qui, dans le cadre financier donné, représentent l'optimum dans l'esthétique et l'intégration à l'environnement ».
« La conception préliminaire est la condition déterminante pour l'aspect économique et la qualité esthétique. La justesse statique et constructive arrive loin derrière »

Même si le critère financier est de poids, il n'est pas le seul dans la procédure d'adjudication. Les maîtres d'ouvrages ne sont pas contraints de choisir l'offre la plus basse. Cela laisse une marge de manœuvre pour qualifier la valeur ajoutée d'une variante, en termes de qualité de conception, de durabilité et d'intégration dans l'environnement. De façon générale, on peut admettre qu'un projet coûtant de 10% à 20% de plus que le projet le moins cher a des chances d'être choisi. Pour exemple, on peut mentionner le pont haubané en béton de Sunniberg, Suisse, achevé en 1998. Le maître de l'ouvrage a choisi de réaliser un ouvrage marquant, mettant en valeur la région (il s'agissait d'une première mondiale : un pont haubané en courbe, de 140m de portée, sur des piles hautes de 60m). Le surcoût pour cet ouvrage a été de 14% par rapport à un pont conventionnel proposé dans le concours de projets. Sur le projet complet de route de contournement, cela a représenté un surcoût de 0.5%.

Beaucoup plus rarement, des ouvrages de prestige sont réalisés, pour lesquels le coût est un critère secondaire. Un exemple de la dernière décennie montre que le client a choisi une option qui était 70% plus élevée que la solution la moins chère à l'occasion de l'Expo 92 de Séville, soit un pont en acier à hauteur variable avec un rapport d'élancement excessivement fin de L/57 en travée et de L/28 sur appui. La ligne du TGV Méditerranée en présente aussi quelques exemples récents.



Figure I.1 Viaduc de la Garde-Adhémar, France

I.2. LES DIFFÉRENTES PHASES D'UNE ÉTUDE ESTHÉTIQUE :

Nous en distinguerons quatre :

❖ La définition d'une intention esthétique en fonction de l'environnement :

La première phase consiste à définir une forme générale de l'ouvrage qui soit en harmonie avec l'environnement : c'est ce que nous appelons l'intention esthétique.
Dans ce site naturel ouvert et sans accident de relief, on étudiera un ouvrage aux formes simples ; il sera souhaitable de ménager de larges ouvertures pour dégager les perspectives.
Le choix d'un parti ou, en d'autres termes, d'une structure qui réponde aux contraintes esthétiques, techniques et économiques ;

La seconde phase consiste à inventorier les différents types de structures techniquement envisageables et à choisir parmi leurs silhouettes celle qui répond le mieux aux recommandations du parti esthétique. Les silhouettes serviront de support à des discussions où les appréciations d'ordre esthétique seront mises en parallèle avec les considérations techniques et financières. Elles seront représentées schématiquement en élévation, ou lorsque le franchissement est biais, en perspective.

On ne saurait trop insister sur l'importance des vues perspectives ; dans la réalité, nous ne voyons pas les édifices en géométral, tels qu'ils peuvent apparaître en dessin d'élévation, mais en tableaux perspectifs dont il est possible d'exploiter les effets. Ceci est particulièrement évident dans le cas d'un ouvrage au biais accusé ; à titre d'exemple, considérons deux ouvrages biais à 50 grades, l'un fuyant devant l'automobiliste, l'autre venant à sa rencontre. En élévation ils sont identiques, en perspective le second prend beaucoup plus d'importance que le premier.



Figure I.2 Deux ouvrages biais à 50 grades de vue differentes

Si la recherche esthétique porte aussi sur des problèmes de détail, la maquette est alors la méthode d'étude la mieux adaptée.

La variété des structures envisageables pour le franchissement donné est fournie, puisqu'elle inclut les ouvrages à travée unique, à deux, trois et quatre travées solidaires.

Les limites de cet article ne nous permettent pas de développer in extenso les appréciations de différents ordres : technique, esthétique et économique. De la comparaison de ces différentes appréciations on retiendra le tablier à deux travées ; il répond le mieux aux exigences esthétiques définies dans la première partie de notre démarche.



Figure I.3 Tablier a deux travées

L'ouvrage étant sensiblement droit par rapport à l'axe de l'autoroute, nous sommes encore dans le domaine d'emploi de la dalle élégie de hauteur constante. Nous n'avons pas à craindre, du fait du biais, d'arête aux angles saillants ; pour cette raison, la dalle reposera en ses extrémités sur des piles culées partiellement vues.

Dans la silhouette du tablier, un rôle prédominant sera accordé aux lignes horizontales, en disposant l'appui intermédiaire et le mur de front de la culée en retrait des bords libres de la dalle, et en prolongeant la corniche sur les murs en retour de cette culée.

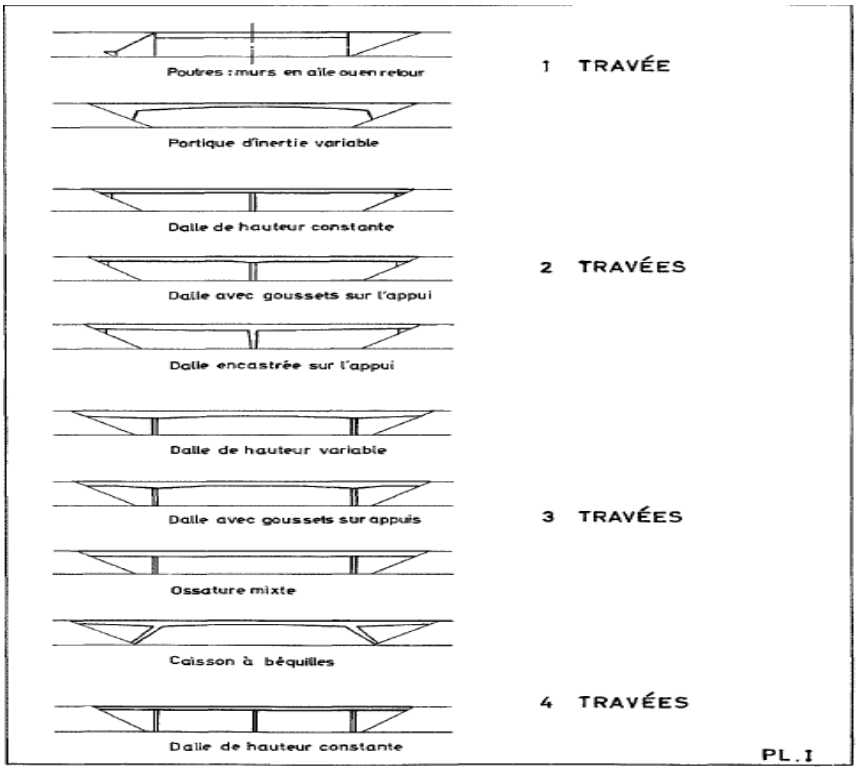


Figure I.4 Les diffèrentes positions possibles des piles

❖ Recherche, sur les éléments constitutifs de la structure, de formes qui en reflètent le mécanisme et harmonisation de ces formes entre elles.

Les formes des différents éléments d'une composition architecturale s'apprécient d'autant mieux qu'elles en affirment la fonction.

Dans le cas présent d'une fonction porteuse, on cherchera à mettre en évidence le mécanisme de la structure. Ainsi on rendra apparente la nature de la liaison entre le tablier et l'appui en donnant à ce dernier une forme de pyramide tronquée (a). Le fruit positif des faces de l'appui et son retrait par rapport aux bords du tablier (b) exprimeront la présence d'une articulation en tête de pile et d'un encastrement au niveau des semelles de fondations. Remarquons que ces dispositions sont exactement inverses de celles qu'aurait, appelées une solution à béquilles.

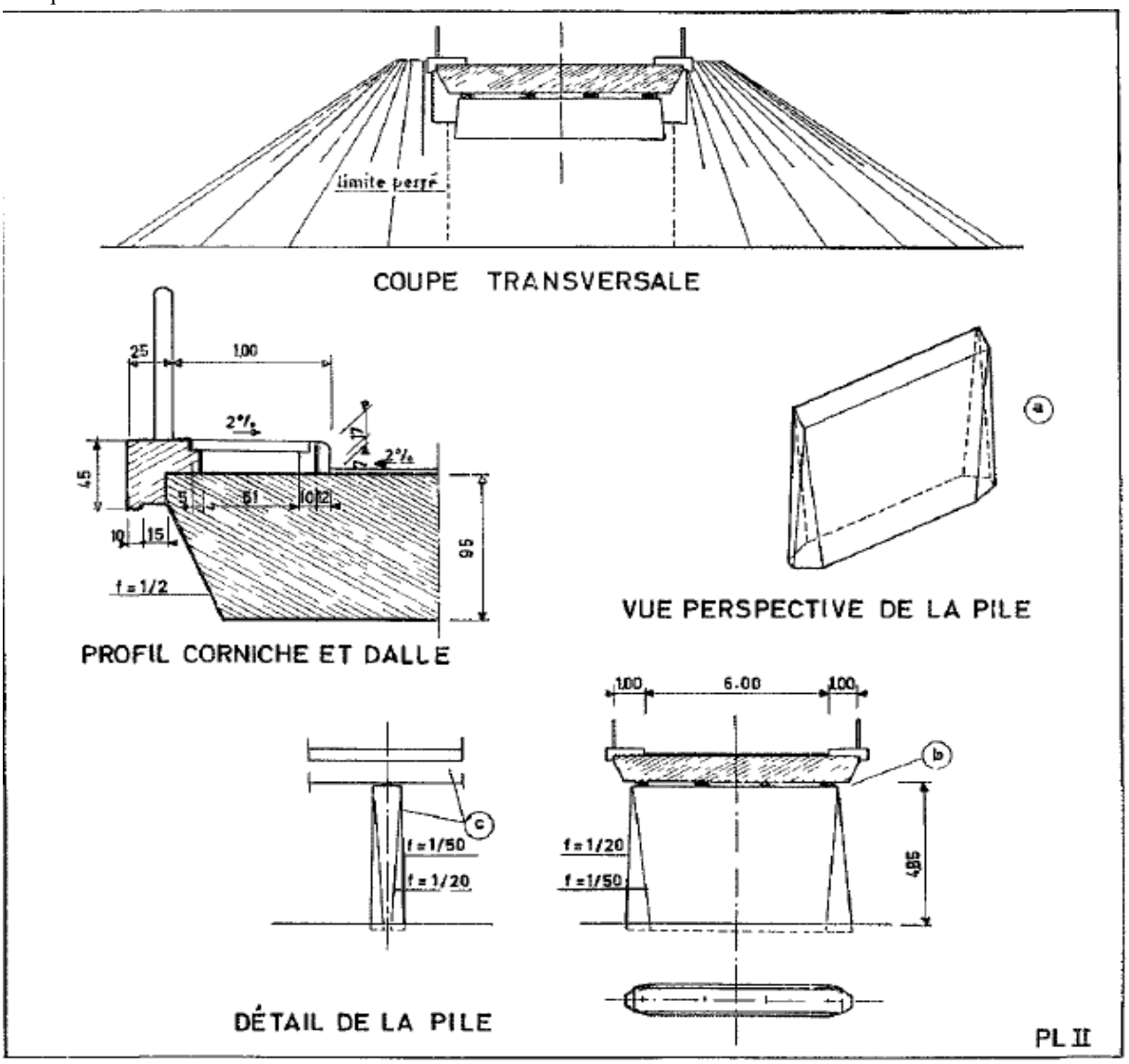


Figure I.5 Les éléments constitutifs de la pile

On s'appliquera par la suite à harmoniser les formes de ces différents éléments ; il y aura corrélation, par exemple, entre la forme de la pile et le profil transversal de la dalle, entre le profil transversal de la dalle et celui de la corniche.

L'étude des éléments constitutifs des structures types nous donnera l'occasion de développer plus largement cette idée.

❖ **Mise en proportion de chaque élément et des éléments entre eux.**

On étudiera les proportions des éléments entre eux par exemple, le volume de l'élément porteur par rapport à l'élément porté — puis les proportions de chaque élément dans ses trois dimensions ; on tiendra compte dans ces études des effets perspectifs.

Lorsque l'élément porteur est lui-même composé de plusieurs piles, cette recherche consistera à étudier individuellement les proportions de chaque pile et l'harmonie générale de l'ensemble des piles par le jeu des pleins et des vides.

Dans l'exemple choisi, on veillera à ce que l'épaisseur de la pile ne donne pas une impression de maigreur par rapport à l'épaisseur de la dalle (c). Ce risque sera évité en se référant dans le cas présent à des critères esthétiques et non pas mécaniques. On étudiera également l'incidence de l'implantation de la culée sur les proportions de la surface vue des murs en retour.

I.3. ARCHITECTURE DES PONTS COURANTS EN BETON

I.3.1. Quelques règles élémentaires :

La conception d'un ouvrage d'art, même s'il est considéré comme un pont courant, est toujours complexe, elle nécessite le respect de règles élémentaires afin de l'inscrire avec harmonie durablement dans son environnement d'accueil.

Le respect de ces règles est nécessaire, bien qu'elles ne soient pas universelles et qu'elles évoluent en particulier avec l'augmentation des performances des matériaux et le développement de nouvelles techniques de conception ou de réalisation des ouvrages. Le matériau béton, par exemple, a bénéficié, cette dernière décennie, d'une forte évolution technologique. Mais cette démarche n'est pas suffisante, elle doit faire l'objet, le plus possible en amont du projet, dès la définition du tracé et les premières esquisses de l'ouvrage, d'un travail d'équipe associant les ingénieurs et les architectes. Ce travail doit intégrer la conception globale de l'ouvrage, les lignes générales et la définition du moindre détail et se poursuivre pendant toute la phase de mise au point du projet et jusqu'à fin de son exécution. Chaque choix technique doit être confronté aux exigences architecturales afin de trouver le meilleur compromis et garantir la pérennité esthétique de l'ouvrage.

❖ **Proportions, rapports des dimensions harmonieux et cohérence d'ensemble.**

En fonction des rapports entre les dimensions géométriques générales de l'ouvrage : hauteur et largeur des piles, longueur des travées, épaisseur du tablier, volume et emplacement des culées, l'ouvrage va dégager une impression de solidité, de stabilité ou à l'inverse de légèreté, ou à l'extrême de fragilité ou de trop grande rigidité.

Les ouvertures dégagées entre les piles et le tablier (fonction de la hauteur des piles et de la longueur de la travée) ne doivent pas avoir une forme trop carrée, ni à l'inverse une forme de rectangle trop allongé. A hauteur de pile donnée, la juste répartition des travées permet de trouver le bon équilibre.

L'ouvrage doit dégager une cohérence et une unité entre sa forme générale, les traitements des parements et les détails constructifs.

❖ **Transparence**

L'ouvrage d'art courant ne doit pas être un obstacle visuel trop marqué dans le paysage d'accueil. Il doit rester modeste et ne pas masquer ou fragmenter le paysage et dégager la plus grande visibilité possible pour les automobilistes. Il convient donc de réduire au maximum le nombre d'appuis (en évitant si possible, dans le cas des passages supérieurs, les piles sur le terre-plein central), de concevoir des culées pas trop massives et des perrés en pente douce. L'ouvrage ne doit pas être pour l'automobiliste et ses passagers, un obstacle à la continuité du paysage.

❖ Sobriété du système structurel

La logique du cheminement des efforts dans l'ouvrage et de son fonctionnement statique doit être évidente, ce qui permet de réaliser des ouvrages donnant une impression de sobriété, de grande stabilité et de simplicité. Chaque constituant de l'ouvrage doit clairement exprimer sa fonction (tablier, pile, corniche, garde-corps, …). Les appuis de l'ouvrage, par exemple, évasés vers le bas donnent une impression de stabilité et d'ancrage dans le sol. La jonction entre le tablier et les piles doit suggérer le passage des charges.

❖ Adaptation au site d'accueil

L'ouvrage doit s'intégrer discrètement et aussi naturellement que possible dans son site d'accueil qui peut être urbain, périurbain ou rural. Il peut être situé en rase campagne, en zone vallonnée ou en montagne. Il doit, dans tous les cas, devenir une composante du paysage et donner l'impression d'avoir toujours été là. L'ouvrage ne peut pas être dissocié de son environnement. Pour ce faire, il convient d'analyser, en amont de la conception, les contraintes environnementales locales et les diverses composantes du site : bâti environnant, végétation, morphologie du relief, pratiques constructives locales, caractéristiques de la brèche à franchir…

La conception des formes et le choix des textures des parements doivent intégrer l'orientation de l'ouvrage et son éclairage par le soleil au cours de la journée.

L'ouvrage doit être à l'échelle du paysage, des constructions voisines, du relief, ses équipements et ses détails à l'échelle des riverains et des véhicules qui le franchissent.

❖ Maîtrise esthétique des parements

Les multiples techniques de traitement de surface des bétons et la palette des teintes permettent d'obtenir des parements en béton répondant aux diverses exigences architecturales. La combinaison des différentes textures et reliefs (incrustation, rainurage, …), la variation des formes et les contrastes entre les surfaces et leurs orientations créent des effets d'ombre et de lumière qui donnent aux ouvrages une impression de légèreté ou accentue les courbures.

❖ Architecture générale soulignée par les équipements

Les divers équipements des ouvrages, tels que, en particulier, les corniches soulignent le parti architectural de l'ouvrage. Leurs dimensions, formes et aspects doivent permettre leur intégration harmonieuse dans la structure.

L'ensemble des constituants de l'ouvrage doit donner un assemblage cohérent et homogène. Chaque élément doit avoir une proportion équilibrée vis-à-vis de l'ensemble. Le calepinage des joints des corniches permet d'animer, par exemple, la tranche horizontale du tablier.

❖ L'ouvrage doit être apprécié par les riverains et les automobilistes

Les ouvrages d'art ne sont pas conçus uniquement pour les automobilistes. Ils ont une position privilégiée sur un tracé routier, autoroutier et ferroviaire et peuvent être admirés de partout, selon de très nombreux angles de vue, par de nombreux riverains, promeneurs ou spectateurs. L'ouvrage doit pouvoir être admiré à grande vitesse par les automobilistes, et de façon statique par les piétons.

I.3.2. Témoignages

I.3.2.1. L'art du dialogue entre ingénieur et architecte

Une fois un pont ou un viaduc terminé, les problèmes techniques résolus et les difficultés administratives ou politiques oubliées, l'ouvrage, par son aspect, doit se défendre seul. En effet, c'est son apparence qui donne l'image de marque de l'infrastructure nouvelle et de ceux qui l'ont créé. C'est ce que voit le public. C'est ce qu'ils jugent. Nous ne devons pas avoir à rougir de ce que nous laissons aux générations à venir.

C'est dire - en plus d'une solidité évidente - l'importance qu'ont une bonne insertion dans le site, un dessin harmonieux, l'équilibre des masses, autant que la pertinence de la solution structurelle. L'architecte peut apporter tout cela s'il a le sens de l'ouvrage d'art.

Pour un bon résultat, la collaboration entre ingénieur et architecte est devenue nécessaire. L'un maîtrise la technique, l'autre - imaginant dans l'espace – dessine des formes satisfaisantes. Apportant chacun sa compétence, ils sont complémentaires et collaborent à base de valeur ajoutée. S'ils ont du métier et de l'estime l'un pour l'autre, ils savent la part de liberté qu'ils peuvent laisser à l'autre, de même que le domaine où il importe de pousser plus au fond la mise au point d'un élément particulier, en partant du principe que chaque cas est singulier et qu'il mérite logiquement une solution spécifique.

Essayer de réutiliser le projet précédent est une attitude paresseuse génératrice de médiocrité. Quand, en plus, ingénieur et architecte ont du talent, la collaboration est excitante pour les partenaires et aboutit à des résultats fructueux : l'arc d'Antrenas ou le viaduc de Millau sont là pour le prouver.

Jean-Louis JOLIN

Architecte

I.3.2.2. Une intervention spécifique pour une collaboration architecte-ingénieur réussie

L'intervention de l'architecte dans la conception d'ouvrages d'art est spécifique, et surtout plus vaste qu'on ne l'imagine a priori. L'architecte est un homme de synthèse, à même d'envisager l'ensemble des questions techniques, esthétiques, économiques, environnementales et sociales. Sa formation et ses références élargies sont un atout par rapport au spécialiste. Il n'est pas question pour l'architecte d'enjoliver une proposition technique équarrie par les ingénieurs, mais plutôt de s'associer à la conception du projet le plus tôt possible. L'architecte doit disséquer la démarche et les préoccupations des ingénieurs. Pour comprendre les raisons qui leur ont fait choisir tel type d'ouvrage, tel matériau, il faut remonter à l'origine, pour comprendre les parties pris ; il faut connaître ces ingrédients qui vont faire émerger le projet et donner un sens architectural à l'ouvrage. L'intervention de l'architecte suscite plutôt l'émulation. C'est une nouvelle donne dans la démarche de conception. Il est évident que le couple architecte-ingénieur sera plus convaincant à faire entendre la faisabilité de ses propositions. L'architecte s'exprime par des références, l'ingénieur démontre par le calcul ; il doit donc s'adapter en permanence, mais l'expérience, finalement, réussit

En conclusion ***"l'architecture est cette discipline où se livre ce combat perpétuel entre l'art débâtir et l'art pur, l'un recherchant la raison d'être d'une forme par l'usage et les choix constructifs sur un site, l'autre cherchant à suggérer avec la forme une émotion, des sensations, l'expérience sensible des matières et des figures d'espaces".***

Guy MURAIL

Architecte

I.3.2.3. La relation humaine clé de la réussite

La conception d'un pont, qu'il soit de grande ou de plus modeste dimension, engage toujours un dialogue actif entre l'Architecte et l'Ingénieur. Cette relation humaine est portée par le même souhait d'aboutir à une réalisation cohérente tant avec le site dans lequel elle est implantée qu'avec les modalités techniques appliquées.

Le vocabulaire architectural employé ne peut trouver sa justification que dans l'analyse de la valeur visuelle attendue. Ce n'est que le seul respect de cette dernière qui permettra d'associer aisément des concepts architecturaux et techniques harmonieux.

Cette démarche favorise incontestablement la créativité et l'innovation. Ces objectifs sont essentiels bien qu'habituellement fixés pour des ouvrages très majeurs destinés à retenir l'intérêt et attirer l'attention du grand public. Toutefois, on appréciera, pour des ponts plus courants, de trouver dans leurs lignes et modénatures, l'image de la bonne adaptation visuelle au lieu dans lequel ils sont désormais inscrits, sans risquer le travers des effets à seule vocation décorative.

Pierre MILLION
Architecte

I.4. DEFENSE DE L'ESTHETIQUE :

L'esthétique est dans tout. Elle est comme un parfum qui émane de toute œuvre construite. Chaque objet a une odeur, agréable ou mauvaise. Chaque création porte en elle un caractère esthétique. Elle est belle ou laide, jamais indifférente. La conséquence est qu'il n'y a pas de réalisation pour laquelle on puisse éluder le problème esthétique. La pire erreur serait de penser, à propos de telle ou telle construction, aussi moderne soit-elle, que l'esthétique n'a pas d'importance, ou encore que le problème ne se pose pas. Il est toujours posé.

Une autre erreur à combattre, c'est que l'esthétique coûte cher. C'est faux. L'objet, la construction la plus modeste peuvent être beaux ou laids. Il ne faut pas confondre esthétique et beauté avec luxe et somptuosité. C'est une vérité de La Palisse, mais souvent méconnue.

Ingénieurs, votre responsabilité en matière d'esthétique est essentielle. Car votre rôle est de réaliser le cadre bâti de la vie des hommes. Que vous soyez Maîtres d'ouvrages ou exécutants, vous disposez de deux puissances, celle des crédits, celle des techniques.

M. Pierre **Gervais,**
Ingénieur des Ponts et Chaussées

I.5. CONCLUSION :

La construction des ponts, essentiellement des ponts courants, a connu une importante évolution depuis les années 1970. La recherche de structures économiques et durables a eu une influence sur tout le processus, de la conception à la réalisation, en passant par la production. Il en résulte une forte proportion de ponts courants parmi les nouvelles constructions de moyenne et longue portée.

L'importance de l'esthétique des ouvrages d'art s'est renforcée parmi la population et les maîtres d'ouvrages. L'ingénieur, de par son environnement culturel et sa formation, a souvent porté une attention à cet aspect. Cependant, le recours aux architectes est de plus en plus fréquent lors de la phase de conception.

L'ingénieur et l'architecte doivent donc relever le défi de cette collaboration qui n'est pas toujours facile à rendre fructueuse. Lorsque la chimie de cette association fonctionne, ou en d'autres termes lorsque le duel pivote sur la collaboration, le résultat est en général très convaincant pour tous.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Dans le demain de travaux publics la conception d'un pont doit assurer la satisfaction d'un certain nombre d'exigences, on distingue les exigences fonctionnelles(données de tracé routier), qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles(données de son environnement), qui englobent l'environnement où se trouve notre ouvrage et son influence sur la conception, Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre..

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Situation du Projet

Ce projet de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc V3b à, fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia (Bouira) sur 48km. Situé entre le PK 13+844 et le PK 15+144.

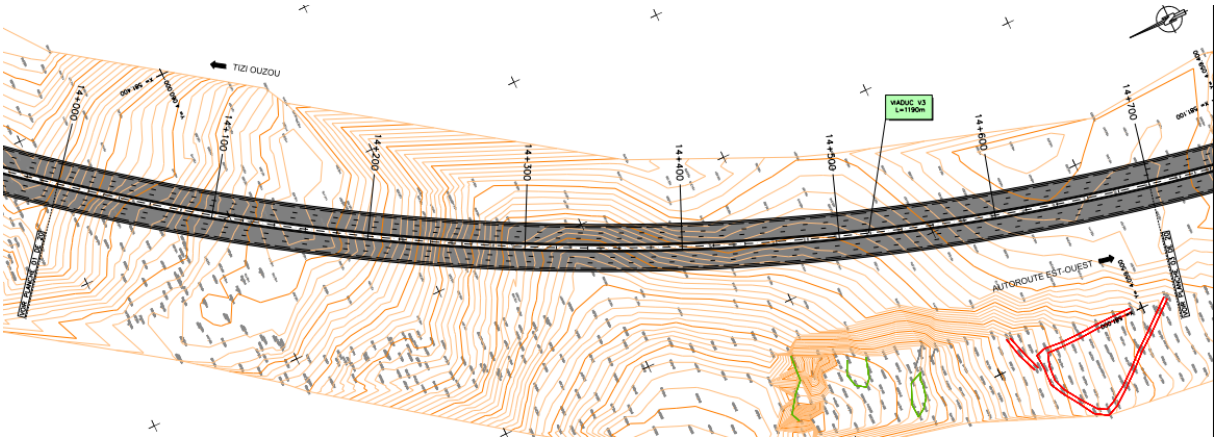


Figure II.1 : Implantation du projet sur la carte d'état-major.

II.2.2. Composantes de la pénétrante

Vu la morphologie accidentée du massif de Djurdjura, la pénétrante a été dotée de :

- 23 viaducs.
- 14 ouvrages d'art.
- 7 échangeurs.
- 2 tunnels d'une longueur totale de 1 610 ml.
- 101 ouvrages hydrauliques.
- 15.8 million m^3 volume de terrassement.

L'autoroute traverse deux wilayas : Tizi-Ouzou sur 36 Km et Bouira sur 12 Km. On distingue : tronçon 1 de Tizi-Ouzou, tronçon 2 de Djebahia et le tronçon 3 de Draa-el-Mizane.

II.2.3. Objectif du projet

L'objectif principal du pont, finissant l'objet de mon projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle envisagé. Mais il répond aussi aux objectifs de la pénétrante, qui sont :

- Relier Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.
- Assurer un aménagement équilibré et rationnel de territoire.
- Modernisation et élargissement de la chaussée et assurer une bonne fluidité du trafic.
- Répondre à la demande du trafic et aux besoins en matière de transport.
- Gain du temps, de sécurité et du confort pour les usagers.
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules.
- Créer un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.

II.2.4. Obstacles à Franchir :

Le viaduc V3b permet de franchir un obstacle naturel important qui est une vallée de 101.55 m en profondeur contenant un ruisselet (petit cours d'eau) située au PK14+785 :



Figure II.2 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire .

II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage suit une grand courbe de rayon R=1500m

Sur toute la longueur de l'ouvrage

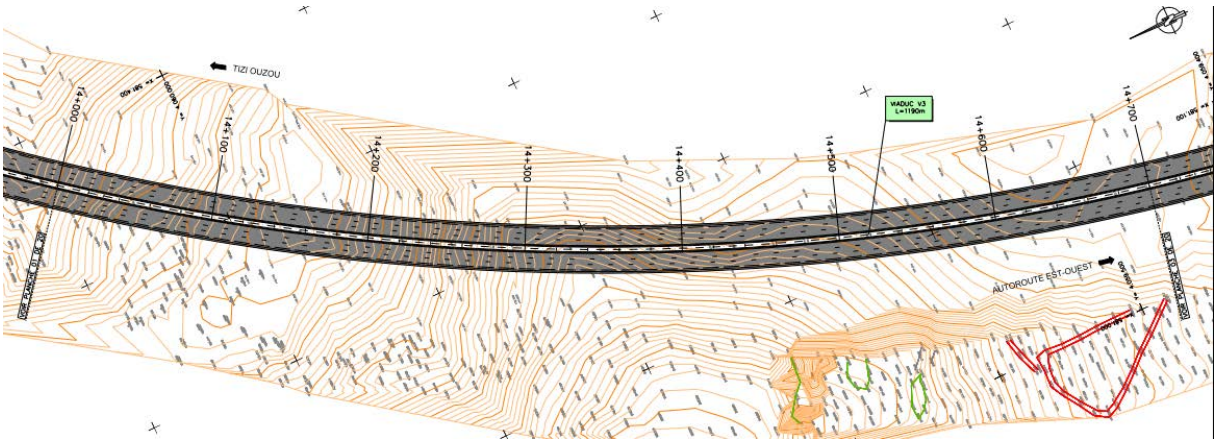


Figure II.3 : Tracé en plan V 3.

II.3.1.2. Profil en long

L'axe de roulement présente Un alignement droit de pente 5 %

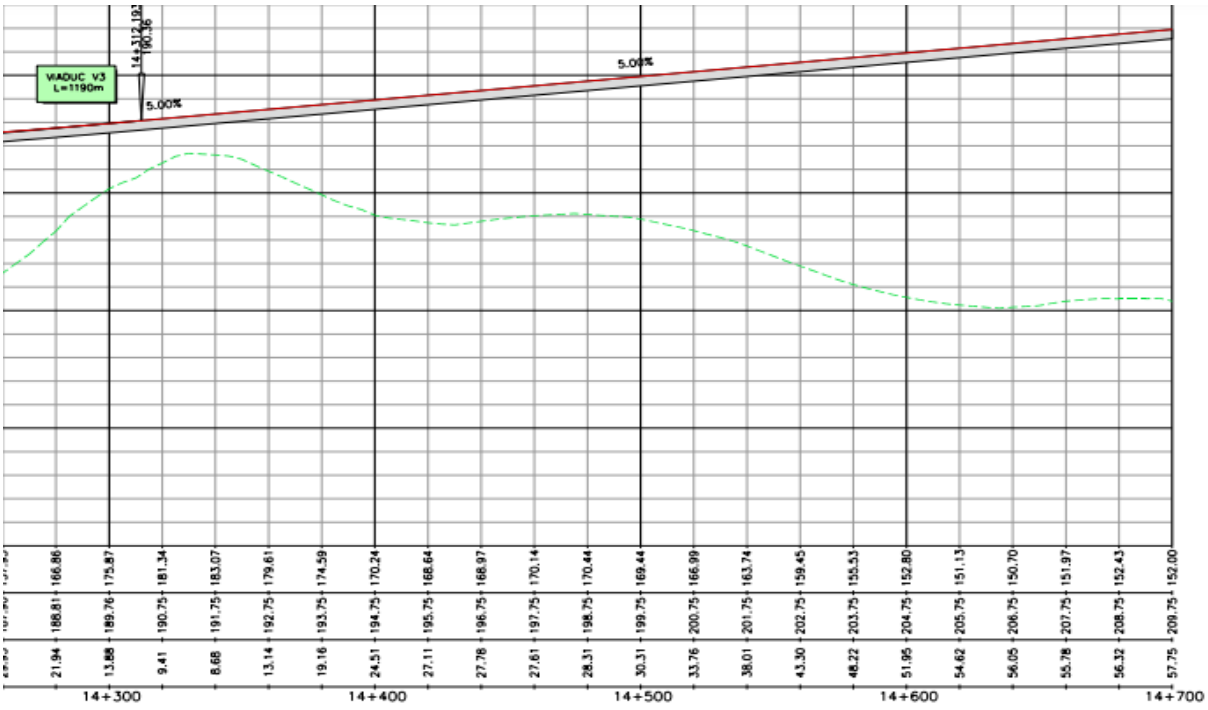


Figure II.4 : Profil en long V3b .

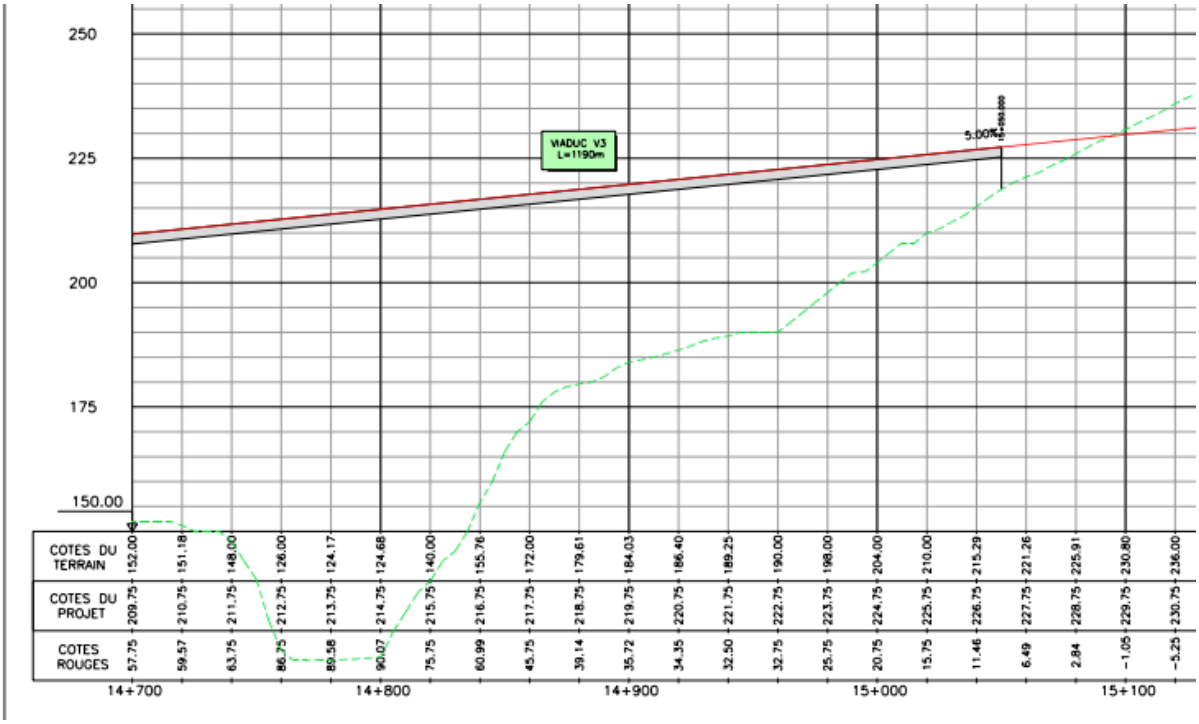


Figure II.5 : Profil en long V3b .

II.3.1.3. Profil en travers

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

La largeur du tablier est de 13.8 m, comprend :

- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Deux (2) sur-largeurs de 1 m chacun.
- Deux (2) barrières de 0.65 m.

Avec un dévers de 2.5%.

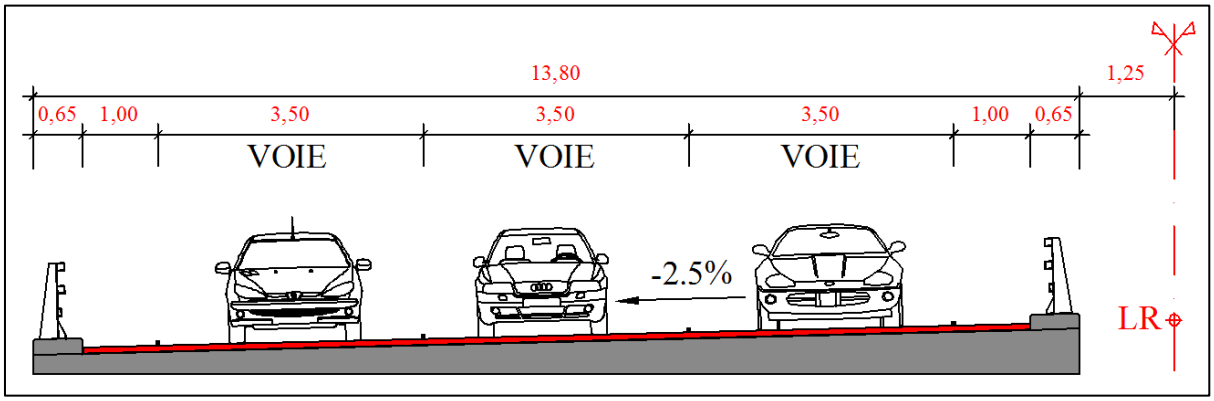


Figure II.6 : Profil en travers V3b.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

II.3.2.2. Sismicité du site

Selon le RPOA 2008, Tizi Ouzo est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa). L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est A = 0.2 (RPOA, tableau 3.1).

II.3.2.3. Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

- Tizi-Ouzou, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

II.3.2.4. Vent

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

II.3.2.5. Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation, elles doivent donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tels que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

L'implantation des essais de reconnaissance géotechnique est donnée dans le plan lithologique ci-dessous. Les résultats sont donnés à l'**Annexe A**.

Le sol a été classifié selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, et d'après les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométrique, dans la catégorie S2 (site ferme).

II.3.2.6. Hydrologie

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

- La hauteur de Cours d'eau.
- La précipitation annuelle.
- La profondeur de la nappe phréatique.

Pour notre ouvrage, les deux cours d'eau franchis ont un débit modéré.

II.4. CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui le constituent, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction.

Dans le cas de cet ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le domaine de portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de profil en long.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- Le bilan économique : coût de l'ossature + coût des appuis.
- L'esthétique.

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. **Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »**

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

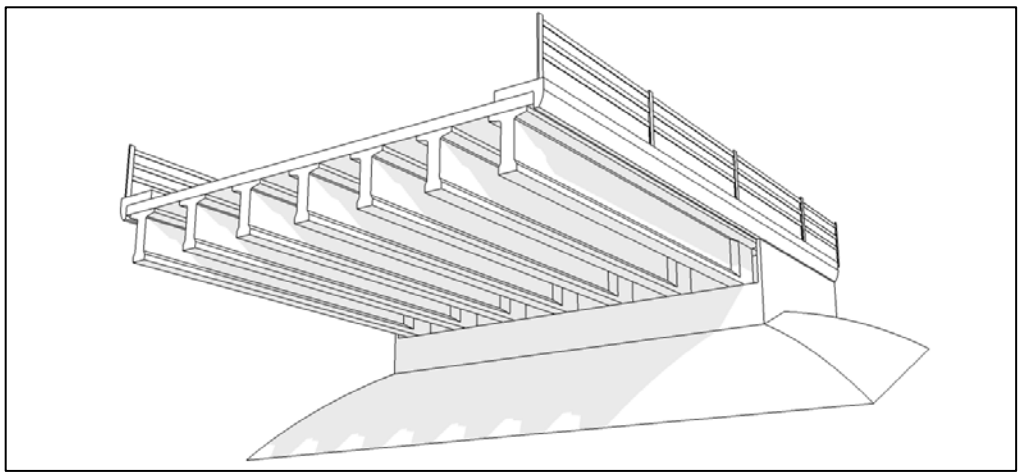


Figure III.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.2.1.1. Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on évite la cours d'eau, ce qu'il nous permet d'éviter leur sol médiocre, éviter le changement de leurs itinéraires et d'économiser les hauteurs de piles adjacentes. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 760 m.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Donc on propose une variante de 19 travées égales de 40 m de longueur. D'où une poutre de 39.8 m de longueur et une portée L = 38.9 m

III.2.1.2. Conception transversale

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

Tableau III.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 - 40	39.8
La hauteur totale du tablier	L/20 < Ht < L/17	1.9 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.65 m
Entraxe des poutres	En pratique : 1.40 m < λ < 2.00 m	1.6 m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	9 m
Nombre des poutres	$N= L_a / \lambda +1$	9
La largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6 \times H_p$	1 m
Épaisseur de la table de compression	$12\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	12 cm
La largeur du talon	$60\ cm \leq L_t \leq 90\ cm$	60 cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$35 \times 140\ cm^2$

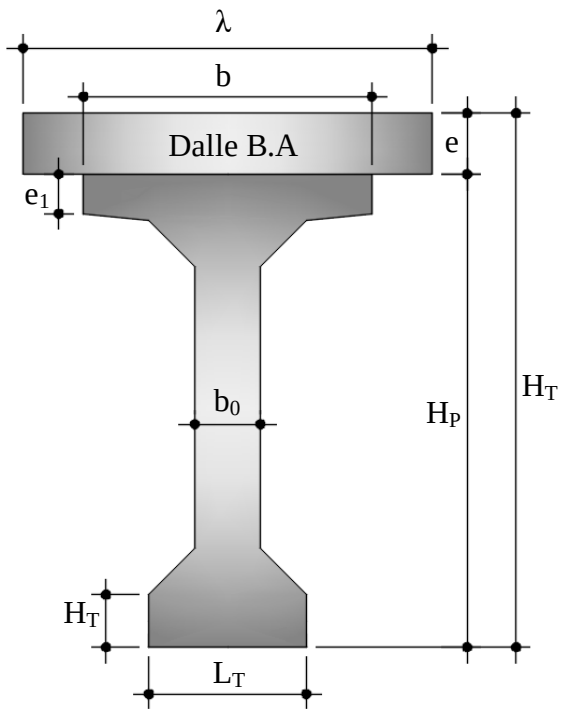


Figure III.2 : Notation des dimensions.

III.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

III.2.2.1. Conception longitudinale

Dans cette variante notre choix est allé vers un pont voussoirs à hauteur variable coulés sur place composé de 07 travées principales de 92 m et 2 travées de rive de 58 m chacune qui nous donne une longueur totale de 760 m

III.2.2.2. Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

Tableau III.2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoir	**Ratio usuel**	**Valeur retenu**	**Nombre des voussoirs**
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	7 m	8
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2.2 m	9
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	4.6 m	7*18+9*2=144

Nombre totale des voussoirs = 8+9+144=161.

III.2.2.3. Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à

20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un **caisson à section fermé**.

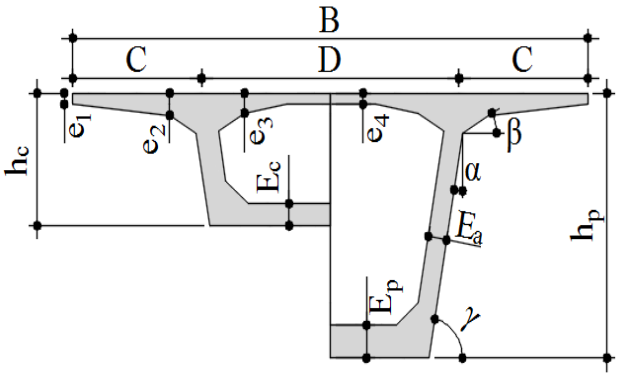


Figure III.3 : Notations des dimensions.

Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide **SETRA** 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

Tableau III.3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	1 380 cm
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	345 cm
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	690 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	25 cm
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	46 cm
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5\ e_4$)	38 cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	22.22% (10°)
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	30°
Gousset inférieur		(jusqu'à 10°) $40° \leq \gamma \leq 45°$	40°
Loi de variation (parabolique)		$y(x) = y_p - 2\times (y_p - y_c) \cdot (\frac{x}{L}) + (y_p - y_c) \cdot (\frac{x}{L})^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$h_p = 14 + \frac{L}{45}$	600 cm
	A la clef	$h_c = 19 + \frac{L}{7}$	300 cm
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/500$	50 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80$ cm	75 cm
	A la clef	$Ec \geq 18$ à 22 cm	30 cm

III.2.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »

Un pont mixte acier-béton se classe parmi les ouvrages les plus répandues qu'on peut faire appel dans diverses situations.

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

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Les ponts mixtes en caissons sont plus adéquats aux ouvrages très élancés ou très courbés. Les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés lorsque l'ouvrage est très large et peu long.

III.2.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à hauteur variable. L'implantation des culées donne une longueur totale de **760 m**. Donc on projette 7 travées principales de **92 m** (L) et deux travées de rives de **58 m** (0.63 L).

III.2.3.2. Conception transversale

Puisque le tablier est assez large (> 12 m), alors la dalle est appuyée longitudinalement aux deux poutres et transversalement à des pièces de pont espacées de 4 m..

L'épaisseur de la dalle est constante, on opte : h dalle **e = 25 cm.**

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type **goujons** de diamètre **d = 22 mm** ($16 \leq d \leq 22$ mm), et la hauteur **h = 150 mm** ($h > 4d$), disposés en **5 files** espacés transversalement de $\mathbf{e_t = 150\ mm}$ ($e_t > 2.5d$) et longitudinalement de $\mathbf{e_L = 125\ mm}$ ($5d < e_L < 80$ cm)

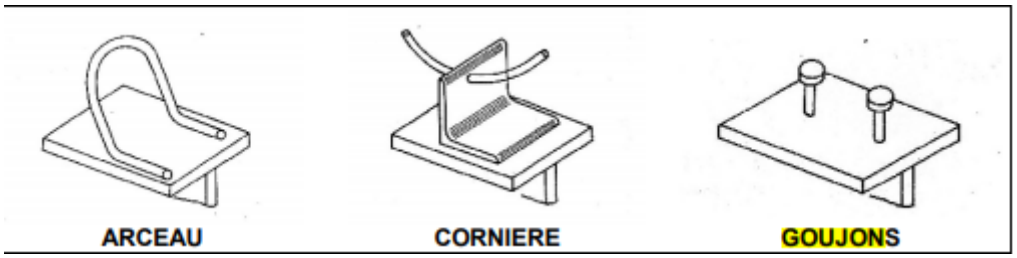


Figure III.4 Principaux types de connecteurs

On opte pour la largeur d'encorbellement a = 2 m, d'où l'entraxe des poutres b = 9.8 m.

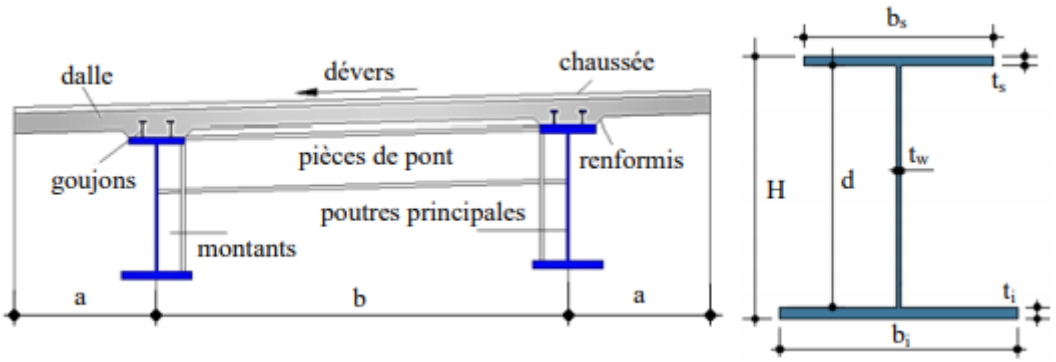


Figure III.5 Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

III.2.3.1. Conception des poutres principales

La poutre est de forme **I**, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité **S355 N** cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile. Son pré-dimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur sur pil	H = L/25	3680 mm
Hauteur à la clef	L/50 ≤ H' ≤ L/40	2000 mm
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H')\left(\frac{X}{l}\right) + (H - H')(\frac{X}{l})^2$	
Epaisseur de l'âme	tw ≥ 0,005×d	40 mm
Epaisseur semelle supérieure	20 mm ≤ ti ≤ 150 mm	100 mm
Largeur semelle inferieure sur pile	500 mm ≤ bi ≤ 12 00 mm	1100 mm
Largeur semelle supérieure sur pile	400 mm ≤ bs ≤ 1 000 mm	900 mm
Largeur semelle inferieure à la clef	500 mm ≤ bi ≤ 12 00 mm	1100 mm
Largeur semelle supérieure à la clef	400 mm ≤ bs ≤ 1 000 mm	700 mm
Epaisseur de la semelle inferieure	20 mm ≤ ts ≤ 150 mm	110 mm

III.2.3.2. Conception des pièces de pont

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

Tableau III.5 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	10 mm ≤ tW ≤ 12 mm	12
Hauteur de l'âme	Lpp / 15 ≤ d ≤ Lpp /10	760
Largeur de la semelle	220 mm ≤ b ≤ 300 mm	300
Epaisseur de la semelle	tf ≈ 20 mm	20
Hauteur totale	Hpp = d + 2 × tf	800

III.3. ANALYSE MULTICRITERE

III.3.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements …).

Tableau III.6 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

VAR	Avantages	inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	**1**- Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. **2**- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. **3**- Une bonne réutilisation des coffrages **4**- coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. **6**- Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	**1**- La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. **2**- La difficulté de franchir en courbe **3**- L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. **4**- Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5**- Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint	**1**- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. **2**- Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **3**- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. **4**- Franchir des vallées très profondes **5**- Réduction et meilleure utilisation des coffrages. **6**- La facilité de franchir en courbe.	**1**- Le poids est très important. **2**- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. **3**- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). **4**- La difficulté de coulage sur place.
Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre	**1**- La possibilité de franchir des grandes portées. **2**- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3**- La rapidité de l'exécution.	**1**- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. **2**- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. **3**- Un coût très élevé. **4**- Entretien périodique. **5**- Dépense de transport et de levage des pièces. **6**- Sensibilité au gradient thermique.

III.3.2. Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers

Variante 01 : pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m^3	1627.2	37 000.00	60206400.00
Acier passif	t	3255.44	190 000.00	618533600.00
Acier Actif	t	536.94	450 000.00	241623000.00
Total				920363000.00
Variante 02 : pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m^3	18327.32	37 000.00	678110840.00
Acier passif	t	4581.83	190 000.00	870547700.00
Acier Actif	t	756.36	450 000.00	340362000.00
Total				1889020540
Variante 03 : pont mixte bipoutre				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m^3	5619.92	21 000.00	118018320.00
Acier passif	t	1404.98	150 000.00	210747000.00
Acier PRS	t	4678.54	400 000.00	1871416000.00
Total				2200181320.00

III.3.3. Analyse des variantes

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

Variante 01 (pont à poutres) : simple et rapide à réaliser, elle a le tablier le moins coûteux. Mais vu la longueur importante de l'ouvrage, elle présente un nombre d'appuis très important, qui nuit non seulement l'esthétique, mais aussi augmente le coût total de l'infrastructure. Sans oublier l'élancement important des piles.

Variante 02 (pont voussoirs) : la variante la plus esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe, elle a un nombre d'appuis acceptable, ce qui implique une diminution de cout de l'ouvrage.

Variante 03 (pont mixte bipoutre) : c'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse (volume d'acier important) et nécessite un entretien périodique.

III.4. CONCLUSION

D'après l'analyse multicritère, on opte pour un choix Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

CHAPITRE IV

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage. Et puisque l'ouvrage a deux tabliers parallèles, de même longueur et presque de même courbure, alors on consacre notre étude à un seul tablier qui est le tablier à droite qui présente le cas le plus défavorable.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

1) **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2) **Règles B.P.E.L.91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
3) **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4) **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5) **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
6) **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

Tableau IV.1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
Densité de BA (KN/m^3)	25	25

III.3.2. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- **Les aciers passifs** : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- **Les aciers actifs** : pour la précontrainte.

III.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont :

- De 12 ml pour les barres droites.

III.3.2.2. Armatures de précontrainte

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau IV.2 ci-dessous

Tableau IV.2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristiques		Coulage Fléau et Continuité
Toron	T	T15s
Section d'un toron	A_P (mm²)	150
Nombre de torons par câble	n_T	12
Section d'un câble	S (mm²)	1800
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1674
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1488
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})	0.002
Coefficient de frott de courbure	f (rd^{-1})	0.18
Module d'élasticité	Ep (MPa)	190000
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2

III.3.3. Contraintes admissibles

III.3.3.1. Béton

❖ **Contraintes admissibles à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b \quad \text{(MPa)} ; \qquad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{à l'ELS}$$

Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1.0 lorsque la durée t > 24h.
- θ = 0.9 lorsque la durée 1h < t < 24h.

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

- $\theta = 0.85$ lorsque la durée t < 1h.

Tableau IV.3 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} **(MPa)**	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} **(MPa)**		21	16.2

❖ **Déformation longitudinale du béton :**

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

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) : $E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

III.3.3.2. Armatures

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

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

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

❖ **Classe de justification de la précontrainte : Classe II** la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

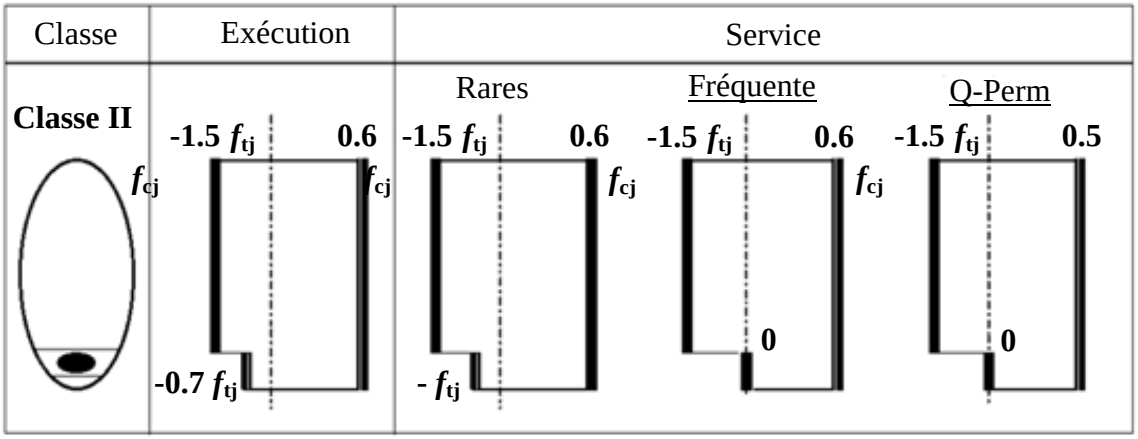


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4. EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1. Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1. Actions permanentes

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP :**

Tableau IV.5 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité(KN/m^3)	Poids linéaire(KN/ml)	Charge en(KN) (L=760m)
Corniches	25	2 × 2.25	3420
Revêtement	24	24.00	18240
Trottoirs	25	2 × 4.55	6916
Barrière de Sécurité	/	2 × 0.65	988
Total	/	**38.9**	**29564**

Poids des voussoirs :

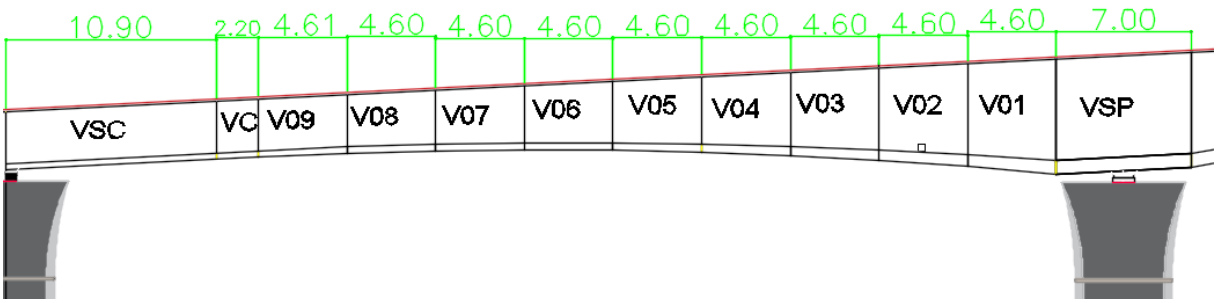


Figure IV.2 : Découpage des voussoirs.

Tableau IV.6 : Poids des voussoirs.

N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m^3)	P(kN)
Vsp	0.0	15.15	7.0	106.05	2651.25
V1	8.1	14.51	4.6	66.29	1657.25
V2	12.7	13.18	4.6	63.48	1587
V3	17.3	12.19	4.6	56.07	1401.75
V4	21.9	11	4.6	50.6	1265
V5	26.5	10.57	4.6	48.62	1215.5
V6	31.1	10.28	4.6	47.28	1182
V7	35.7	10.20	4.6	46.92	1173
V8	40.3	10.09	4.6	46.41	1160.25
V9	44.9	9.79	4.6	45.03	1125.75
Vc	/	9.79	2.2	22.37	559.25
Lvsc	/	9.79	10.9	106.71	2667.25
Poids d'un fléau					**27304.75**
Poids propre total des voussoirs					**149 188.59**
Poids total du tablier (poids propre + CCP)					**253336.5**

III.4.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est **Δθ = ± 7°C** (RCPR; tableau 3.2).

On adopte une variation uniforme de température de : + 35°C / -15°C (climat tempérée). La valeur de calcul est pris égale à **ΔT = 30°**

III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1. Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

III.4.2.2. Caractéristiques du pont :

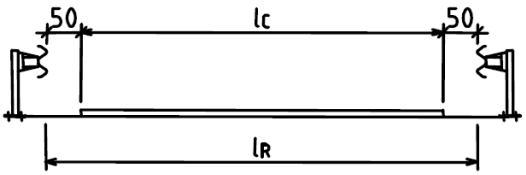
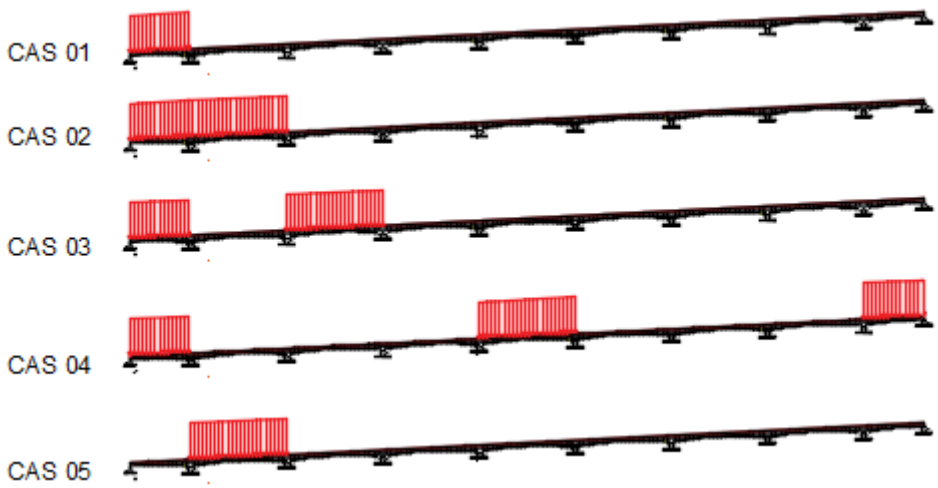


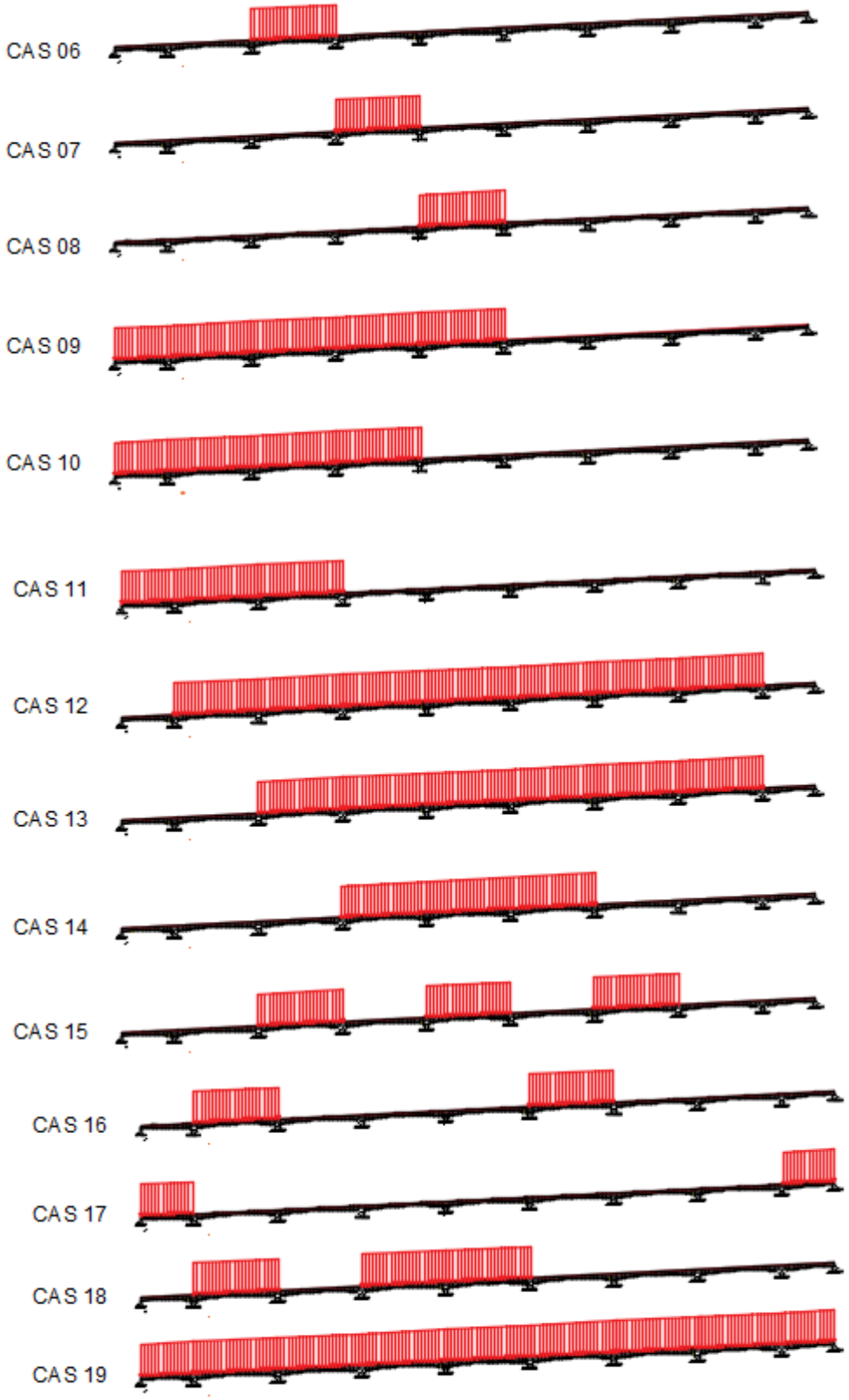
Figure IV.3 : La largeur roulable.

- Largeur roulable : **12.5 m**
- Largeur chargeable : **11.5 m**
- Sur-largeurs : **2** × **1 m**
- Largeur d'une voie : **3.5 m**
- Nombre de voies : **3**
- Classe de ponts : $L_r \geq 7$ m ➔ **Pont de 1ère classe.**

III.4.2.3. Les cas de chargement :

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous .




CAS 06
CAS 07
CAS 08
CAS 09
CAS 10
CAS 11
CAS 12
CAS 13
CAS 14
CAS 15
CAS 16
CAS 17
CAS 18
CAS 19

III.4.2.4. Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}\ (KN/m^2);\ A = a_1 \times a_2 \times A(L);\ A_1 = \max \begin{cases} a_1\, A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases}\ (KN/m^2)$$

L : la longueur chargée du tablier (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.

Tableau IV.7 : Coefficient a_1.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	**1**	**1**	**0.9**	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie, et v_0 = 3.50 m. d'où $a_2 = 1$

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.8 : Valeurs de A(L).

Cas de charge	L	A(l)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
	(m)	(KN/m^2)	**1 voie**	**2 voies**	**3 voies**
Cas 1	58	7.39	25.87	51.73	69.82
Cas 2	150	4.52	15.82	31.64	42.74
Cas 3	150	4.52	15.82	31.64	42.74
Cas 4	150	4.52	15.82	31.64	42.74
Cas 5	92.0	5.76	20.16	40.32	54.45
Cas 6	92.0	5.76	20.16	40.32	54.45
Cas 7	92.0	5.76	20.16	40.32	54.45
Cas 8	92.0	5.76	20.16	40.32	54.45
Cas 9	426	3.12	10.92	21.84	29.50
Cas 10	334	3.43	12.01	24.01	31.57
Cas 11	242	3.72	13.20	26.7	35.13
Cas 12	644	2.85	9.96	19.95	26.92
Cas 13	460	3.06	10.70	21.42	28.94
Cas 14	276	3.55	12.43	24.85	28.23
Cas 15	276	3.55	12.43	24.85	28.23
Cas 16	184	4.14	14.49	28.99	39.09
Cas 17	116	5.11	17.89	35.77	48.31
Cas 18	276	3.55	12.43	24.85	28.23
Cas 19	760	2.77	9.69	19.39	26.14

III.4.2.5. Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

❖ **Système de charges B_c / Article 4.5.3 RCPR :**

Le système $\mathbf{B_c}$ se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure IV.5.

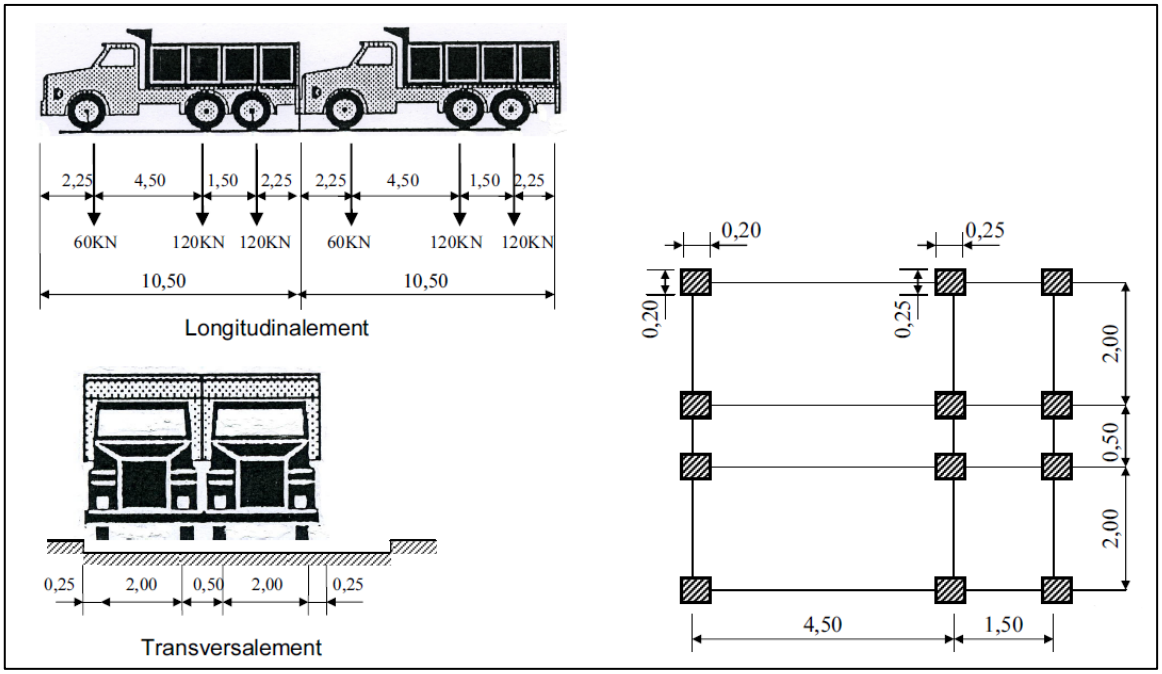


Figure IV.5 : Système de chargement Bc.

$$\mathbf{B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)}$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.9 : Les valeurs de b_c.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	**1.2**	**1.1**	**0.95**	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.10 : Les valeurs de B_c.

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

❖ **Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR :**

Le système $\mathbf{B_t}$ se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN).

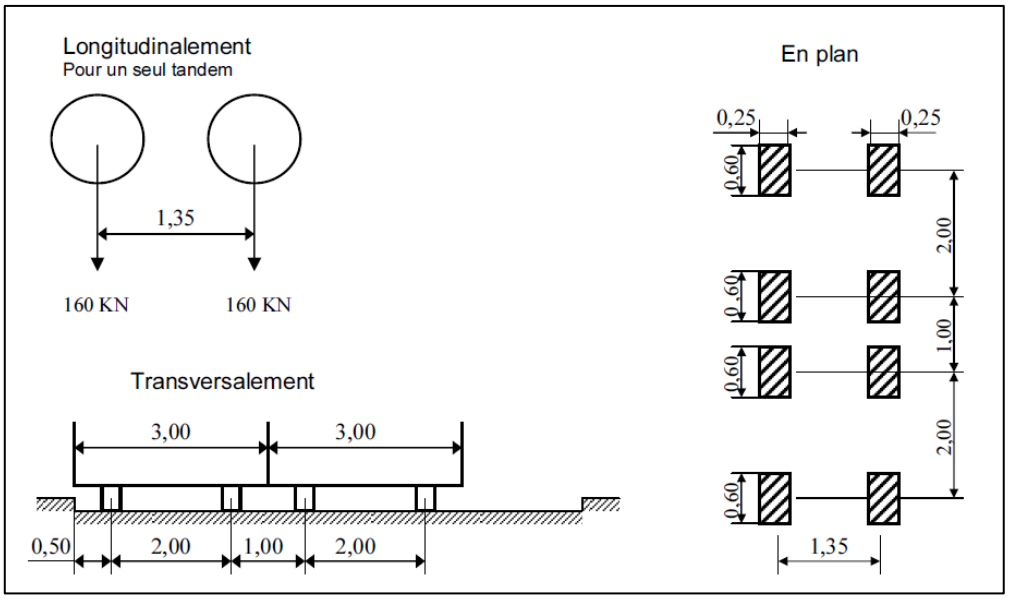


Figure IV.6 : Système de chargement B_t.

$$\mathbf{B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)}$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.11 : Les valeurs de b_t.

	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Les valeurs à prendre alors sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.12 : Valeurs de B_t.

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

III.4.2.6. Charges militaires : Mc 120

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules est limité avec un espacement de 30.5 m.

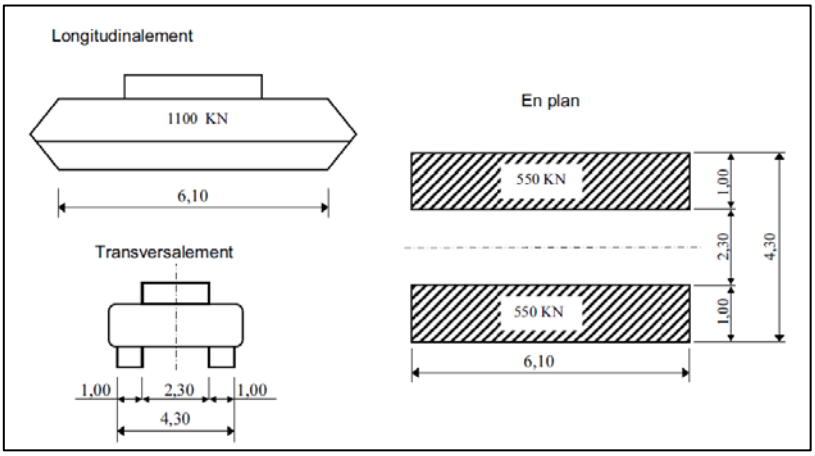


Figure IV.7 : Convoi de charge Mc 120.

III.4.2.7. Charges exceptionnelles : D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément répartis qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

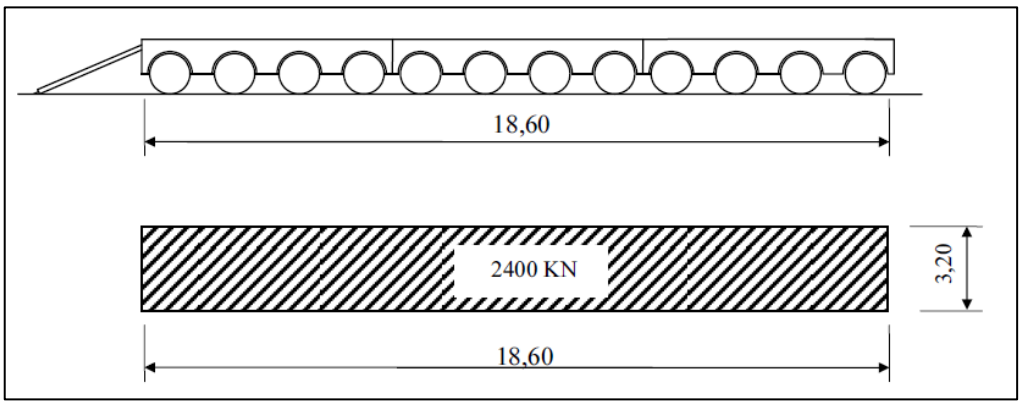


Figure IV.8 : Convoi exceptionnel D240

III.4.2.8. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (**δ**) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L}$$

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente (Poids propre + CPP).
S : sa surcharge maximale.

Le tableau ci-après résume les valeurs de coefficient de majoration dynamique :

Tableau IV.13 : Coefficients de majoration dynamique .

		S (KN) :	1710	768	1100
Cas de charge	L(m)	G (KN)	B_C	B_t	Mc120
Cas 1	58	18506.4	**1.045**	**1.038**	**1.040**
Cas 2	150	48928.0	**1.018**	**1.015**	**1.016**
Cas 3	150	48928.0	**1.018**	**1.015**	**1.016**
Cas 4	150	48928.0	**1.018**	**1.015**	**1.016**
Cas 5	92.0	30376.6	**1.029**	**1.024**	**1.026**
Cas 6	92.0	30376.6	**1.029**	**1.024**	**1.026**
Cas 7	92.0	30376.6	**1.029**	**1.024**	**1.026**
Cas 8	92.0	97766	**1.009**	**1.008**	**1.008**
Cas 9	426	140013.0	**1.006**	**1.005**	**1.006**
Cas 10	334	109636.2	**1.008**	**1.007**	**1.007**
Cas 11	242	79259.0	**1.011**	**1.010**	**1.010**
Cas 12	644	212636.2	**1.004**	**1.004**	**1.004**
Cas 13	460	151883	**1.006**	**1.005**	**1.005**
Cas 14	276	91129.8	**1.010**	**1.008**	**1.009**
Cas 15	276	91129.8	**1.010**	**1.008**	**1.009**
Cas 16	184	60753.2	**1.012**	**1.010**	**1.011**
Cas 17	116	37012.8	**1.023**	**1.020**	**1.021**
Cas 18	276	91129.8	**1.010**	**1.008**	**1.009**
Cas 19	760	249649.00	**1.004**	**1.003**	**1.003**

III.4.2.9. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et $\mathbf{B_c}$ sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

❖ **Système de charge B_c :**

$\mathbf{B_c}$ peut développer un effort de freinage égal à son poids **300 KN**.

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{A} \times \mathbf{S}}{\mathbf{20} + \mathbf{0.0035} \times \mathbf{S}}$$

S : est la surface chargée en (m^2).

Tableau IV.14 : L'effort de freinage F(KN) de système A .

Cas de charge	L(m)	F(KN) 3 voies chargées
Cas 1	58	200.88
Cas 2	92	231.45
Cas 3	116	248.82
Cas 4	150	269.64
Cas 5	184	287.46
Cas 6	242	313.07
Cas 7	276	325.28
Cas 8	334	345.26
Cas 9	426	370.56
Cas 10	460	378.59
Cas 12	644	413.50
Cas 13	760	430.12

III.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. Une bonne définition de chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

III.1. INTRODUCTION

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau. La particularité du calcul des ponts en encorbellements successifs, c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, nous allons procéder aux calculs de ces deux phases.

III.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

III.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau

Les phases de construction d'un fléau à partir d'une pile sont illustrées dans le schéma ci-dessous :

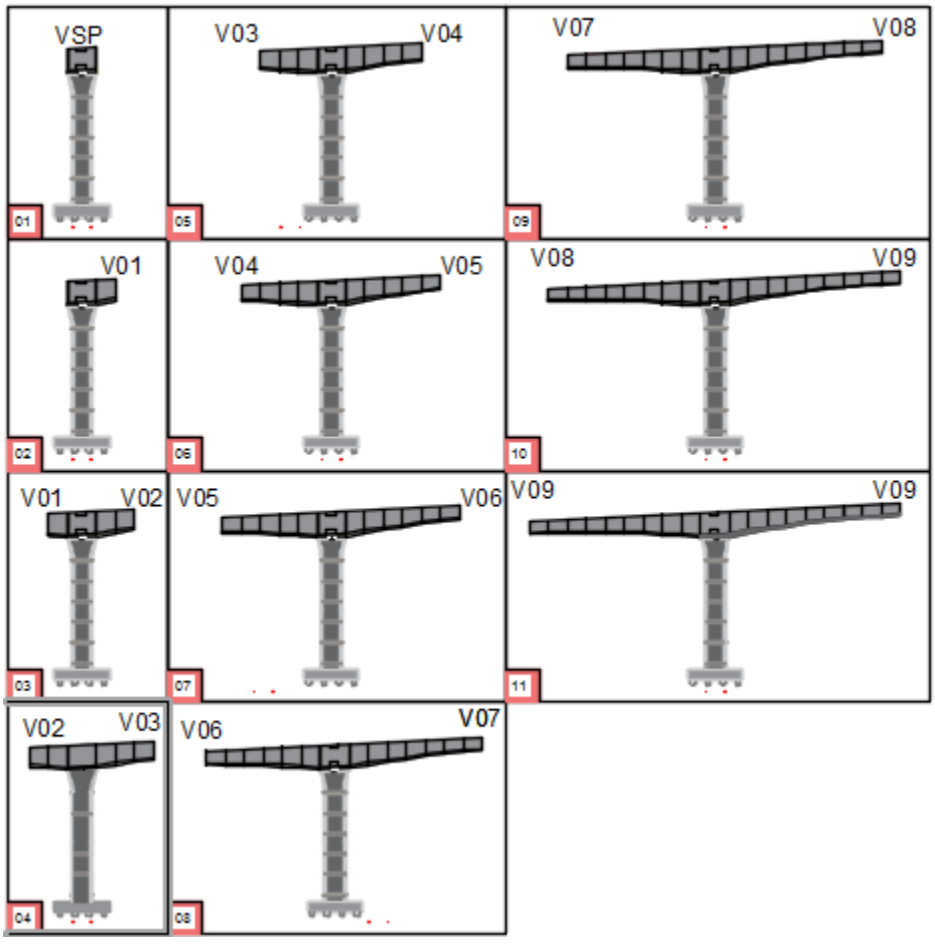


Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

III.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA. (poids propre, charges de chantier connues, charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles).

III.2.2.1. Poids propre du fléau

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m^3. Le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2% pour obtenir $\mathbf{G_{max}}$ et l'autre est minoré de 2% pour obtenir $\mathbf{G_{min}}$ d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$\mathbf{G_{max} = G \times 1.02}$ et $\mathbf{G_{min} = G \times 0.98}$

III.2.2.2. Charge due au vent

L'action du vent est négligeable à cause du poids important de l'ouvrage et de la faible élévation.

III.2.2.3. Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté $\mathbf{Q_{PRC1}}$. On considère que le poids de l'équipage est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on l'a représenté par une force concentrée au milieu de dernier voussoir.

$\mathbf{Q_{PRC1}} = (P_{VSP}/2) = \mathbf{1318.1\ KN}$

III.2.2.4. Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- Une charge répartie notée $\mathbf{Q_{PRA1} = 0.2\ KN/m^2}$ appliquée sur le fléau,

  Largeur de tablier : B = 13.8 m ➔ $\mathbf{Q_{PRA1} = 2.76\ KN/ml}$

- Une charge concentrée notée $\mathbf{Q_{PRA2} = 50 + 5B\ (KN)}$ appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

  Largeur de tablier : B = 13.8 m ➔ $\mathbf{Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 119\ KN.}$

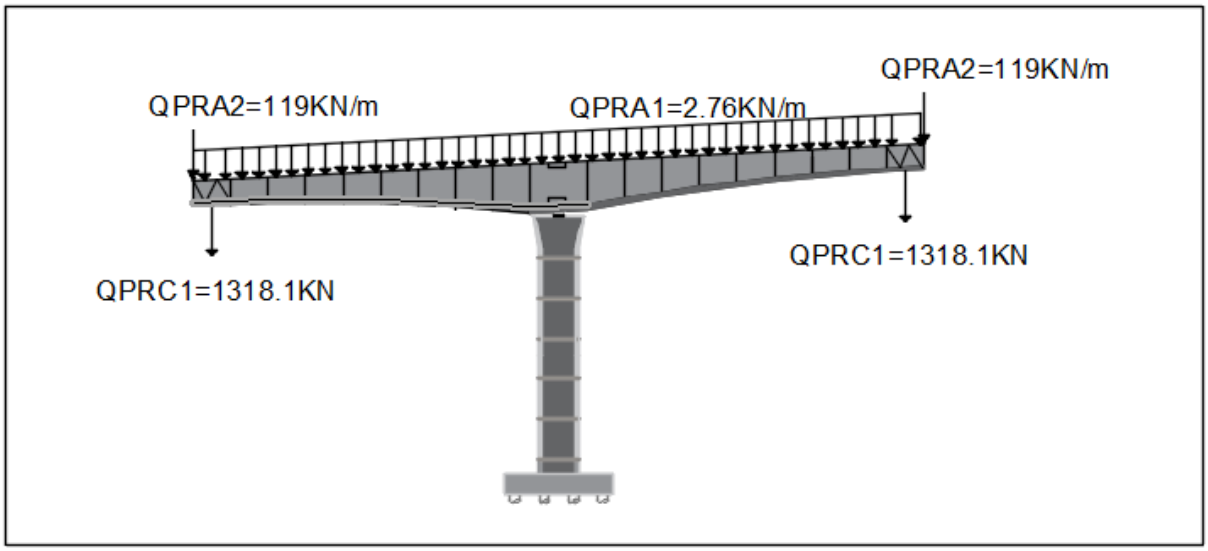


Figure V.2 : les charges sur le fléau.

Combinaisons d'action selon RCPR

CMOB 1=CP+CCP+QPRA1+QPRA2+QPRC1

III.2.3. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis.

Tableau V.1 : Les résultats des efforts calculés par logiciel Robot

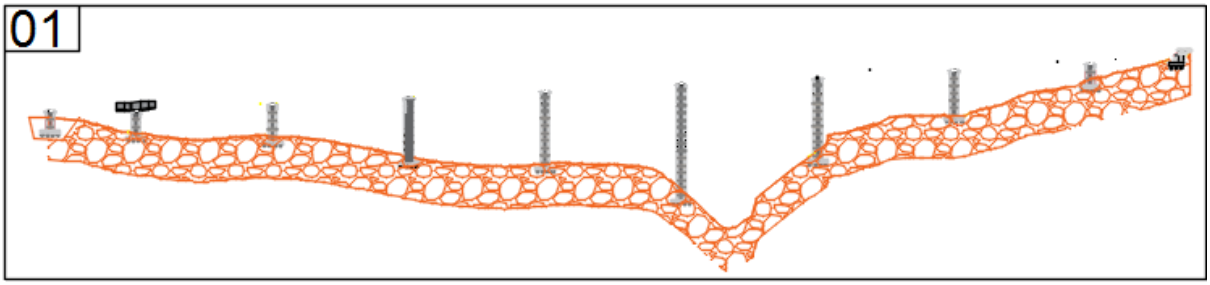
Position	M (KN.m)	T(KN)
Axe VSP	390861.00	16133.13
Fin VSP	336718.00	14805.72
Fin V01	272484.00	13119.88
Fin V02	215728.00	11557.58
Fin V03	165892.00	10111.02
Fin V04	122618.00	9703.91
Fin V05	85517.47	7426.82
Fin V06	54045.55	6252.73
Fin V07	27954.00	5095.27
Fin V08	7199.99	3928.29
Fin V09	0.00	119.00

III.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

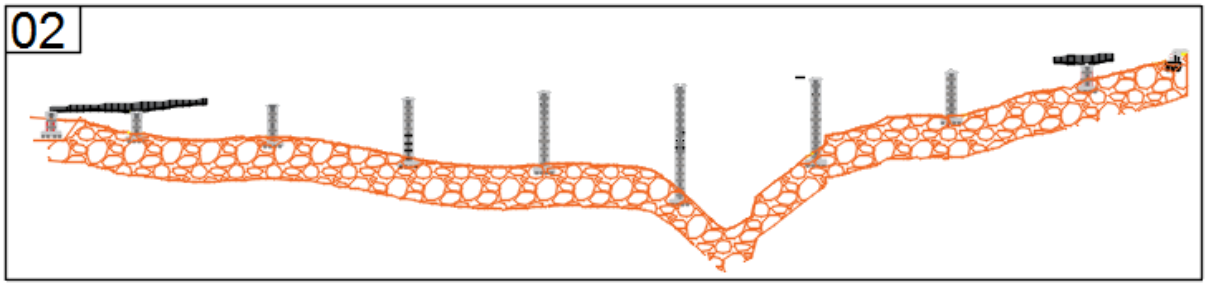
La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif est qu'ils sont calculés, tant qu'en phase de construction, qu'en phase de service,Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service lorsque toutes les charges routières seront appliquées.

III.3.1. Phases de réalisation du tablier

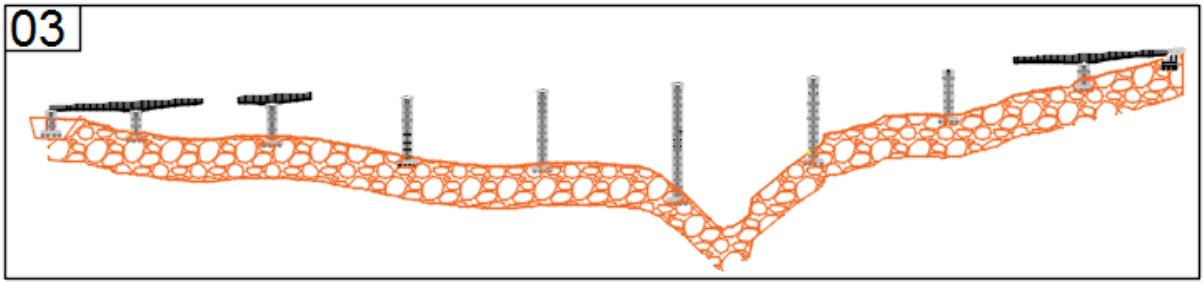
Les phases de construction sont ordonnées comme la montre les figures ci-dessous :



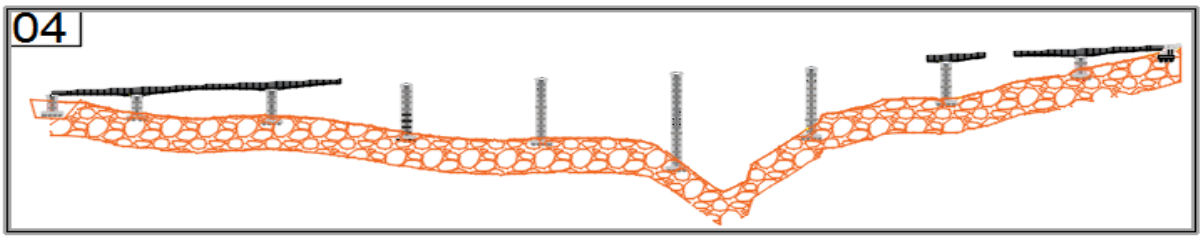
Phase 01 : Construction du fléau sur la pile 01



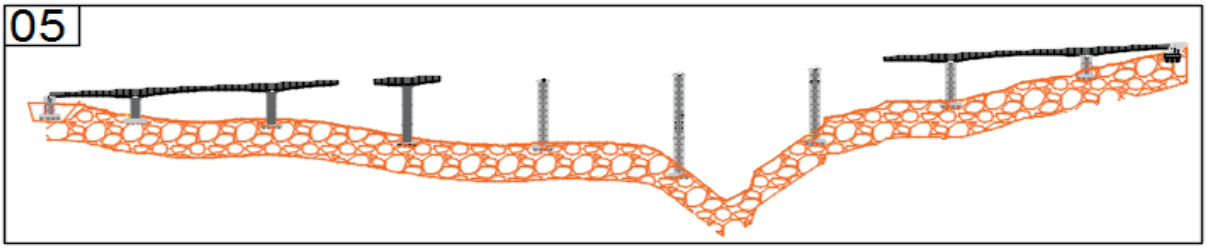
Phase 02 : construction du fléau sur la pile 08 et Clavage entre la pile 01 et la pile-culée 01



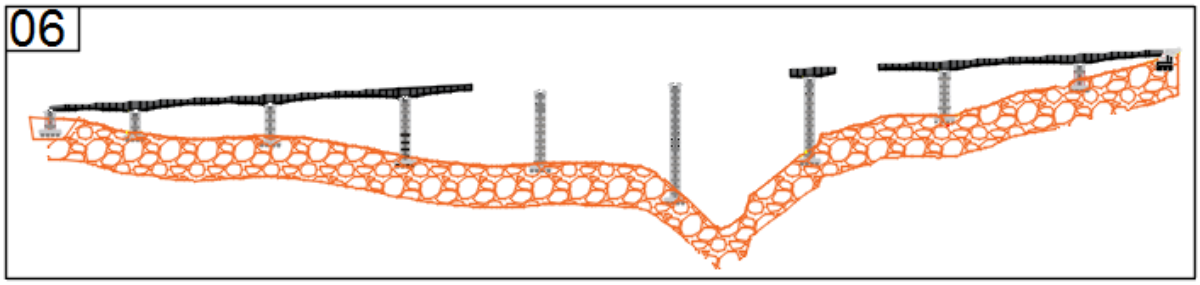
Phase 03 : construction du fléau sur la pile 02



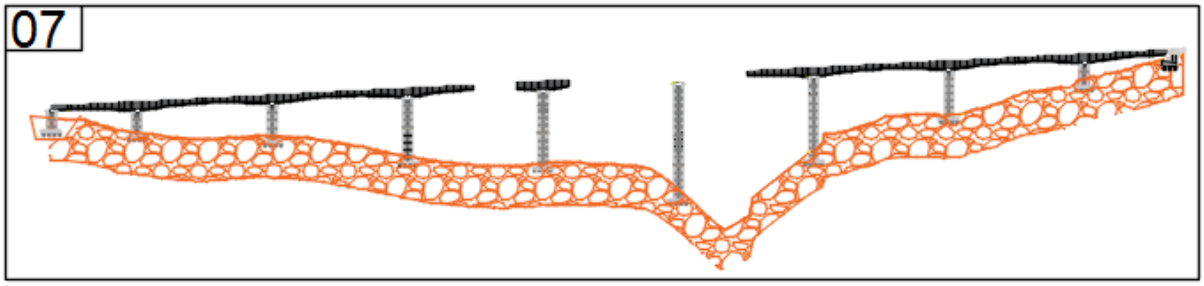
Phase 04 : construction du fléau sur la pile 07 et Clavage entre la pile 01 et la pile culée 02



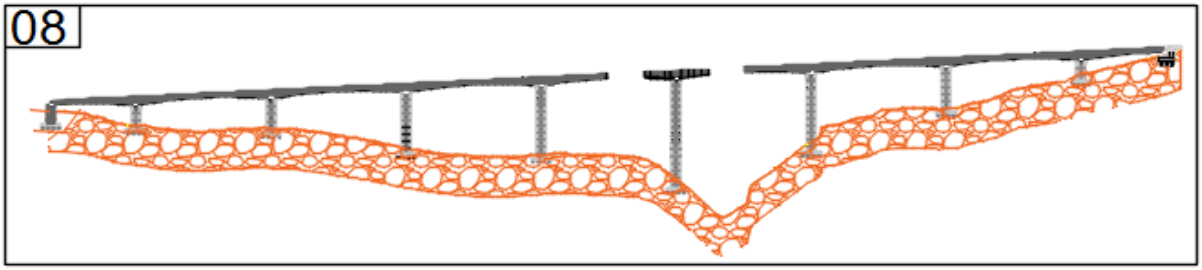
Phase 05 : Clavage entre la pile 07 et la pile 08 et construction du fléau sur la pile 03



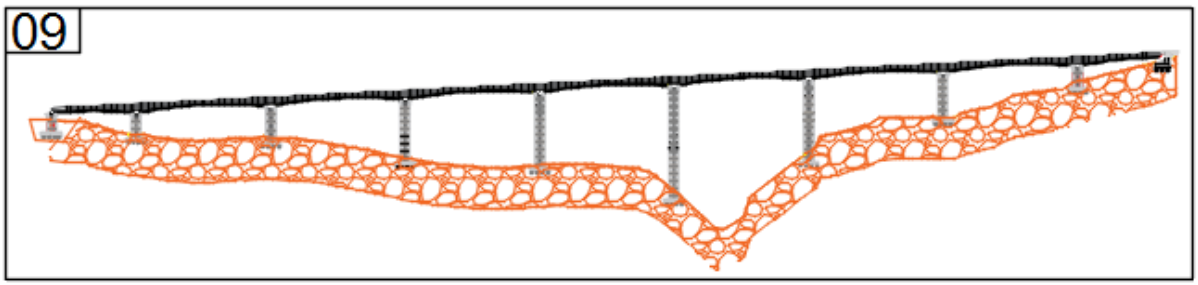
Phase 06 : Clavage entre la pile 02 et la pile 03 et construction du fléau sur la pile 06



Phase 06 : Clavage entre la pile 06 et la pile 07 et construction du fléau sur la pile 04



Phase 06 : Clavage entre la pile 03 et la pile 04 et construction du fléau sur la pile 05



Phase 06 : Clavage entre la pile 04 et la pile 05 et la plie 05et 06 et clavage de rive et fin d'exécution.

Figure V.3 : Phases de réalisation du tablier.

III.3.2. Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V.2 : Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaisons		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	**1.35**	**1.6**	0	0	0	0
	COMB 2	**1.35**	0	**1.6**	0	0	0
	COMB 3	**1.35**	0	0	**1.6**	0	0
	COMB 4	**1.35**	0	0	0	**1.35**	0
	COMB 5	**1.35**	0	0	0	0	**1.35**
ELS	COMB 1	**1**	**1.2**	0	0	0	0
	COMB 2	**1**	0	**1.2**	0	0	0
	COMB 3	**1**	0	0	**1.2**	0	0
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**

III.3.3. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure afin d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

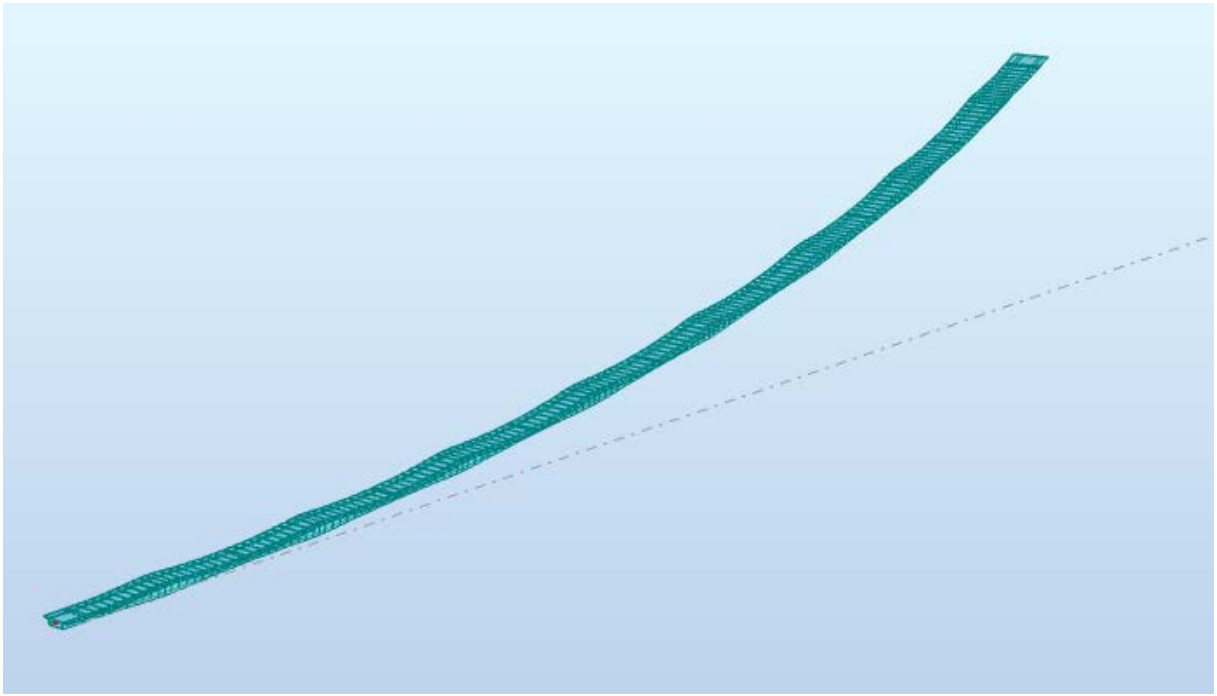


Figure V.4 : Modèle de calcul .

Cette modélisation est effectuée comme suit :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.

- Définition de la structure par des éléments barres.
- Définition des différentes sections par importation sous format DWG.
- Affectation des matériaux utilisés (Béton 35).
- Définition des appuis qui sont considérés pour la partie voussoir comme des appuis simples au niveau des piles, et un appui double au niveau de la culée.
- Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons, selon RCPR.
- Calcul et exploitation des résultats.

III.3.4. Résultats

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenues sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). Les résultats ci-dessous sont donnés en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

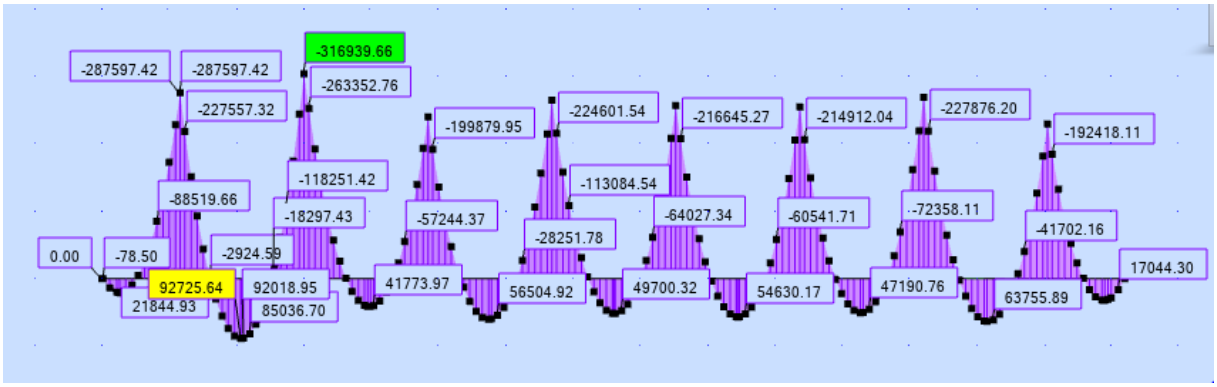


Figure V.5 : Moment maximum à l'ELS.

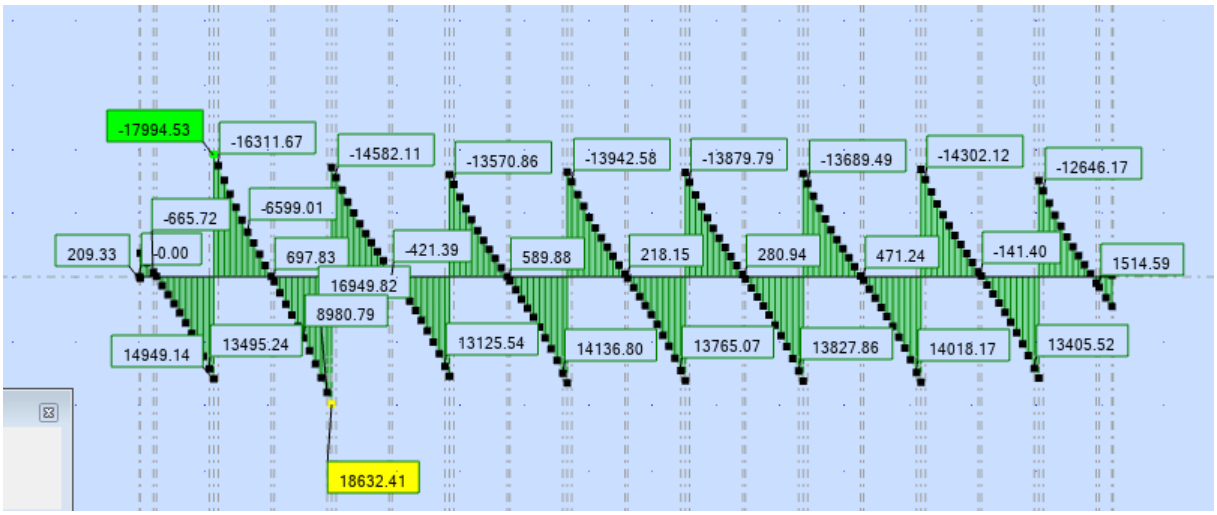


Figure V.6 : Effort tranchant maximum à l'ELS.

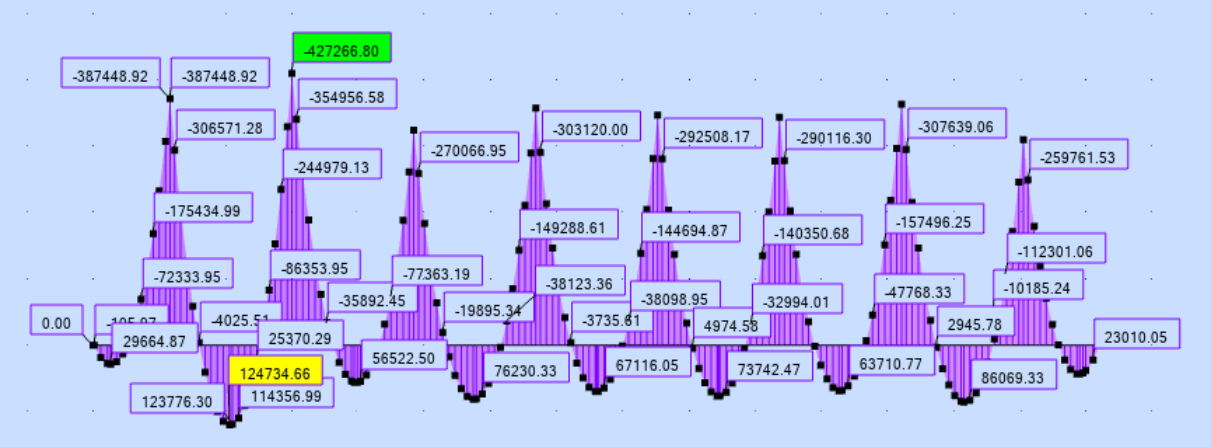


Figure V.7 : Moment maximum à l'ELU.

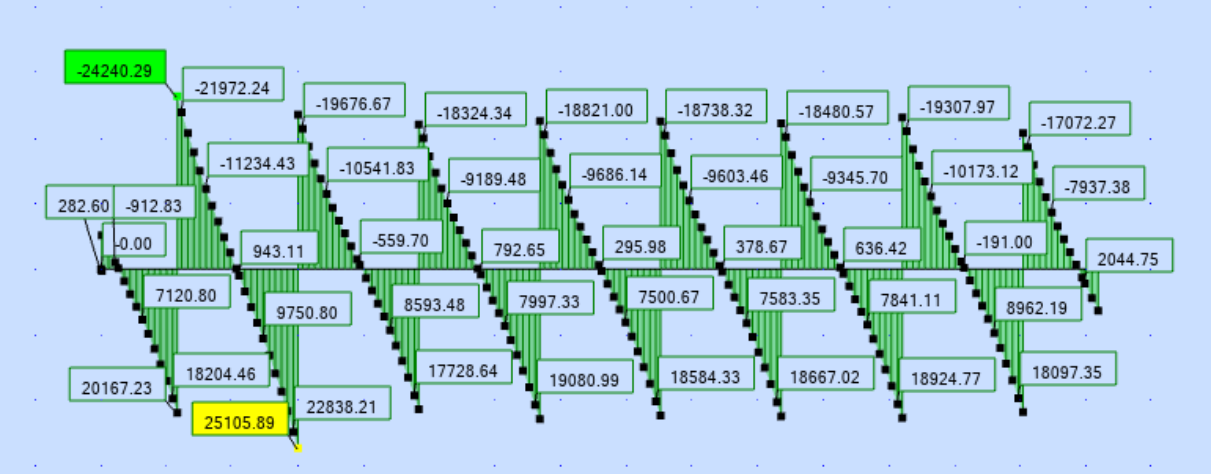


Figure V.8 : Effort tranchant maximum à l'ELU.

III.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes :

- La première étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale (câbles de clouage), puis coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).
- La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives, qui sont construites sur des cintres par une précontrainte appelée précontrainte de continuité.

Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

III.4.1. Etude de la précontrainte du fléau

III.4.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- **En construction**, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.
- **En service**, pour participer avec les câbles de continuité à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau sont déterminés par la relation : $\mathbf{n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)\times P_0}}$

P : force de précontrainte.
$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.
ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15s}}$, S = 1800 mm^2 ➔ **P_0 = 2680 KN, classe 1860.**

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

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation : $\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}}$

Avec :

M : moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.
S : section droite du voussoir.
v : distance du CDG de section à la fibre supérieure.
e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : **e = v – d**.
I : le moment d'inertie de la section.

Application Numérique :

M = 390861.00 KN.m (combinaison 01 Axe VSP **Tableau V.4**)
d = 0.15 m ; I = 84.81 m^4 ; S = 15.15 m ; **v** = 2.9 m
P = 80.08 MN. D'où : **n ≥ 39.87** ➔ On prend : **n = 44 câbles de 12T15s**.

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le **tableau V.10**

Tableau V.3 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.

Section	x (m)	M (KN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
Axe VSP	0	390861.00	2.9	84.81	15.15	2.75	80.08	39.87	**44**
Fin VSP	3.5	336718.00	2.9	84.81	15.15	2.75	68.99	34.35	38
Fin V01	8.1	272484.00	2.57	62.70	14.51	2.6	62.91	31.32	34
Fin V02	12.7	215728.00	2.21	47.03	13.18	2.06	53.12	26.44	30
Fin V03	17.3	165892.00	1.93	35.40	12.19	1.78	44.21	22.01	26
Fin V04	21.9	122618.00	1.72	28.27	11.00	1.57	34.65	17.25	20
Fin V05	26.5	85517.00	1.49	20.79	10.57	1.34	26.17	13.03	16
Fin V06	31.1	54045.55	1.33	16.90	10.28	1.18	17.53	8.73	12
Fin V07	35.7	27954.00	1.24	15.07	10.20	1.09	9.53	4.74	6
Fin V08	40.3	7199.99	1.23	13.75	10.09	1.08	2.62	1.3	2
Fin V09	44.9	0.00	1.2	12.79	9.79	0.87	0.00	0.00	0

NB : *le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes. Leur disposition doit aussi être la même pour éviter le phénomène de torsion.*

III.4.1.2. Position et enrobage des câbles

Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, donc :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $\mathbf{e_h \geq 16}$ **cm**
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $\mathbf{e_v \geq 16}$ **cm**
- L'enrobage : **C = max (3/4 a, Φ_g , d)** avec **d = 4 cm, a = Φ_g = 8 cm** ➔ **C ≥ 8 cm**

  La disposition finale des câbles est représentée dans la figure.

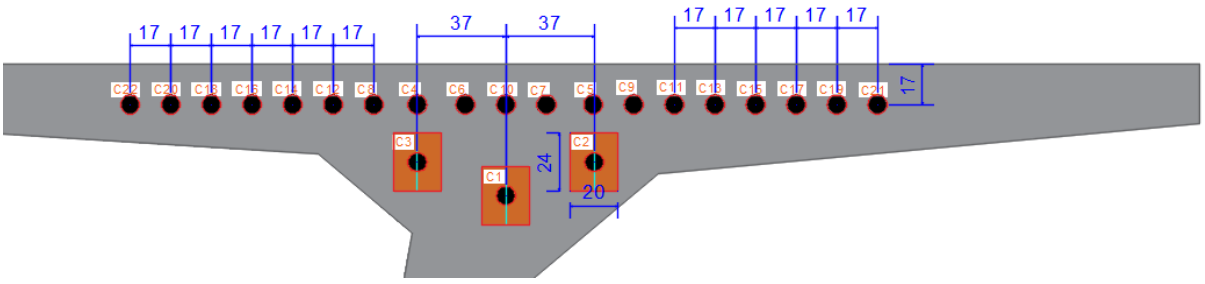


Figure V.9 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

III.4.1.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé rectiligne par rapport à L'axe longitudinal de la poutre caisson puis s'infléchiront de manière accentuée suivant

une forme **S** jusqu' à l'ancrage. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne comme dans le cas des câbles (C01 C02 C03).

Allure en plan des câbles du fléau :

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\,(X / L)^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \mathrm{Arctg}\frac{2\times(z_i - z_{i+1})}{x_i}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \mathrm{Arctg}\frac{2\times(z_{i+1})}{x_{i+1}}$

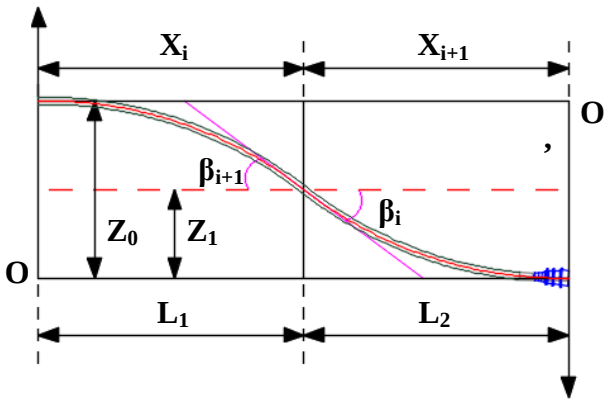


Figure V.10 : Tracée en plan des câbles de fléau.

- Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés :

$X_i = X_{i+1}$, $\beta_i = \beta_{i+1}$, $R_i = R_{i+1}$ et $Z_i = 2 \times Z_{i+1}$

III.4.1.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Les câbles dont l'ancrage est au même niveau (C01, C02, C03) ne subissent aucune déviation en élévation.

❖ **Allure en élévation des câbles du fléau :**

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (x / l)^2$
- Le rayon de courbure : $R_c(x) = \frac{x^2}{2\times(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$
- L'angle de déviation : $\alpha_n = \mathrm{Artg}(2\times(d_1 - d_0)\times\frac{x}{l^2})$

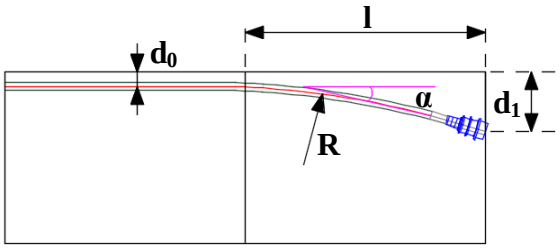


Figure V.11 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

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 de câbles (R_{min} = 3 m).

III.4.1.5. Résultats

Les restes des résultats sont élaborés dans les **tableaux V.12** et **V.13**.

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans la **figure V.17**.

Tableau V.4 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	$Xi=X_{i+1}$	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C1-C2-C3-C4-C5-C10	Rectilignes en plan					
C6-C7	2.3	0.21	0.11	25.19	0.091	$0.21-0.0198x^2$
C8-C9	2.3	0.17	0.85	31.12	0.074	$0.17-0.0161x^2$
C11-C12	2.3	0.34	0.17	15.56	0.147	$0.34-0.0321x^2$
C13-C14	2.3	0.51	0.25	10.37	0.218	$0.51-0.0482x^2$
C15-C16	2.3	0.68	0.34	7.78	0.287	$0.68-0.0643x^2$
C17	2.3	1.22	0.61	4.34	0.488	$1.22-0.1153x^2$
C18	2.3	0.85	0.42	6.22	0.354	$0.85-0.0803x^2$
C19-C20	2.3	1.02	0.51	5.19	0.417	$1.02-0.0964x^2$
C21-C22	2.3	1.19	0.59	4.45	0.477	$1.19-0.1125x^2$

Tableau V.5 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C1-C2-C3	Rectilignes en élévation					
C4-C5-C6-C7-C8-C9-C11-C12-C13-C14-C15-C16-C18-C19-C20-C21-C22	4.6	0.17	0.41	44.083	0.097	$0.17+0.011x^2$

C10-C17	4.6	0.17	0.55	27.842	0.141	$0.17+0.018x^2$

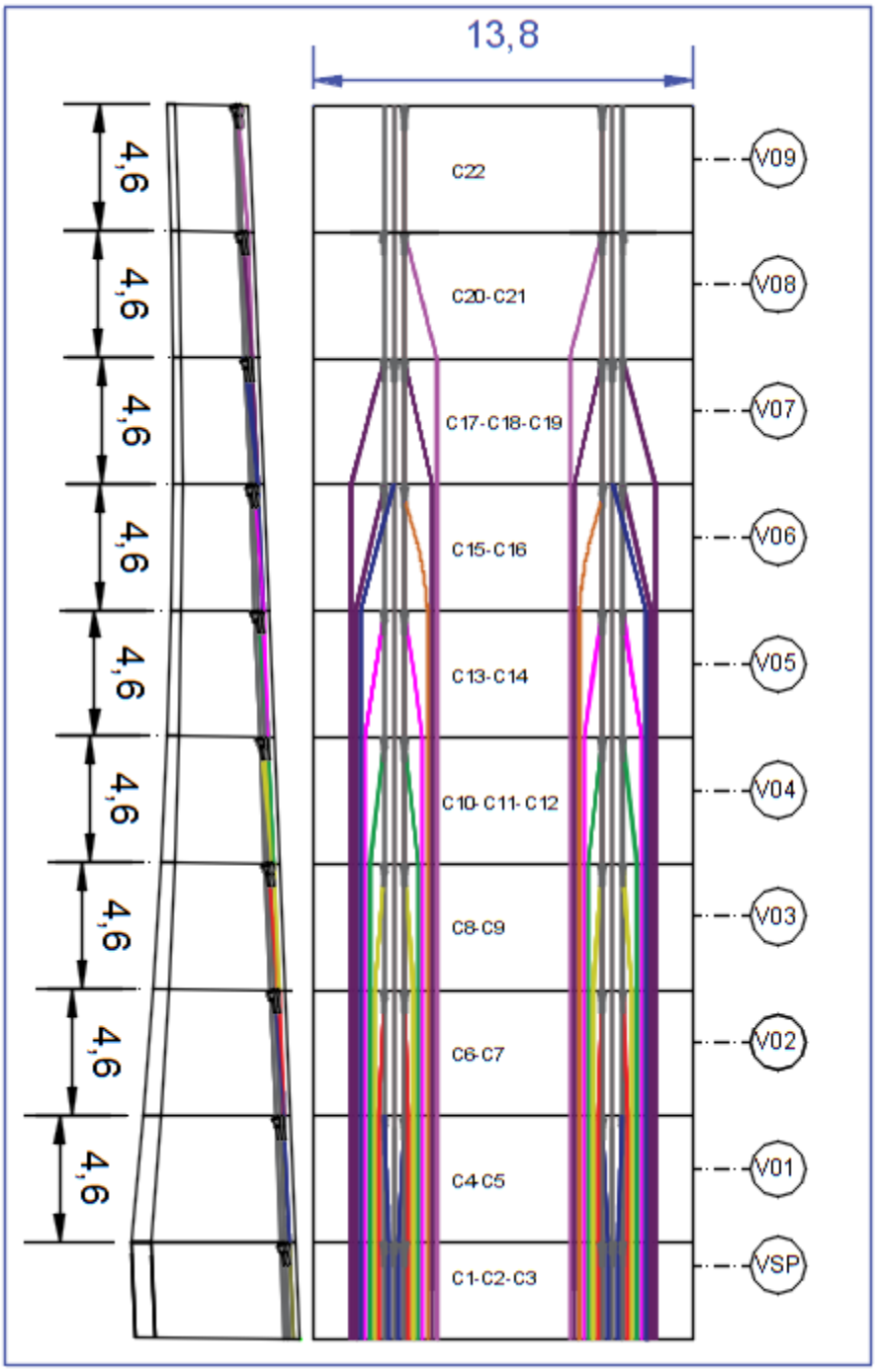


Figure V.12 : Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.

III.4.2. Etude de la précontrainte de continuité

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques positifs qui en résultent, ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

III.4.2.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les efforts de précontrainte seront calculés, à partir du moment max déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}, \text{ avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.
v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.
ΔP : les pertes de tension, estimées à 25 %.

Sachant que la combinaison qui donne le moment max est (G+1.2AL5)

Le nombre de câbles de continuité est résumé dans le **tableau V.14**:

Tableau V.6 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale.

	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu (Passants)
Fin V02	3.5	0.00	2.6	47.03	13.18	2.45	0.00	0.00	2
Fin V03	8.1	0.00	2.4	35.40	12.19	2.25	0.00	0.00	4
Fin V04	12.7	0.00	2.2	28.27	11.00	2.05	0.00	0.00	6
Fin V05	17.3	31441.82	2.1	20.79	10.57	1.95	10.89	5.42	8
Fin V06	21.9	58032.21	2	16.90	10.28	1.85	21.72	10.81	12
Fin V07	26.5	77094.71	1.9	15.07	10.20	1.75	30.50	15.18	16
Fin V08	31.1	88672.67	1.8	13.75	10.09	1.65	36.84	18.34	20
Fin V09	35.7	92725.64	1.8	12.79	9.79	1.65	39.03	19.43	22
Fin V09	35.7	92725.64	1.8	12.79	9.79	1.65	39.03	19.43	22
Fin V08	31.1	88672.67	1.8	13.75	10.09	1.65	36.84	18.34	20
Fin V07	26.5	77094.71	1.9	15.07	10.20	1.75	30.50	15.18	16
Fin V06	21.9	58032.21	2	16.90	10.28	1.85	21.72	10.81	12
Fin V05	17.3	31441.82	2.1	20.79	10.57	1.95	10.89	5.42	8
Fin V04	12.7	0.00	2.2	28.27	11.00	2.05	0.00	0.00	6
Fin V03	8.1	0.00	2.4	35.40	12.19	2.25	0.00	0.00	4
Fin V02	3.5	0.00	2.6	47.03	13.18	2.45	0.00	0.00	2

Application Numérique

M = 92725.64 KN.m
v' = 1.8 m; d = 0.15 m; e = 1.65 m ; I =12.79 m^4; S = 9.79 m
ΔP = 25 % ➔ P = 39032 KN ➔ **n ≥ 19.43**
➔ On prend : **n = 22 câbles de 12T15s.**

❖ **Disposition des câbles :**

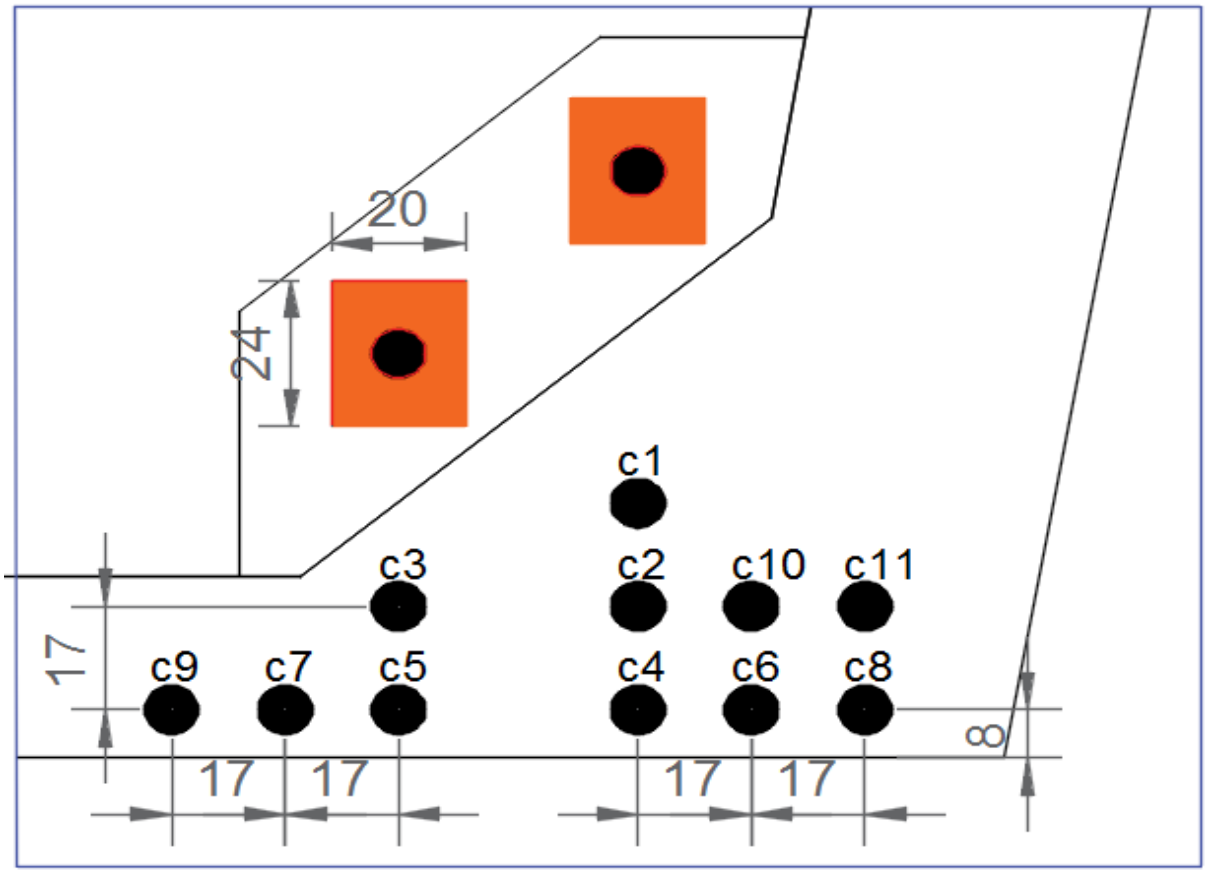


Figure V.13 : Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc.

❖ **Tracé des câbles :**

Les équations et les paramètres du tracé en plan sont montrés dans le **tableau V.15**.

Tableau V.7 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C1 –C2-C3-C4-C5	Rectilignes en plan					
C6-C7-C10	0.17	0.085	2.3	31.12	0.074	$0.17 - 0.016\ x^2$
C8-C9-C11	0.34	0.17	2.3	15.56	0.147	$0.34 - 0.032\ x^2$

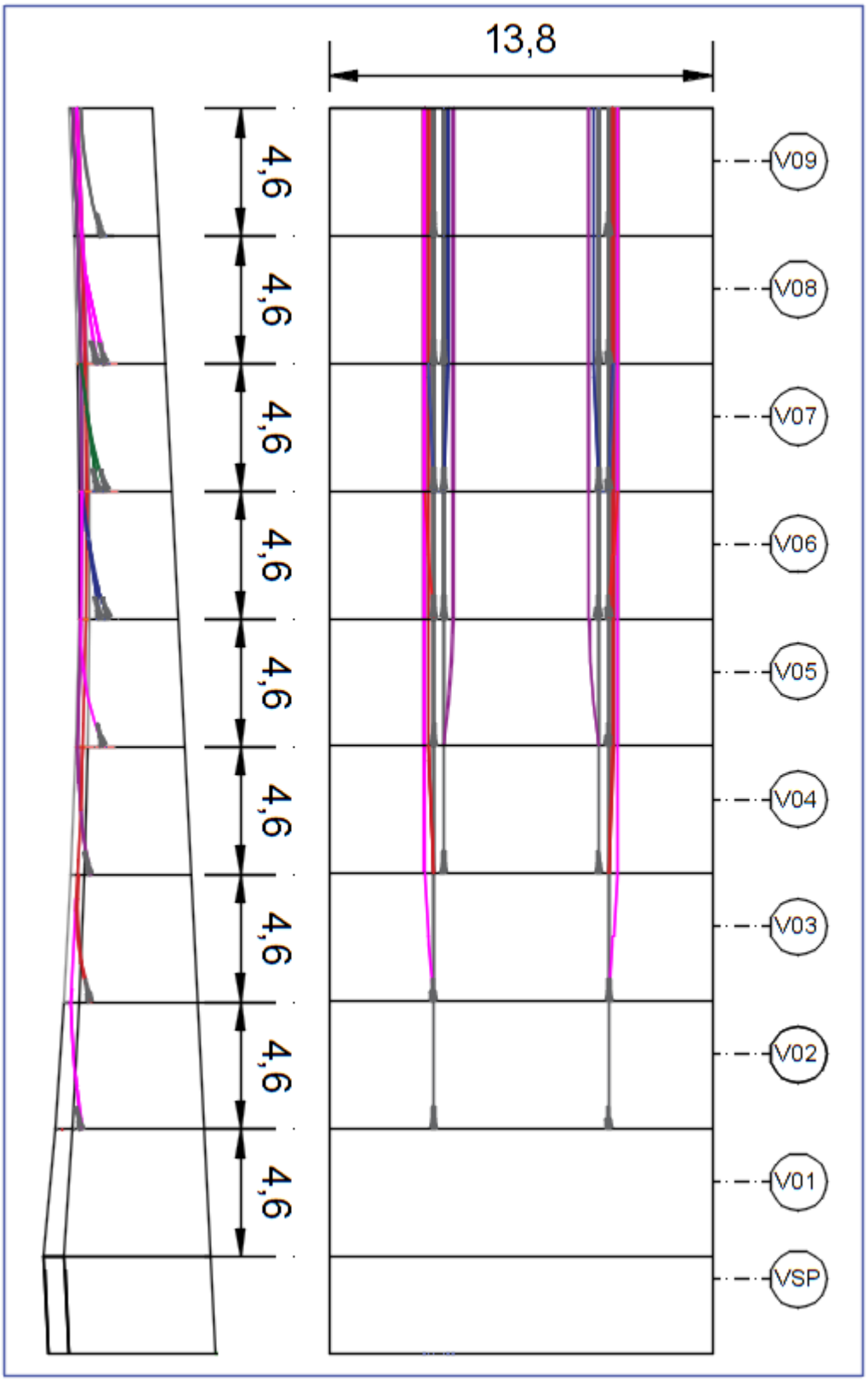


Figure V.14 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée principale.

III.4.2.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Pour solidariser les parties construites sur cintre des travées de rive au fléau, des câbles de continuité sont nécessaires. Ces câbles ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

Application Numérique

M = 52976.00 KN.m (Combinaison ELS : G +1.2Al5).
d = 0.15 m ; v' = 1.9 m ; e = 1.75 m ; I = 15.07 m^4 ; S = 10.20 m.
ΔP = 25 % ➔ **P** = 20960 KN ➔ **n** ≥ 10.43
➔ On prend : n = **12 câbles de 12T15s**

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive (PC1–P01), qui est la travée la plus sollicitée, est résumé dans le **tableau V.17**.

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

Section	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} Ret (Passants)
Début VSC	0	0.00	1.8	12.79	9.79	1.65	0	0.00	2
Axe VSC	6.55	27685.7	1.8	12.79	9.79	1.65	11.65	5.80	6
Fin V09	13.1	46127.00	1.8	12.79	9.79	1.65	19.42	9.67	10
Fin V08	17.7	56057.00	1.8	13.75	10.09	1.65	23.29	11.59	12
Fin V07	22.3	52976.00	1.9	15.07	10.20	1.75	20.96	10.43	12
Fin V06	26.9	42012.00	2	16.90	10.28	1.85	15.72	7.83	10
Fin V05	31.5	23148.00	2.1	20.79	10.57	1.95	8.02	3.99	6
Fin V04	36.1	0.00	2.2	28.27	11.00	2.05	0.00	0.00	4
Fin V03	40.7	0.00	2.4	35.40	12.19	2.25	0.00	0.00	2

❖ **Position des câbles :**

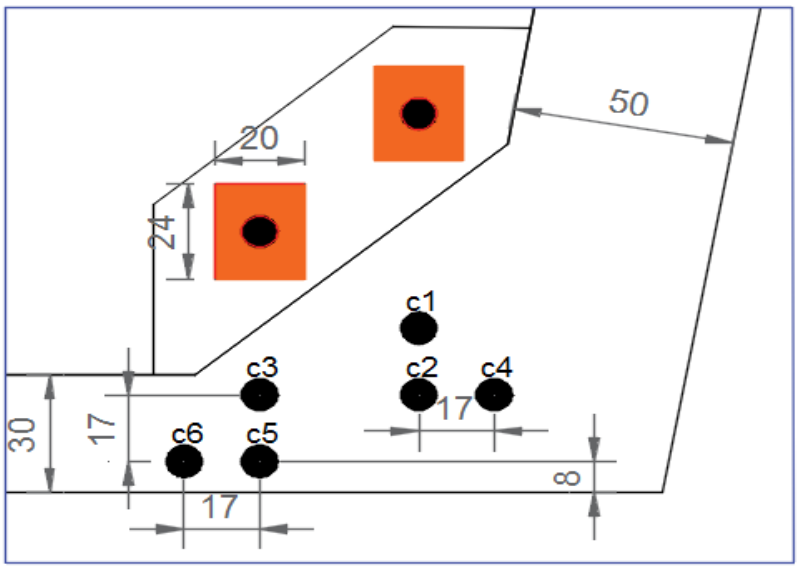


Figure V.15 : Disposition des câbles de continuité de travée de rive et position des ancrages.

❖ **Tracé des câbles :**

Tableau V.9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C1 – C2-C3-C5	Rectilignes en plan					
C4-C6	0.17	0.085	2.3	31.12	0.074	$0.17 - 0.016\ x^2$

Tableau V.10 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité C6 de travée de rive

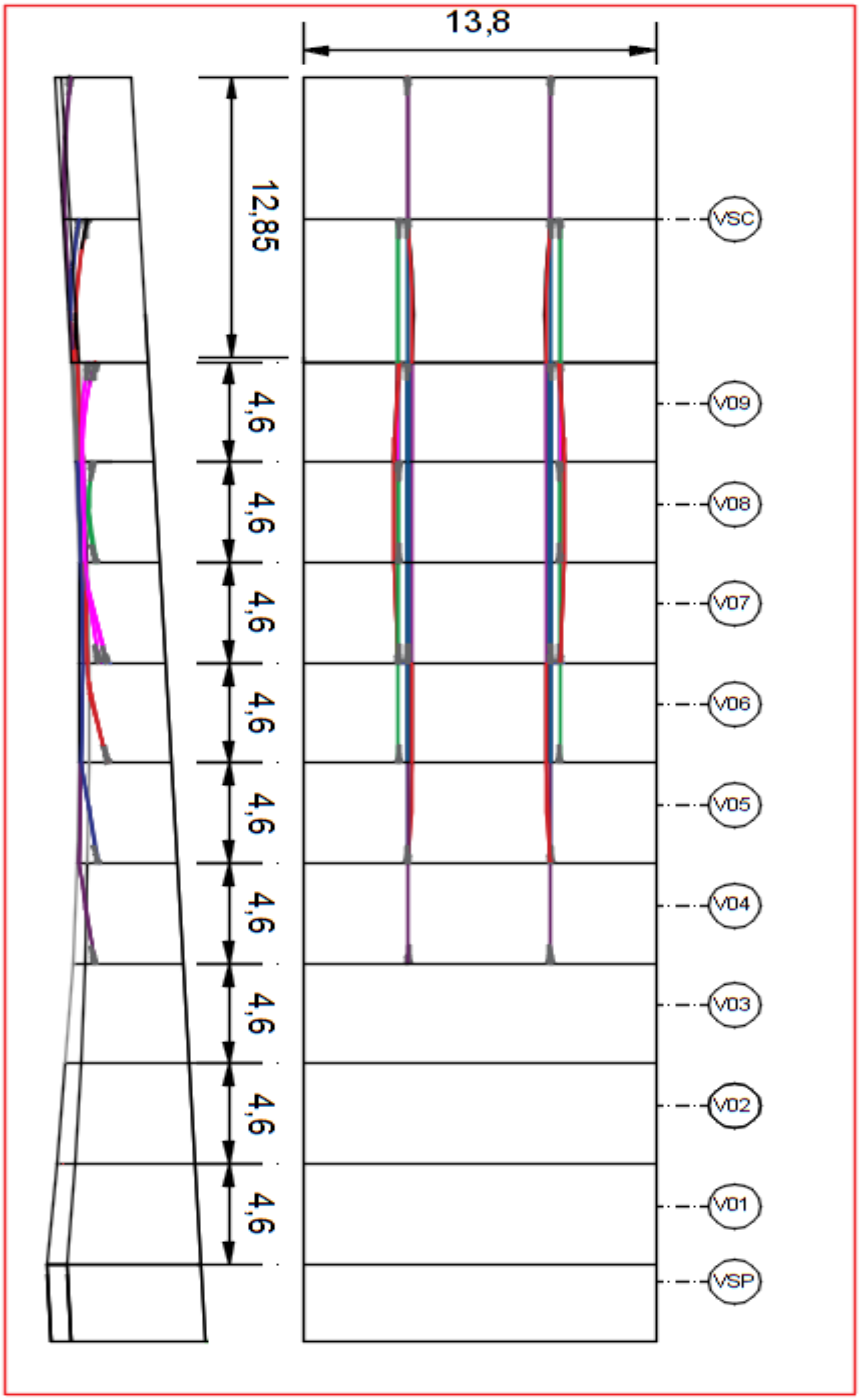


Figure V.16 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive.

III.4.3. Evaluation des pertes de la précontrainte

La tension d'une armature de précontrainte en un point et à un instant donné est différente de la tension appliquée au câble par le vérin lors de la mise en œuvre.

En béton précontraint les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20 % à 30 % de la précontrainte initiale, ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

III.4.3.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes de tension par frottement, $\Delta\sigma_{\varphi}$.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage, $\Delta\sigma_{g}$.
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton, $\Delta\sigma_{e}$.

La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_{i} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{g} + \Delta\sigma_{e}$

❖ **Pertes de tension par frottement :**

Elles sont provoquées par le frottement droit ou de courbure des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension. Cela est déterminé par la formule :

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

σ_{p0} : la tension à l'origine.
e : la base des logarithmes népériens.
φ : coefficient de frottement droit (m^{-1}).
f : coefficient de frottement de courbure (rd^{-1}).
θ : la variation angulaire à l'abscisse x **(rd)**.
x : l'abscisse à partir de l'ancrage (**m**).

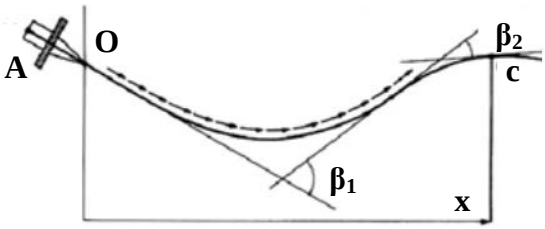


Figure V.17 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où la variation θ égal à :

$\theta = \alpha + \beta$: lorsque les déviations se succèdent.

$tg\,\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}$: si ces déviations ont lieu simultanément.

❖ **Pertes de tension par recul de l'ancrage :**

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage un glissement des câbles dans les clavettes et celui des clavettes dans les plaques d'ancrages, ce glissement dépend du type d'ancrage, son influence s'annule au-delà de la section située à l'abscisse « d ».

$$\Delta\sigma_{g}(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k\,(d - x), \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \text{ et } d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

k : fonction croissante.
d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
g : glissement à l'ancrage.
E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

❖ **Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :**

L'ouvrage est construit étape par étape, ce qui implique des mises en tension successives. Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même pièce provoque une perte de tension, en effet la mise en tension du premier câble va entraîner un raccourcissement de la pièce, de même lors de mise en tension du deuxième câble et ainsi de suite.

Donc si la pièce comporte « **n** » câbles, le premier câble subit un effet de « **n-1** » suivants, seul le dernier câble ne subit ce type de perte.

La valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané de béton vaut alors :

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

En pratique, cette formule est évidemment approximative, il revient à évaluer la perte par excès. Le BPEL donne la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \text{ , avec : } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28 \text{ d'où : } \Delta\sigma_e(x) = 2.64 \times \sigma_b(x)$$

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

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.
E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.
σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « **n** » câbles.
P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, **$P = P_0 (1 - \Delta P)$**.
M_p : moment sous le poids propre.

III.4.3.2. Pertes de tension différées

La tension dans les câbles se réduit progressivement au cours du temps, on distingue :

- Perte de tension due au retrait du béton, **$\Delta\sigma_r$**.
- Perte de tension due au fluage du béton, **$\Delta\sigma_{fl}$**.
- Perte de tension due à la relaxation d'acier, **$\Delta\sigma_\rho$**.

La valeur des pertes différées totale est : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$

❖ **Pertes par retrait :**

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

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 : $\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$. Donc : $\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.

Plus souvent, on peut négliger la valeur $r(t_0)$ devant 1, ce qui donne : $\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$

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

❖ **Pertes par fluage :**

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. Par contre au retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe au cours de temps. La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le règlement BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5\ \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$ σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

❖ **Pertes par relaxation :**

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

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ , avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

ρ_{1000} **(%)** : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.
μ_0 **:** coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

III.4.3.3. Les pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$

III.4.3.4. Application sur les câbles de fléau

Le **tableau V.20** ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé dans l'**Annexe C**.

Tableau V.11 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_\varphi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\rho$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
Axe VSP	15.96	0.04	1.02	16.941	2.55	2.21	2.92	7.193	**24.134**
Fin VSP	15.68	0.48	0.88	17.043	2.55	1.89	2.91	6.868	23.910
Fin V1	14.72	1.06	0.73	16.516	2.55	1.49	2.98	6.524	23.041
Fin V2	12.25	2.58	0.67	15.502	2.55	1.5	3.12	6.652	22.153
Fin V3	12.51	1.51	0.62	14.640	2.55	1.52	3.24	6.769	21.409
Fin V4	12.93	1.75	0.45	15.129	2.55	1.34	3.17	6.531	21.659
Fin V5	13.05	2.25	0.38	15.683	2.55	0.84	3.09	5.976	21.659
Fin V6	12.89	2.45	0.34	15.678	2.55	0.89	3.09	6.026	21.704
Fin V7	13.03	0.85	0.14	14.019	2.55	0.36	3.33	5.685	19.704
Fin V8	11.40	5.87	0.06	17.333	2.55	0.19	2.87	5.136	22.469
Fin V9	10.44	0.77	0.00	11.210	2.55	0.00	3.73	5.665	16.875

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : **$\Delta\sigma$ = 24.134%**.

III.4.4. Vérification des contraintes normales

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contraintes normales en fibres supérieures et inférieures en phase de construction comme en phase de service qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles fixées par le règlement en vigueur.

La condition à vérifier est la suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

P : effort de précontrainte avec pertes.
B : section transversale.
I : inertie de la section considérée.
$\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontraint moyen.
M : moment extérieur.
y : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

III.4.4.1. Vérification des contraintes pour la partie voussoir

❖ **Vérification des contraintes en phase de construction**

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$\Delta P = 24.134\ \%$

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{21\ MPa}$.

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = \mathbf{4.05\ MPa}$; Hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7 \times f_{t28} = \mathbf{1.89\ MPa}$; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le **tableau V.21** (les contraintes sont bien vérifiées).

Tableau V.12 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	N^{bre} câbles	M (KN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Axe VSP	44	390861.00	3.1	2.9	84.81	15.15	2.8	89.41	**1.09**	**11.05**
Fin VSP	38	336718.00	3.1	2.9	84.81	15.15	2.78	77.22	**0.92**	**9.56**
Fin V01	34	272484.00	2.8	2.57	62.70	14.51	2.37	69.09	**0.31**	**9.61**
Fin V02	30	215728.00	2.6	2.2148	47.03	13.18	2.01	60.96	**0.24**	**9.77**
Fin V03	26	165892.00	2.4	1.933	35.40	12.19	1.72	52.83	**0.25**	**9.41**
Fin V04	20	122618.00	2.2	1.7259	28.27	11.00	0.87	40.64	**-1.62**	**10.48**
Fin V05	16	85517.00	2.1	1.4926	20.79	10.57	1.26	32.51	**-0.12**	**7.57**
Fin V06	12	54045.55	2	1.333	16.90	10.28	1.08	24.38	**0.19**	**5.64**
Fin V07	6	27954.00	1.9	1.2481	15.07	10.20	0.92	12.19	**-0.19**	**3.31**
Fin V08	2	7199.99	1.8	1.2370	13.75	10.09	0.83	4.06	**0.06**	**0.91**
Fin V09	0	0.00	1.8	1.2	12.79	9.79	1.05	0.00	**0.00**	**0.00**

❖ **Vérification des contraintes en phase de service :**

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service. Il y a deux cas de vérification :

- **Etat à vide** : on prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- **Etat en charge** : on prend en considération les charges et surcharges.

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

$\Delta P = 24.56\ \%$ ➔ $\sigma_\infty = 1\ 116.34$ MPa.

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = 21$ **MPa** ;

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05$ **MPa** ; Hors section d'enrobage ;

$\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 2.7$ **MPa** ; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans **l'annexe C** (Toutes les contraintes sont vérifiées**)** :

III.4.5. Armatures des zones tendues

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales A_s **(art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).**

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

B_t : aire nette de la section du béton en traction.
σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

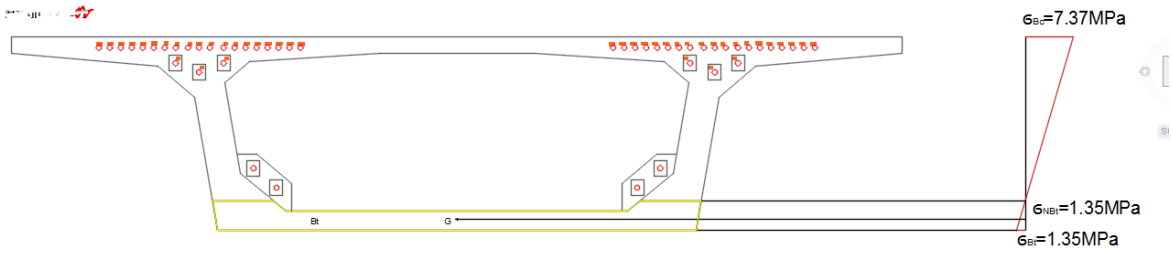


Figure V.18 : Diagramme des contraintes .

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes **(Annexe C)**, on a :

$B_t = 2.57\ m^2$; $\sigma_{Bt} = 1.35$ MPa ; $\sigma_{NBt} = 0.82$ MPa ; donc : **$N_{Bt} = 2.11$ MN et**

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right) = 110.1\ cm^2$$ **➔ 2 nappes de 55HA 16 / e = 20 cm.**

III.4.6. Vérification des contraintes tangentielles

III.4.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

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

- Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS (G + D240).

Pour une poutre continue, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à « **h/2** » d'un appui intermédiaire, car elles transmettent directement les charges à cet appui.

- Effort tranchant dû à la précontrainte :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à ; un effort tranchant extérieur $\mathbf{V_{ext}}$ positif, et une composante verticale de la précontrainte $\mathbf{V_p = P \times \sin\alpha}$ qui vient de réduire l'effort tranchant.

Enfin, on aura un effort tranchant réduit tel que : $\mathbf{V_{red} = V_{ext} - V_P}$

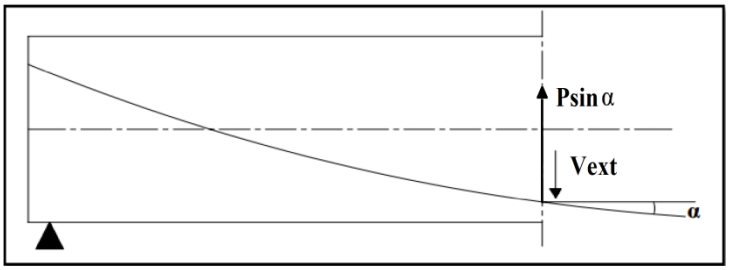


Figure V.19 : Effort de précontrainte.

- Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL) :

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée. Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant, qui vaut : $\mathbf{V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}}$

On aura enfin un effort tranchant réduit égale à : $\mathbf{V_{red} = V_{ext} - V_P - V_R}$

NB : *on ne tient pas compte de V_R, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet à la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.*

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

Non-rupture par fissuration : $\tau^2 < \overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x \right]$

Par compression-cisaillement : $\tau^2 < \overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0.6 \times f_{cj} - \sigma_x \right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x \right]$

Avec :

τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale réduite de service : $\tau = \frac{V_{red} S_n}{I_n b_n}$

σ_x : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette: $\sigma_x = \frac{P \times \cos\alpha}{B_n}$

B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

V_{red} : effort tranchant maximal réduit de service.

S_n : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.

I_n : est le moment d'inertie nette.

b_n : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.

Application Numérique :

P_0 = 2.68 MN; ΔP = 24,134 % ; n = 38 câbles ➔ **P = 77.3 MN**

α_{moy} = 0.101 rad ➔ $\mathbf{V_P = P \times \sin\alpha = 7.80\ MN}$

; V_{ELS} = 18.63 MN ➔ $\mathbf{V_{red} = V_{ELS} - V_P = 10.83\ MN}$

n = 44 câbles ➔ **P = 89.50 MN**

B_n = 15.13m² ➔ $\mathbf{\sigma_x = 5.90\ MPa}$

f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ➔ $\mathbf{\tau_1 = 3.1\ MPa}$ et $\mathbf{\tau_2 = 4.47\ MPa}$

I_n = 83.18 m⁴ ; S_n = 23.2 m³ ; $\mathbf{b_n = 2 \times (e_a - 0.5 \times \Phi_g) = 1\ m}$ (pas de gaine).

➔ $\mathbf{\tau_{max} = 3.02\ MPa}$

On constate que : $\tau_{max} < \overline{\tau}$

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

➔ On ne tient pas compte de l'effet RESAL.

III.4.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, des bielles comprimées, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

❖ **Les bielles comprimées :**

On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\sigma_x = P \times \cos\alpha / B_n$, $\sigma_y = 0$

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite, $\tau = \frac{V_{u_{red}} S_n}{I_n b_n}$

$V_{U,red}$: est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85\, f_{c28}}{3\,\gamma_b} \sin 2\beta_u$$, si : $\beta_u = 30°$, alors on obtient : $\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$

Application Numérique :

V_{ELU} = 25.10 MN ; V_P = 7.80 MN ➔ $V_{U,red} = V_{ELU} - V_P$ = **17.3 MN**
I_n = 83.18 m^4 ; S_n = 23.2 m^3 ; b_n = 1 m ➔ τ_u = **4.82 MPa**
σ_x = 5.90 MPa, σ_y= 0 MPa ➔ β_u = 29.26°➔ On prend : β_u = **30°**
τ_u = **4.82 MPa** ➔ $\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$ =35/6=**5.83 MPa**
➔ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées. ✓

❖ **La résistance des armatures transversales :**

Consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times tg\,\beta_u$$

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 de la poutre.
f_e : limite d'élasticité de l'acier.
γ_s = 1.15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation: $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$

Application Numérique :

τ_u = 4.82 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ; f_e = 500 MPa ; γ_s = 1.15 ; b_n = 1 m ; β_u = 30°

➔ $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **52.05 cm^2 /m**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 13.80\ cm^2/m \rightarrow$$ à vérifier dans l'étude transversale

III.5. ETUDE TRANSVERSALE

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif est la section tubulaire (caisson), une section fermée qui présente une grande résistance aux moments de torsion et qui assure une transmission directe des charges verticales aux appuis. Sans oublier sa résistance à la flexion longitudinale fournie par ses deux hourdis.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur des sections dangereuses qui sont la section sur pile et la section à la clé (les moments de flexions sont maximaux).

III.5.1. Evaluation des efforts

III.5.1.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (double-simple) à l'extrémité de chaque âme. Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

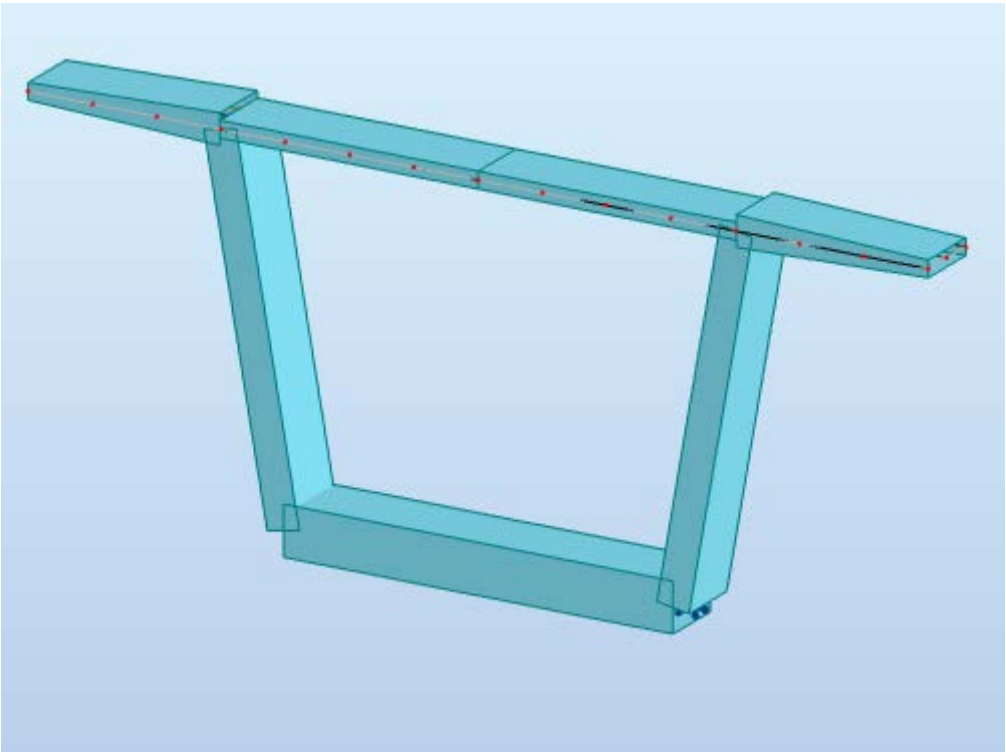


Figure V.20 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.

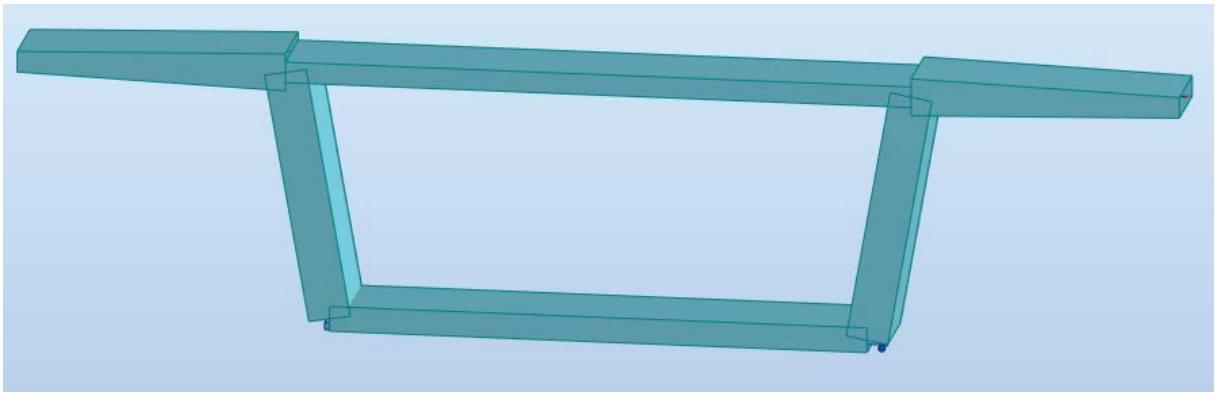


Figure V.21 : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel.

NB : *les combinaisons de charges utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service .*

III.5.1.2. Résultats

Les diagrammes de moment fléchissant transversal sont donnés dans l'**Annexe B**.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.13 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.

	Mmax (KN.m)		Mmin (KN.m)	
	Mult	Mser	Mult	Mser
Hourdis supérieur	346.29	259.46	-541.70	-405.72
Hourdis inférieur	218.10	163.82	-308.3	-230.98
Âme	465.63	230.98	-308.3	-349.38

Tableau V.14 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

	Mmax (KN.m)		Mmin (KN.m)	
	Mult	Mser	Mult	Mser
Hourdis supérieur	398.52	298.75	-477.25	-357.54
Hourdis inférieur	67.03	50.42	-107.87	-72.04
Âme	408.14	306.18	-96.22	-80.76

III.5.2. Ferraillage

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux dalles : qui travaillent en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

On néglige l'effet de la torsion parce qu'on a un grand rayon de courbure.

III.5.2.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP

Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire de 1m de largeur sera à l'ELS.

❖ **Application Numérique :**

- Nappe supérieure :

M_{ser} = 405.72 KN.m ; $\overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 250 MPa

b = 1 m ; h = 0.46 m ; d = 0.9 h = 41.4 cm

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d$$

➔x=23.08 cm

Z=d-x/3 ➔z=33.71 cm

$$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z$$

➔M_1=816.93 KN.m

$M_1 \geq M_{ser}$(sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma_{st}}}$$

➔A_{ser}= 48.1 cm² /m

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

➔ $A_{(C.N.F)}$=5.14 cm² ≤ A_{ser}

➔ La condition de non fragilité (CNF) est vérifiée.

- Nappe inférieure :

h = 0.25 m ; M_{ser} (inf) = 259.46 KN.m ≤ M_1 = 814.50 KN.m ➔ S.S.A.C

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma_{st}}}$$

➔**A_{ser} = 30.79** cm² /m

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$A_{(C.N.F)}$ =5.14 cm² ≤ A_{ser} ➔ CNF est vérifiée.

- Ferraillage longitudinal :

Asl = Aser /3 ➔ Asl =16.03 cm² /m

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

➔ $A_{(C.N.F)}$ =5.14 cm² ≤ A_{ser} ➔ CNF est vérifiée.

NB : *les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.*

III.5.2.2. Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats données dans les **tableaux V.24** et **V.25** et détaillées dans l'**Annexe D**.

Tableau V.15 : Ferraillage passif du VSP.

Elément	Nappe	Transversal			Longitudinal	
		As (cm²)	Ferraillage/ml	e (cm)	Ferraillage/ml	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	46.3	10HA25	10	8HA16	20
	Inf	28.8	10HA20	10	8HA14	20
Âme	Interne	12.3	9HA14	12.5	6HA12	20
	Externe	25.2	9HA20	12.5	6HA14	20
Hourdis inférieur	Sup	44.6	10HA25	10	8HA16	20
	Inf	30.8	10HA20	10	8HA16	20

Tableau V.16 : Ferraillage passif du VC.

Elément	Nappe	Transversal			Longitudinal	
		As (cm²)	Ferraillage/ml	e (cm)	Ferraillage/ml	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	36.5	8HA25	12.5	8HA16	20
	Inf	30.2	8HA20+8HA 12	12.5	8HA14	20
Âme	Interne	6.1	6HA12	16	6HA12	20
	Externe	29.1	6HA25	16	6HA14	20
Hourdis inférieur	Sup	12.9	7HA16	14	8HA16	20
	Inf	8.9	7HA14	14	8HA16	20

NB : ***les armatures longitudinales au niveau de l'hourdis inférieure sont les armatures des zones tendues (flexion longitudinale) calculées au*** *paragraphe V.4.5***.**

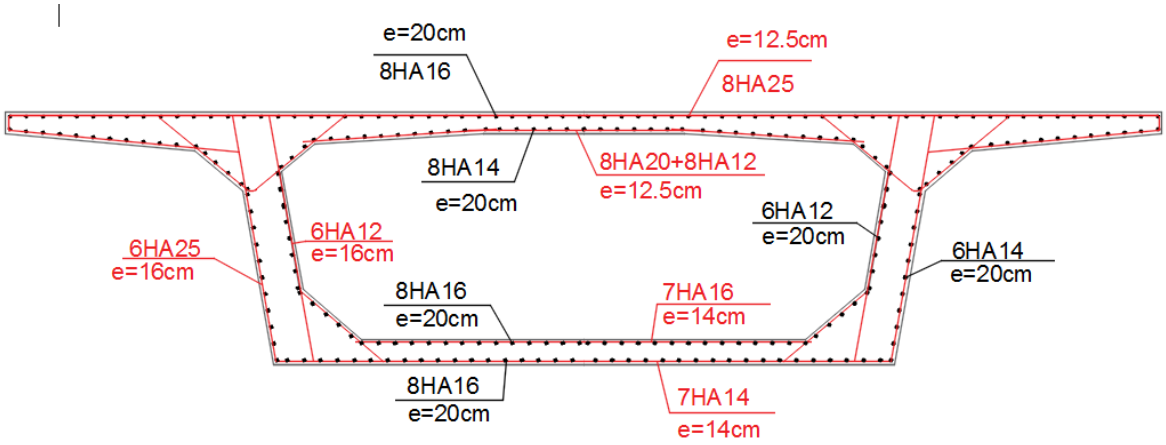


Figure V.28 : Ferraillage du voussoir à la clef.

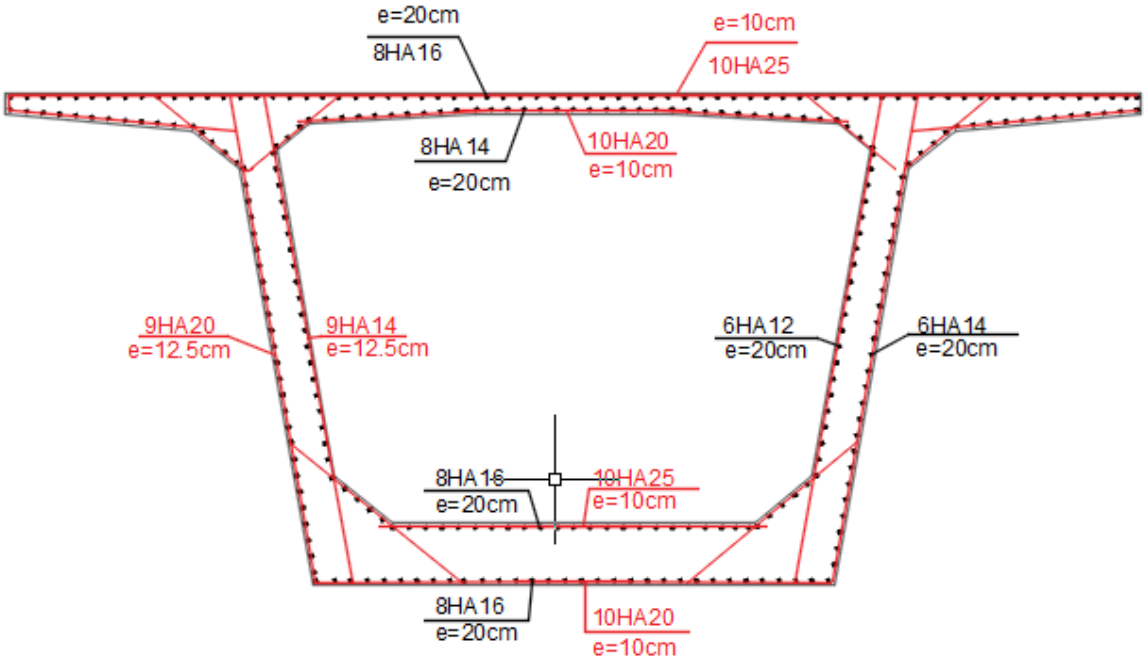


Figure V.29 : Ferraillage du voussoir sur pile.

III.6. CONCLUSION

L'étude transversale qui a été faite dans ce chapitre, a pour but de déterminer les déférentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdi supérieur et hourdi inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

CHAPITRE VII

EQUIPEMENTS DU PONT

VI.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que dé- d'appui l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VI.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

VI.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont **:**

*Les appareils d'appuis en béton.

*Les appareils d'appuis spéciaux.

*Les appareils d'appuis en acier.

*Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

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

On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

VI.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions ainsi que les efforts verticaux appliqués seront calculés à l'ELU :

Tableau VI.1 : Evaluation des réactions R (KN) sur chaque appui de la partie voussoir.

Combinaison	R culée max(MN)	R pile max(MN)
1,35 G + 1,6 A(6)	6.167	**47.09**
1,35 G + 1,6 Bc	**6.198**	43.545
1,35 G + 1,6 Bt	6.174	42.305
1,35 (G + Mc120)	6.156	42.186
1,35 (G + D240)	6.157	42.186

Tableau VI.2 : Evaluation des efforts verticaux sur chaque appareil d'appui.

Effort normal	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
$F_{Z, Gmin}$ (KN)	**559.53**	**2 287.5**	**7 288.7**
F_Z (KN)	**1 493.68**	**5 567.3**	**13 424.7**
$F_{Z, min}$ (KN)	**651.99**	**3 725.05**	**10 167.7**

VI.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui

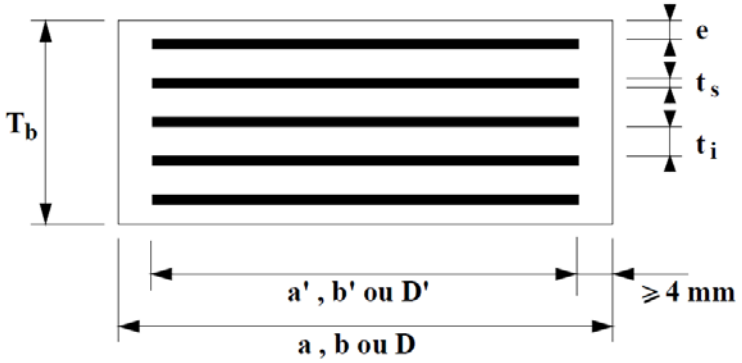


Figure VI.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

La définition géométrique de l'appareil d'appui du type B de la norme NF EN donnée sur la figure au dessus , Avec :

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).
t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.
T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2\ e$.
T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère; $T_e = n\ t_i + 2\ e$.
T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement; $T_q = n\ t_i + 2\ e$.
n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
e : enrobage.

VI.2.3.1. Aire l'appareil d'appui.

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface

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

La réaction totale maximale sur l'appui est de 47.09 MN répartir sur deux appareils d'appuis.

VI.2.3.2. . Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui

Condition de non flambement

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

Tel que : $\sigma e = 235\ Kg/mm^2$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a' \times b'} \qquad \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}.$$

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

NB : *Pour des tabliers ayant des déplacements importants, il est préférable d'employer des appareils d'appui de forme se rapprochant du carré (a = b).*

Tableau VI.3 : Dimensions des appareils d'appui retenus.

	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{max} (MN)	47.09	6.198
N_{max} (MN)	23.55	3.1
a × b (mm^2)	a × b ≥ 11775 cm^2 →a=b=800mm	a × b ≥1549.5cm^2 → a=b=400mm
T	80mm≤ T ≤160mm	40mm≤ T ≤80mm
ts (mm)	ts≥2.82mm ts≥2mm	ts≥2.97mm ts≥2mm
On prendra	* 7 Feuilles d'élastomère : ti = 16 mm. * 8 Frettes métalliques de : ts = 4 mm. * Enrobage des chants : 4 mm. * Enrobage extérieur ; 8 mm	*4 Feuilles d'élastomère :ti = = 10 mm. * 5 Frettes métalliques : ts = 4 mm. * Enrobage des chants :4 mm * Enrobage extérieur :5 mm
(a×b×t)	(800×800×160) mm^3	(400×400×70) mm^3

VI.2.4. Calcul exacte des déplacements horizontaux

Une fois les appareils d'appui sont dimensionnés, on doit prendre en considération leurs souplesses, aussi celles des piles, pour calculer la position exacte des centres de rigidité de chaque tablier, et la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

❖**Action statique**

Les actions statiques se calculent comme suit :$Hs= |Xi|\times Ki\times \mathcal{E}$

Avec : * Xi : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;

* Ki : la rigidité des appuis (Voir chapitre 8) ;

* $\mathcal{E}T$: coefficient de la température. $\mathcal{E}T = \lambda \times \Delta T$; avec $\Delta T=12°C$ et $\lambda=10\text{-}5$;

* $\mathcal{E}f$: coefficient du fluage $\mathcal{E}f = Kfl\times 10\text{-}4$;

* Kfl : vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σb est de 2 à 3 donc Kfl =2.5

* $\mathcal{E}r =1.5\times10\text{-}4$: coefficient de retrait

❖**Action dynamique :** Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal du a un système de charge A(L).

F_{fr} = 430.12 KN (voire CHAPITRE 04)

❖ **Déplacement horizontale :**

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

*V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = \mathcal{E}T \times |Xi$ (ave $\mathcal{E}T$: coefficient de la température $\mathcal{E}T = \alpha \times \Delta T$, $\alpha = 10^{-5}\ °C^{-1}$ et $\Delta T = 30°C$)

* V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $Vxf = |Xi|; \times \mathcal{E}f$;

*Vxr : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte.On pourra prendre en première approximation : $Vxr = |Xi|; \times \mathcal{E}r$;

* |Xi | : distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier;

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

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

*G : module de cisaillement d'élastomère ; G = 0.9 MPa pour les déformations lentes, et 2G = 1.8 MPa pour les efforts dynamiques (freinage, vent, force centrifuge) et G = 1.2 MPa pour les calculs sismiques.

* Tq : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

VI.2.4.1. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a \times b}{T} \qquad k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{AA}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 0.9 MPa cas statique et G=1.2 MPa dans le cas dynamique).

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.

E : le module de déformation instantanée du béton (fc28 = 27 MPa (E = 33 000 MPa).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur de pile.

Tableau VI.04 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Elément	Piles			Appareils d'appui			Appuis	
Appuis	h (m)	I (m^4)	K_{Pile} (MN/m)	n	$K_{AA,s}$ (MN/m)	$K_{AA,d}$ (MN/m)	$K_{App,s}$ (MN/m)	$K_{App,d}$ (MN/m)
PC01	**12.9**	39.42	1817.95	2	5.76	7.68	5.74	7.65
P01	**16.46**	39.42	875.11	4	18	24	17.64	23.36
P02	24.4	39.42	268.65	4	18	24	16.87	22.03
P03	42.86	39.42	49.57	4	18	24	13.20	16.17
P04	51.06	39.42	29.32	4	18	24	11.15	13.20
P05	77.4	39.42	8.42	4	18	24	5.73	6.23
P06	55.61	39.42	22.69	4	18	24	10.04	11.66
P07	31.55	39.42	124.27	4	18	24	15.72	20.12
P08	14.63	39.42	1246.29	4	18	24	17.74	23.55g
C02	/	infini	infini	2	5.76	7.68	5.76	7.68

NB : *la culé est supposé infiniment rigide, seuls les appareils d'appui se déforment.*

VI.2.4.2. Evaluation des déplacements horizontaux

Tableau VI.5 : Evaluation exacte des déplacements horizontaux.

Appuis	|Xi| (m)	$K_{app,d}$	$K_{app,d}/\Sigma Kd$	V_{xT} (m)	V_{xr} (m)	V_{xf} (m)	V_{xfr} (m)	V_x^* (mm)
C02	380	7.65	0.136	0.1618	0.076	0.095	0.00378	0.2356
P01	322	23.36	0.263	0.1371	0.0644	0.0805	0.00368	0.2005
P02	230	22.03	0.235	0.0979	0.0460	0.0575	0.00347	0.1434
P03	138	16.17	0.232	0.0587	0.0276	0.0345	0.00255	0.0861
P04	46	13.20	0.134	0.0196	0.0092	0.0115	0.00208	0.0289
P05	46	6.23	0.252	0.0196	0.0092	0.0115	0.00098	0.0287
P06	138	11.66	0.249	0.0587	0.0276	0.0345	0.00184	0.0860
P07	230	20.12	0.244	0.0979	0.0460	0.0575	0.00317	0.1433
P08	322	23.55g	0.128	0.1371	0.0644	0.0805	0.00371	0.2005
PC1	380	7.68	0.182	0.1618	0.0760	0.0950	0.00241	0.2362

V_x^* : deplacement sans l'effet sismique .

VI.2.5. Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337 -3

Conformément à la NF EN 1337-3, cinq types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VI.2.5.1. Stabilité au flambement

On doit vérifier : **γs×Pu≤Pc**

γs=3 : le coefficient de sécurité ;

- **Pu** : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

- **Pc = 4×G×B×S2 ×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= a×b/ 2×t×(a+b) :le facteur de forme

Tableau VI.6 : Vérification de la stabilité au flambement des appareils d'appui.

Dimension	Appui de intermédiaire	Appui de rive
S	12.5	10.00
d (m)	0.02	0.014
h (m)	0.160	0.07
B(m^2)	0.64	0.16
Pc (MN)	45	11.52
Pu (MN)	11.77	3.10
γs ×Pu	35.31	9.3
Observation	Vérifiée.	Vérifiée.

VI.2.5.2. Résistance à la compression

Cas de la pile

$$\sigma_m = \frac{N}{a.b}$$ N=11.7725 MN a=b=800mm

Donc σ_m =18.39 MPa≤ σadm=20MPa →**Vérifiée**

Cas de la culée

$$\sigma_m = \frac{N}{a.b}$$ N=3.97MN a=b=400mm

Donc σ_m =19.37 MPa≤ σadm=20MPa →**Vérifiée**

VI.2.5.3. Limitation de distorsion

On doit vérifier : $\delta = Vx / T < \delta c$

Cas de la pile Pc=45MN, Pu=11.77MN

Pour P = Pu/Pc= 0.262 MN>0.25 MPA ;donc il faut que : $\delta \leq 1.4(1-2P)$;

$1.4(1-2P)=0.67$

$\delta = 2.102 > 0.67$

→non Vérifiée

Cas de la culée Pc=11.52MN, Pu=3.10MN

P = Pu/Pc= 0.269 MN>0.25 MPA → $\delta \leq 1.4(1-2P)$

$1.4(1-2P)=0.65$

$\delta = 2.742 > 0.65$ →non Vérifiée

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la pile et la culé

VI.3. DES D'APPUIS

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser. de localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Ils sont soumis à une compression simple. Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

VI.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis et Ferraillage des dés d'appuis

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

Cas de lapile

$A = b + 200 \rightarrow A = 800 + 200 \rightarrow A = 1000$ mm;

$B = a + 200 \rightarrow B = 800 + 200 \rightarrow B = 1000$ mm;

$h \geq 2\ B0 / P0 \rightarrow h \geq 0,5$ m. On prend h = 0,5 m.

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

$A_e = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s}$: donc **A_e=0.25×11.77/434.78 →A_e=67.677cm^2→ Soit 22HA20**

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

A_h =(0.125×11.77)/434.78→A_h =33.83 cm^2 soit 22HA14

Frette supérieure : Ces armatures sont capables de reprendre 4% Rmax ;il s'agit d'armatures croisées. Placées à la face supérieure des dés d'appui .

As = $\frac{0.04 \times 11.77}{434.78}$→$A_s$=10.82cm^2 soit **10HA12**

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

As=$\frac{0.1 \times N}{\sigma s}$=$\frac{0.1 \times 11.77}{434.78}$=27.07 **cm^2 →soit 14HA16**

<u>Cas de la culée</u>

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

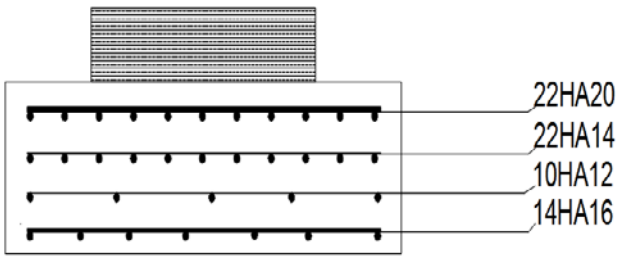
Dimensionnement des dés d'appuis : **(A × B × h) = (600×600×300) mm^3**

Armatures de chainage :**12HA14**

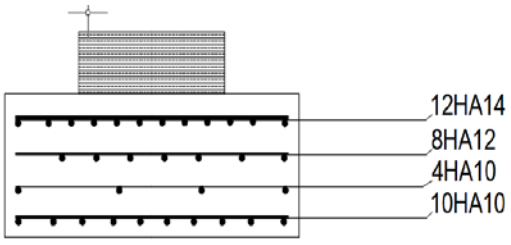
Armatures horizontale :**8HA12**

Frette supérieure :**4HA10**

Frette inférieure :**10HA10**



Ferraillage au niveau de la pile



Ferraillage au niveau de la culée

VI.4. CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théorique acquises pendant les trois années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), il constitue donc une meilleure occasion pour acquérir les déférentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et le passage vers des logiciels tridimensionnels en élément finis à partir de modélisations appropriées de génie civil.

Ce travail est une meilleure opportunité pour acquérir une certaine sens de la responsabilité qui va nous propulser dans la vie professionnelle, puisqu'il nous a permis d'approfondir nos connaissances par les nombreuses questions et problèmes aux quelles on a dû faire face durant ces derniers mois de préparation et de recherche

L'étude d'un pont met en évidence la maitrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux (RDM), la mécanique de milieux continus (MMC), la rhéologie des matériaux, les procèdes de précontrainte ainsi que le calcul numérique.

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de prouver en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les 3 années de formation.

BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

[1] Aude PETEL, Gilles LACOSTE, Jean-Michel LACOMBE, *Projet de pont partie 2/3 pont en encorbellement*, Ecole Spéciale des Travaux Publics, ESTP option T.P.3/R.O, août 2012.

[2] Aurelio Muttoni, *Conception et dimensionnement de la précontrainte*, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.

[3] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.

[4] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.

[5] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.

[6] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.

[7] Document SETRA, *Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3*, SETRA ,1999.

[8] Document SETRA, *Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton*, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), *2007.*

[9] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.

[10] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.

[11] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.

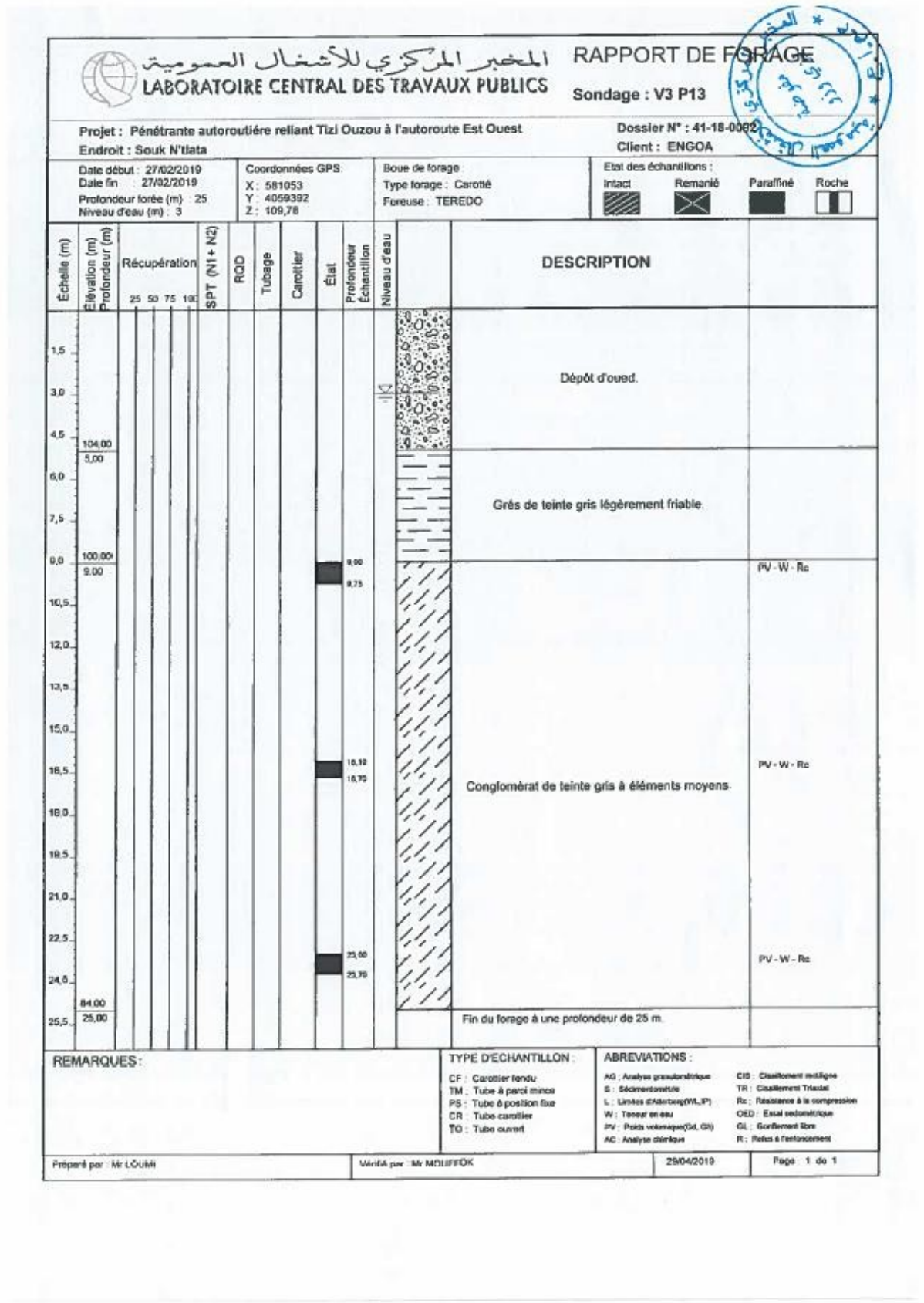
[12] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.

[13] RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.

ANNXE A

RESULTAS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un sondage carotté



المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE
Sondage : V3 P13

Projet : Pénétrante autoroutière reliant Tizi Ouzou à l'autoroute Est Ouest
Endroit : Souk N'tlata
Dossier N° : 41-18-0082
Client : ENGOA

Date début : 27/02/2019
Date fin : 27/02/2019
Profondeur forée (m) : 25
Niveau d'eau (m) : 3

Coordonnées GPS:
X : 581053
Y : 4059392
Z : 109,78

Boue de forage
Type forage : Carotté
Foreuse : TEREDO

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1,5										Dépôt d'oued.
3,0										
4,5	104,00									
	5,00									Grès de teinte gris légèrement friable.
6,0										
7,5										
9,0	100,00							9,00		
	9,00							9,75		PV - W - Rc
10,5										
12,0										
13,5										
15,0										
16,5								16,10		PV - W - Rc
								16,70		Conglomérat de teinte gris à éléments moyens.
18,0										
19,5										
21,0										
22,5								23,00		PV - W - Rc
24,0								23,70		
	84,00									
25,5	25,00									Fin du forage à une profondeur de 25 m.

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Relus à l'enfoncement

Préparé par : Mr LOUMI | Vérifié par : Mr MOUFFOK | 28/04/2019 | Page 1 de 1

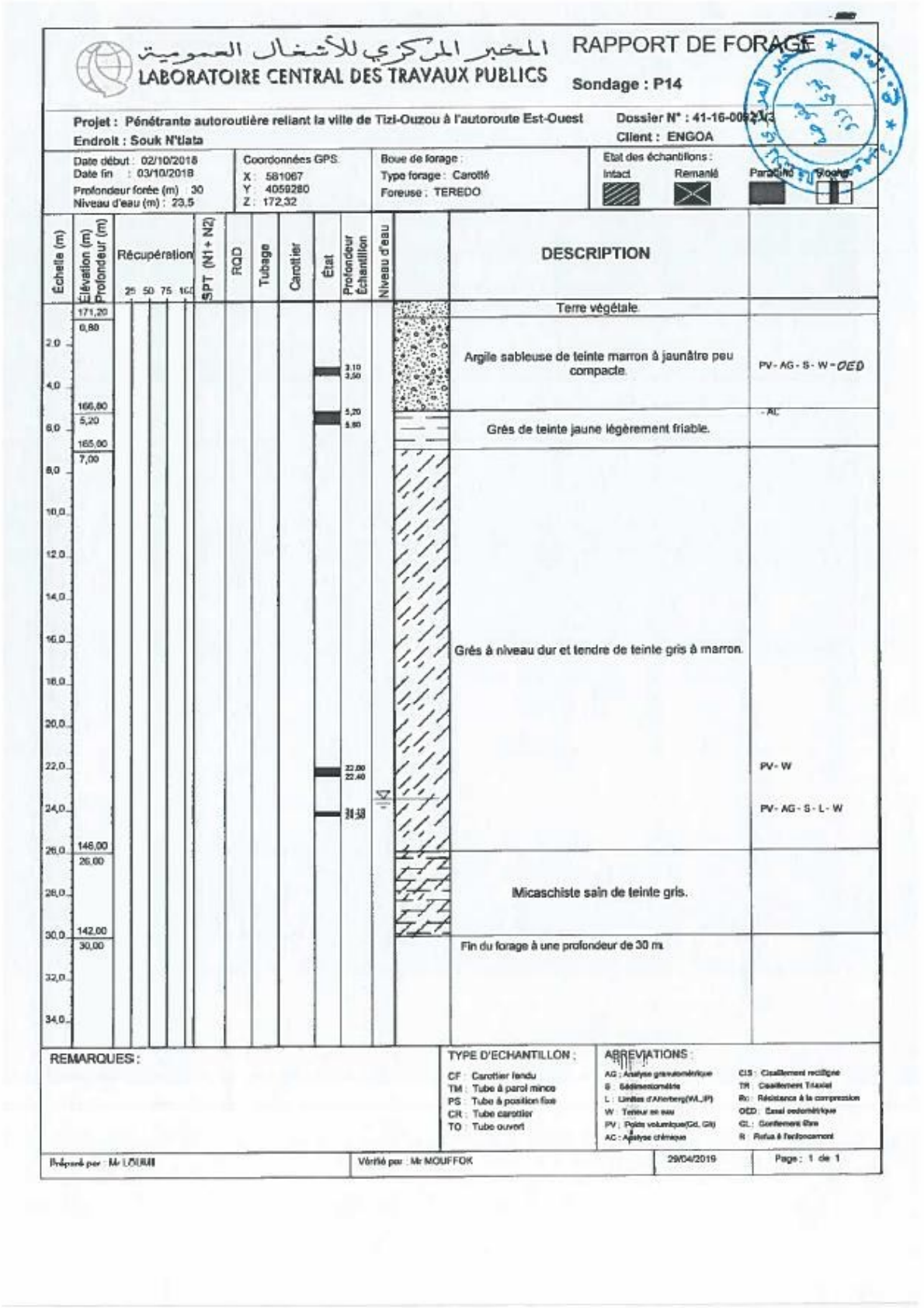


Figure A.1 : Sondage carotté P 13.

Exemple d'un essai pressiométrique

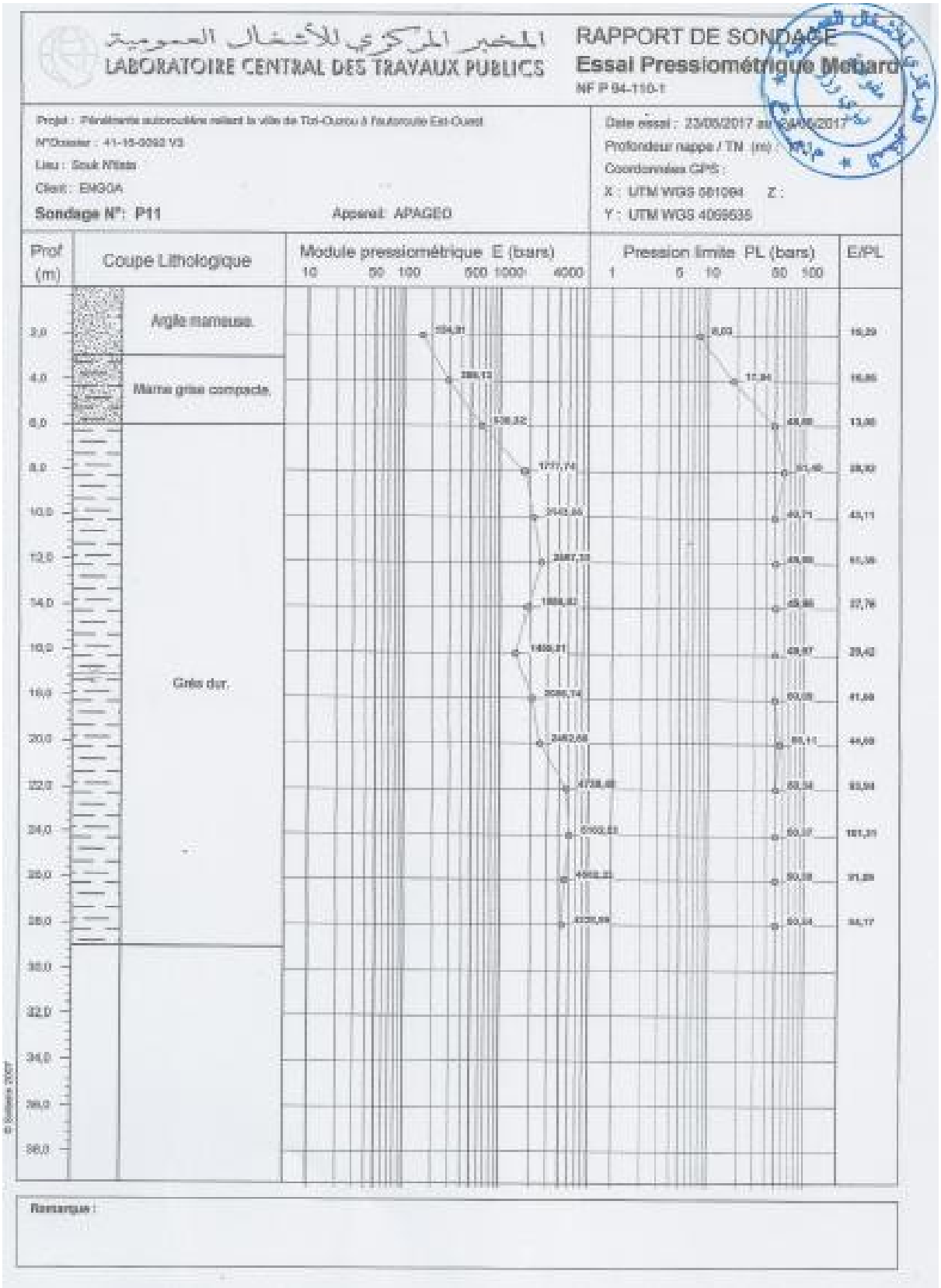


Figure A.2 : Essai pressiométrique Menard (SCP-11) .

ANNXE B

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction

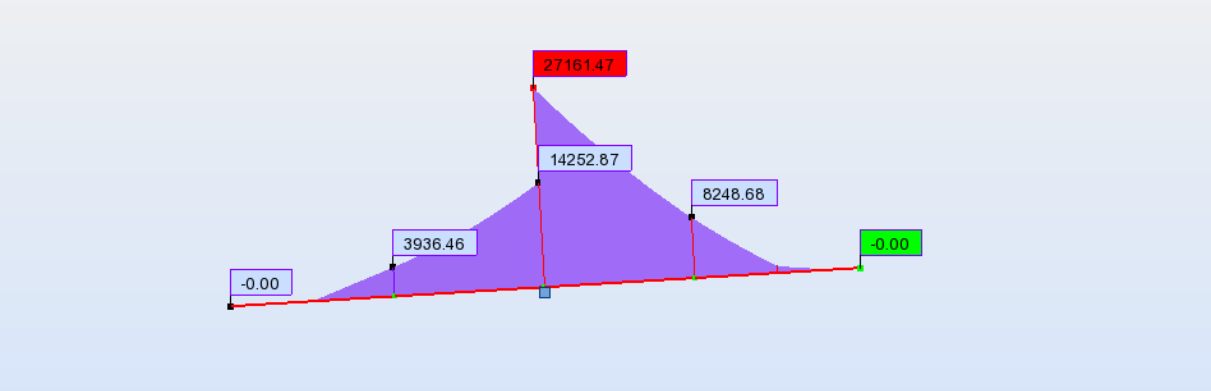


Figure B.1 : Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison (A1).

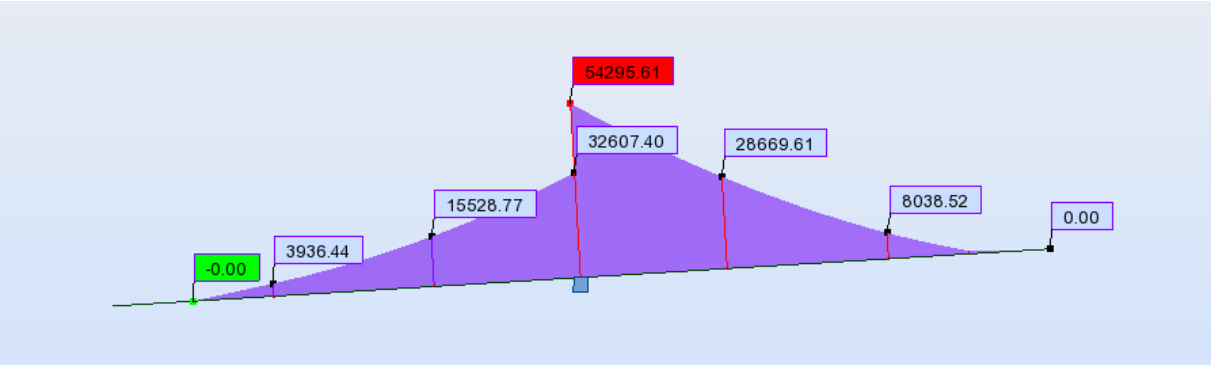


Figure B.2 : Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison (A1).

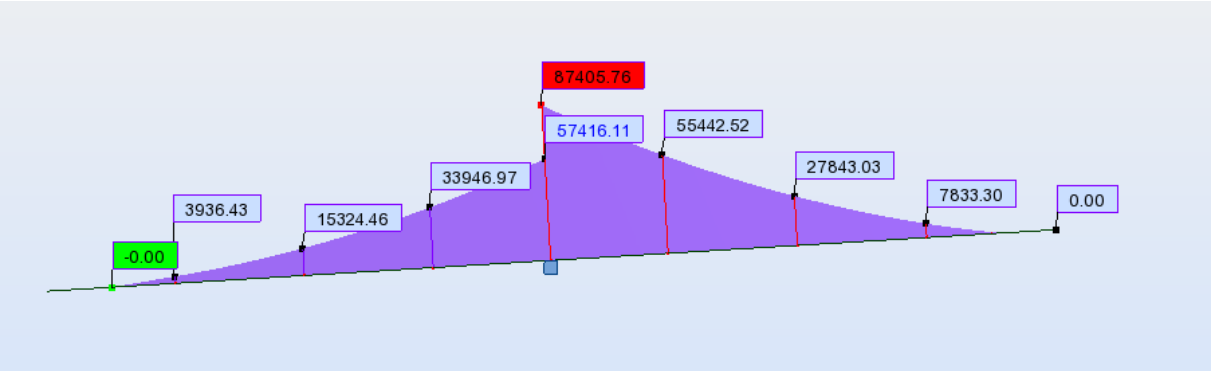


Figure B.3 : Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison (A1).

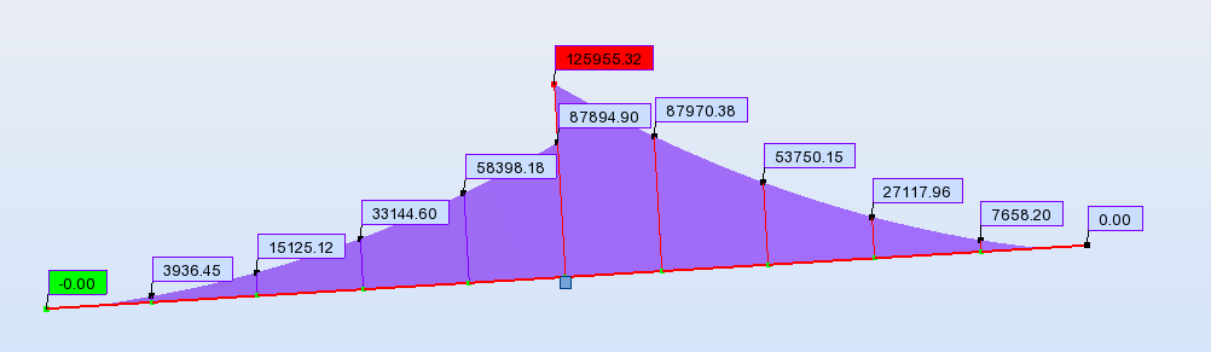


Figure B.4 : Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison (A1).

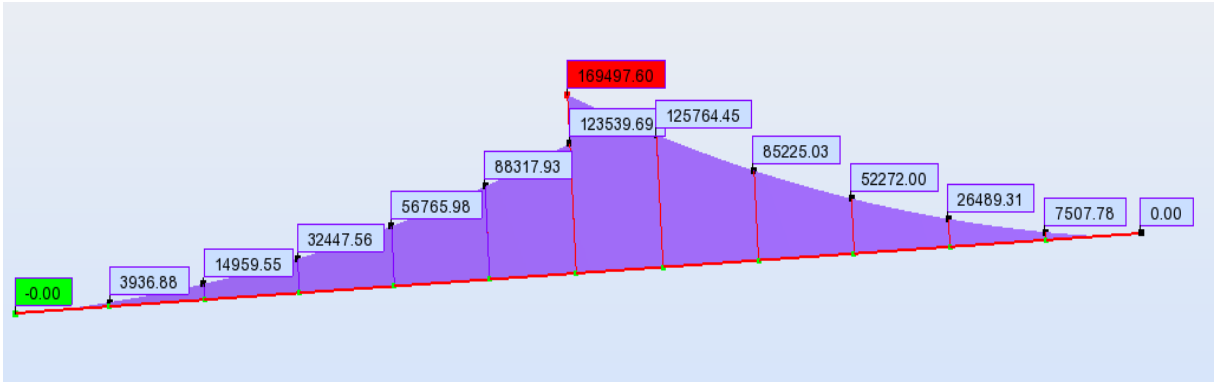


Figure B.5 : Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison (A1).

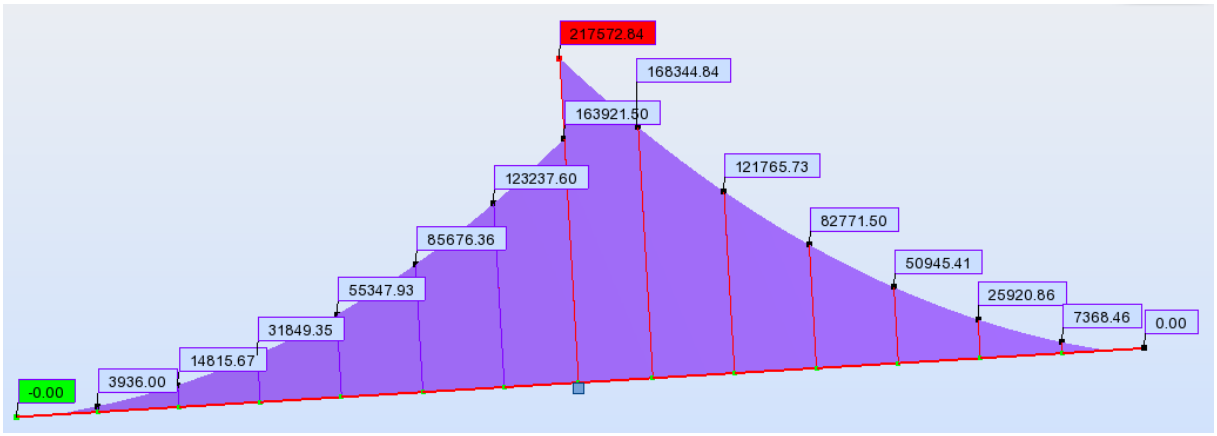


Figure B.6 : Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison (A1).

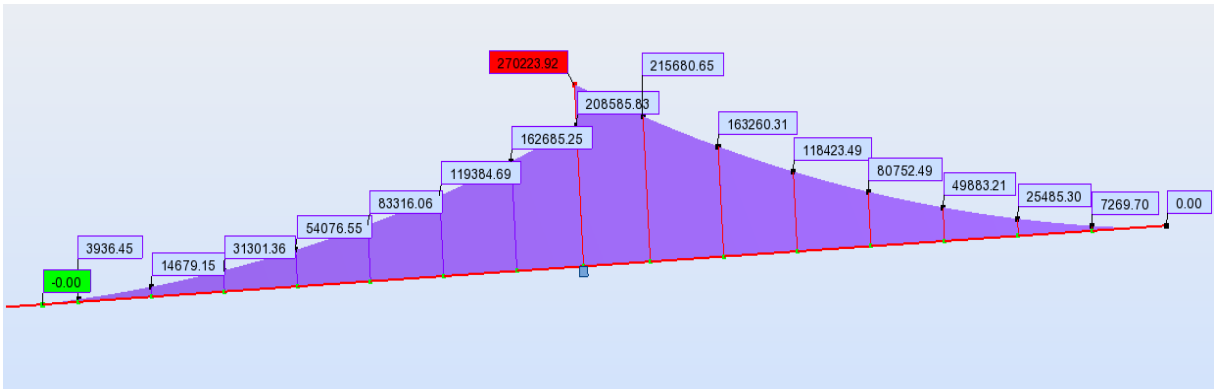


Figure B.7 : Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison (A1).

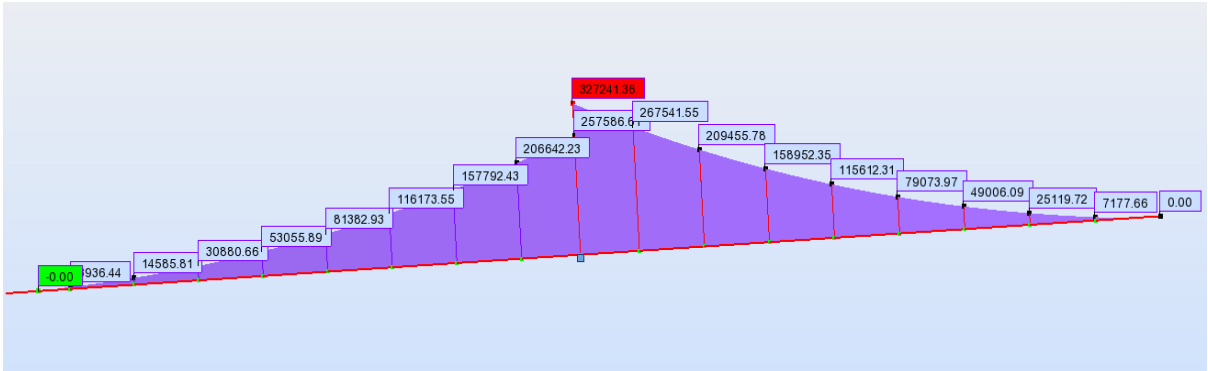


Figure B.8 : Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison (A1).

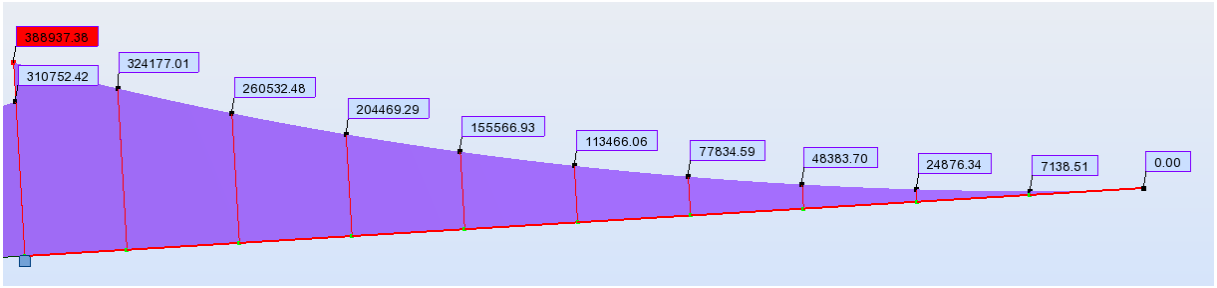


Figure B.9 : Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison (A1).

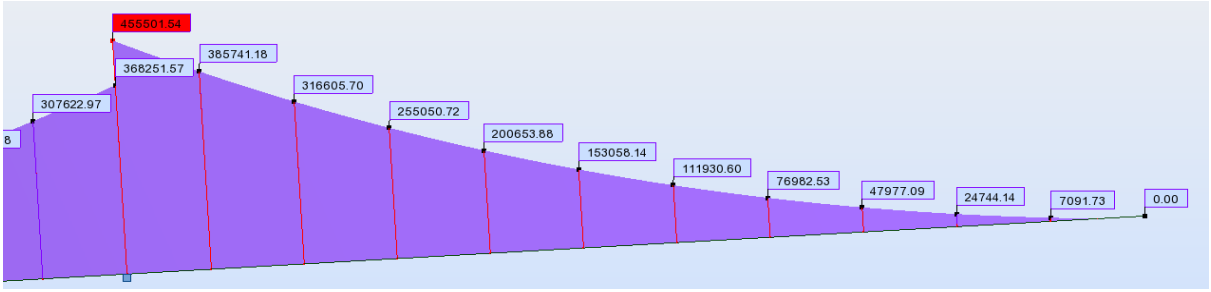


Figure B.10 : Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous combinaison (A1).

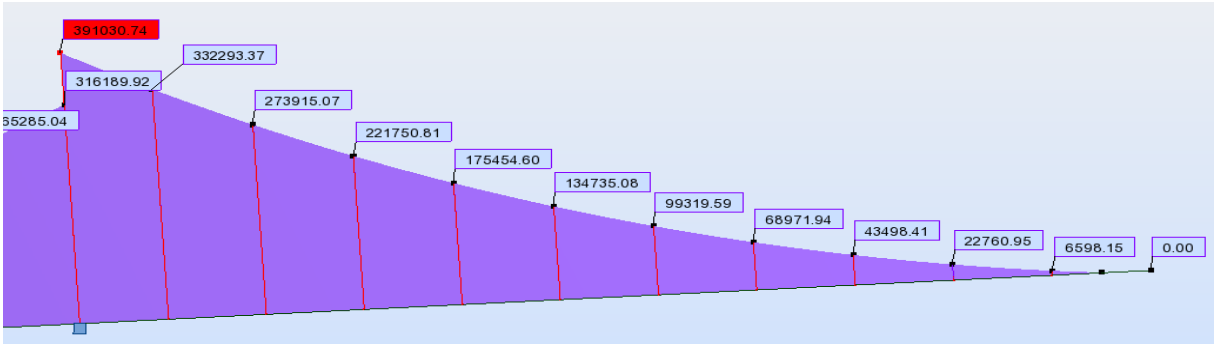


Figure B.11 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (A2).

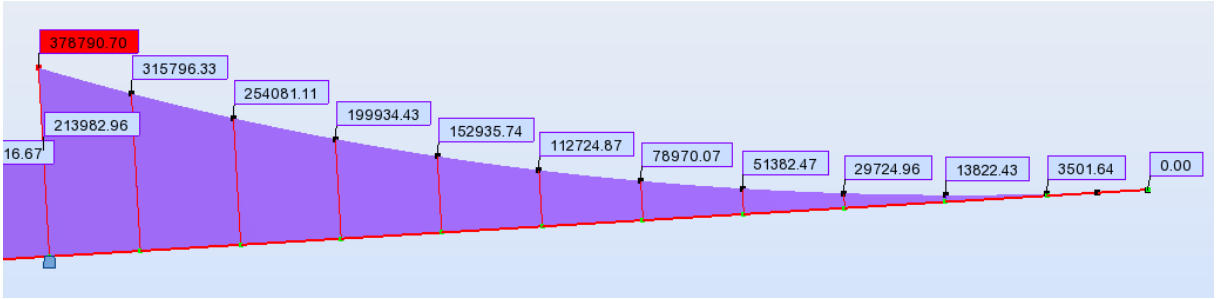


Figure B.12 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (B1).

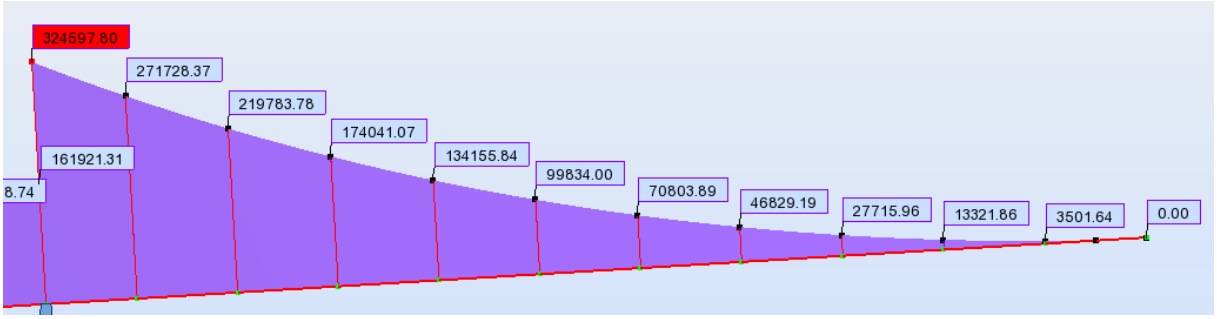


Figure B.13 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (B2).

Diagrammes des efforts internes longitudinaux (Partie Voussoir)

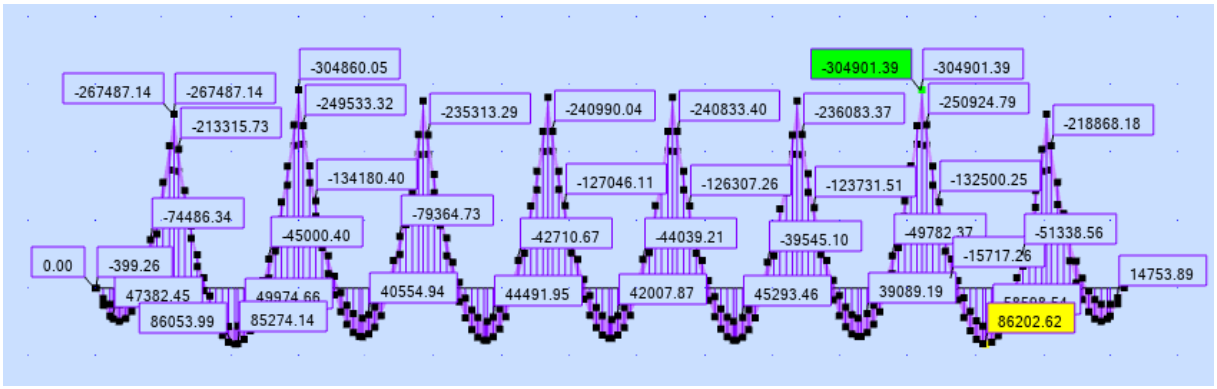


Figure B.14 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

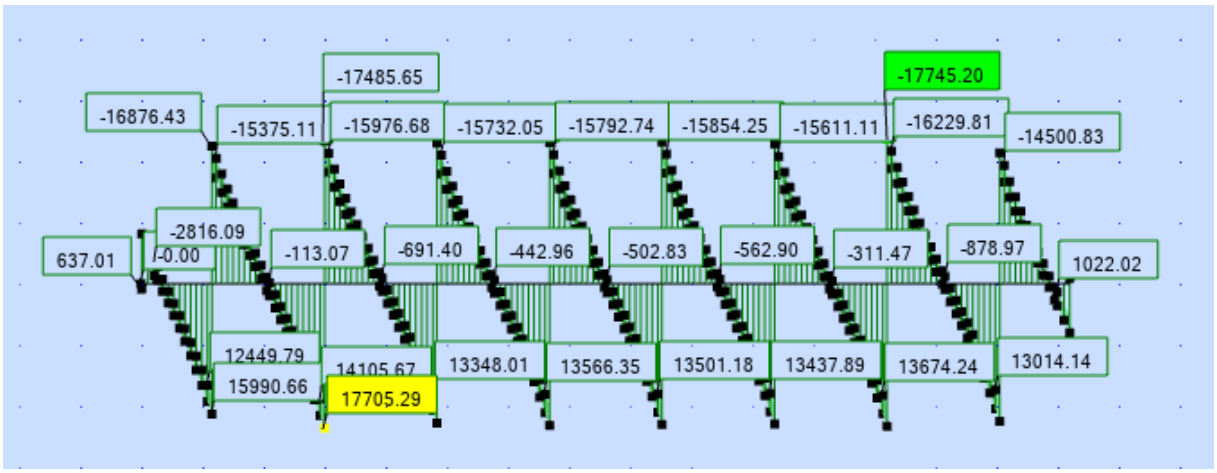


Figure B.15 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

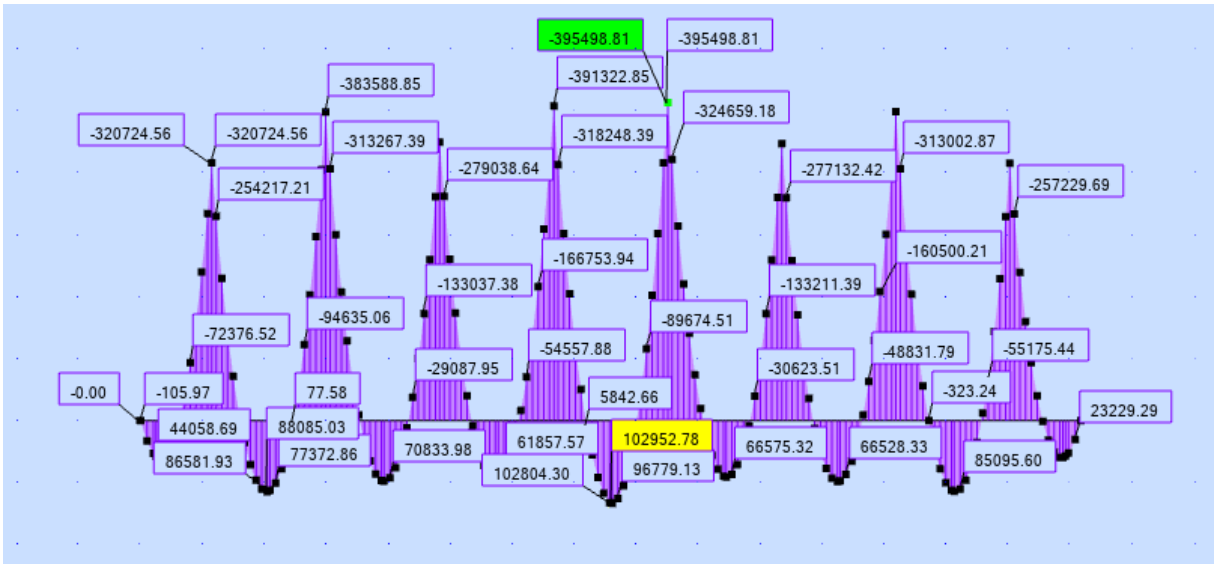


Figure B.16 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

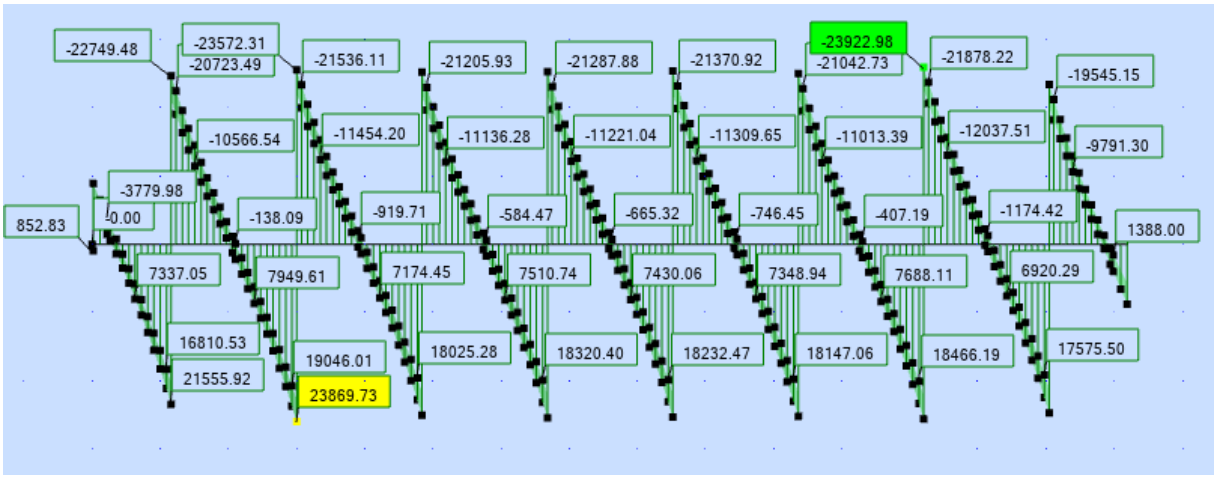


Figure B.17 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

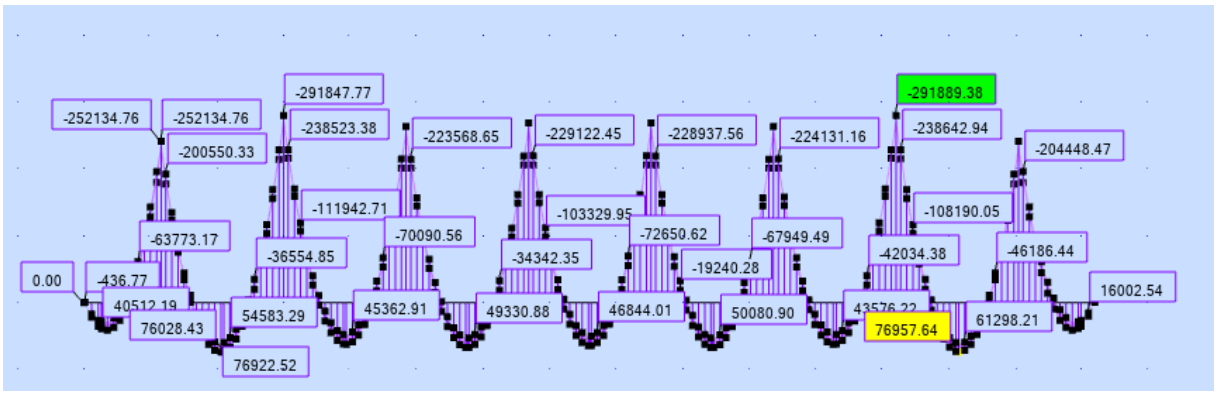


Figure B.18 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt

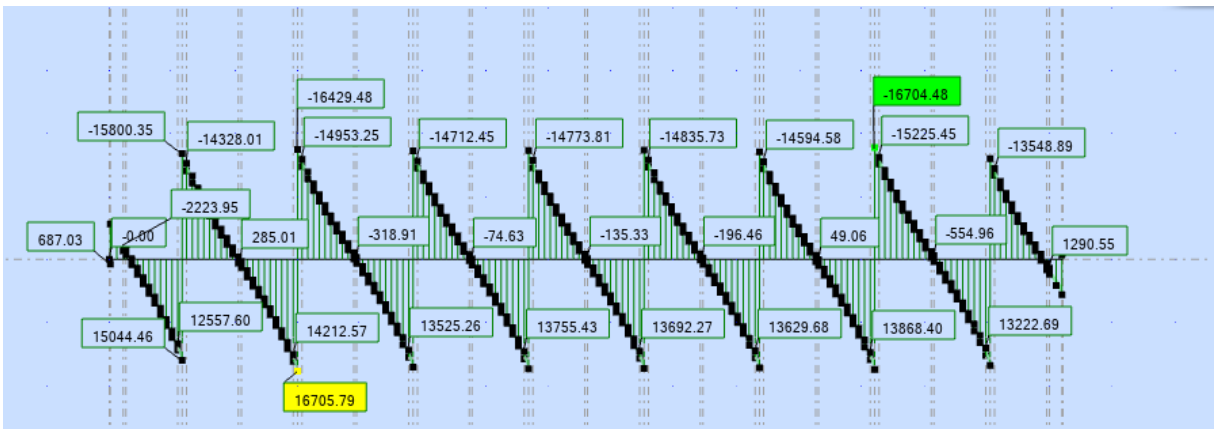


Figure B.19 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt

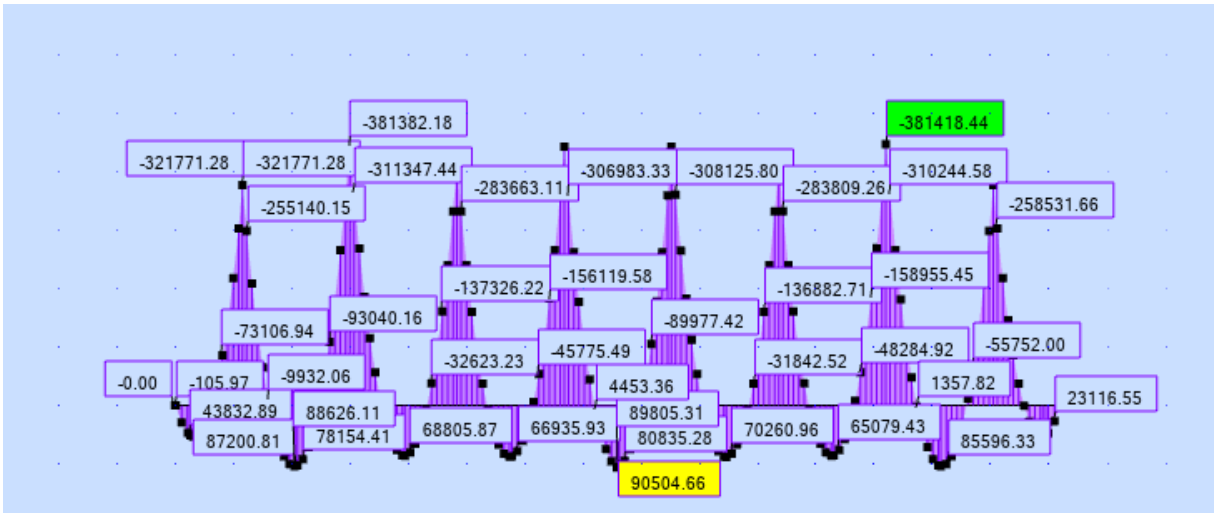


Figure B.20 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt

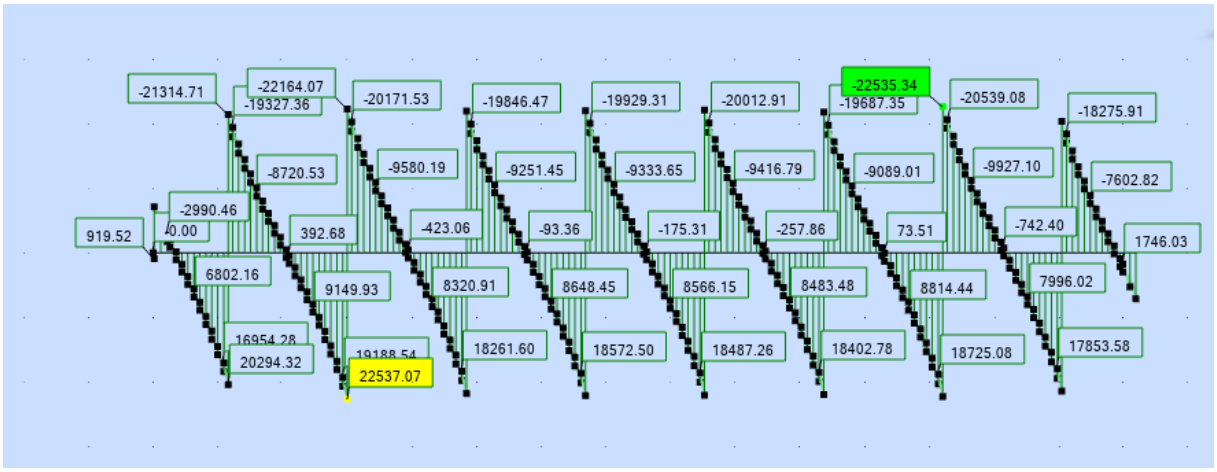


Figure B.21 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt

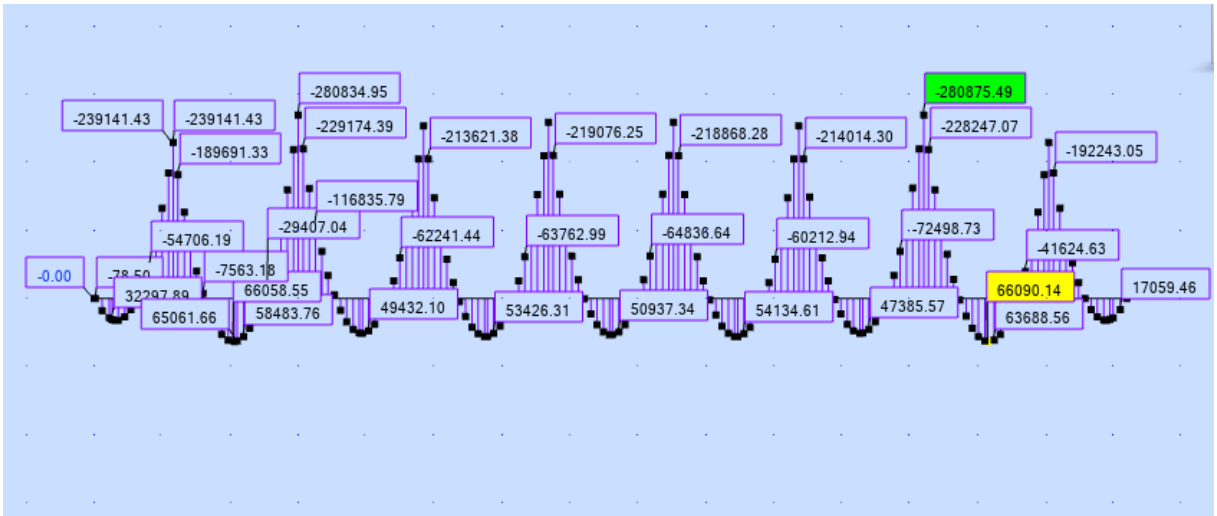


Figure B.22 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120

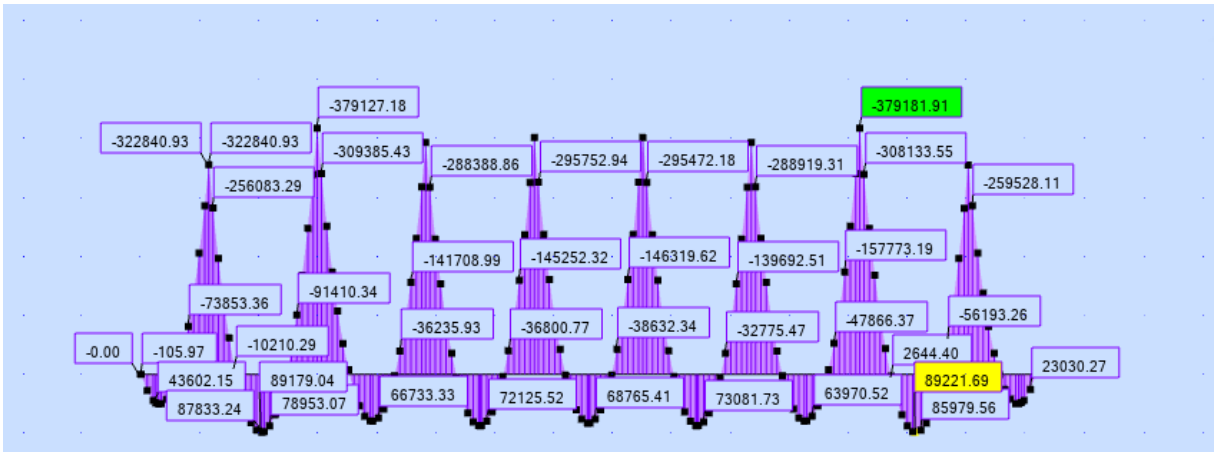


Figure B.23 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

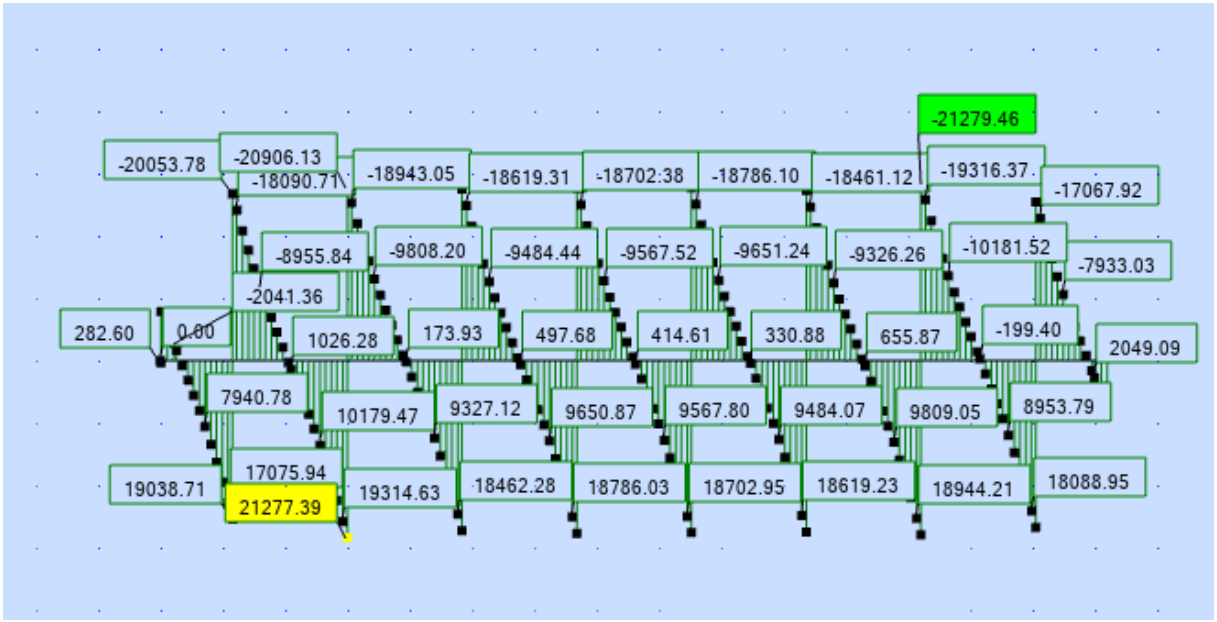


Figure B.24 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

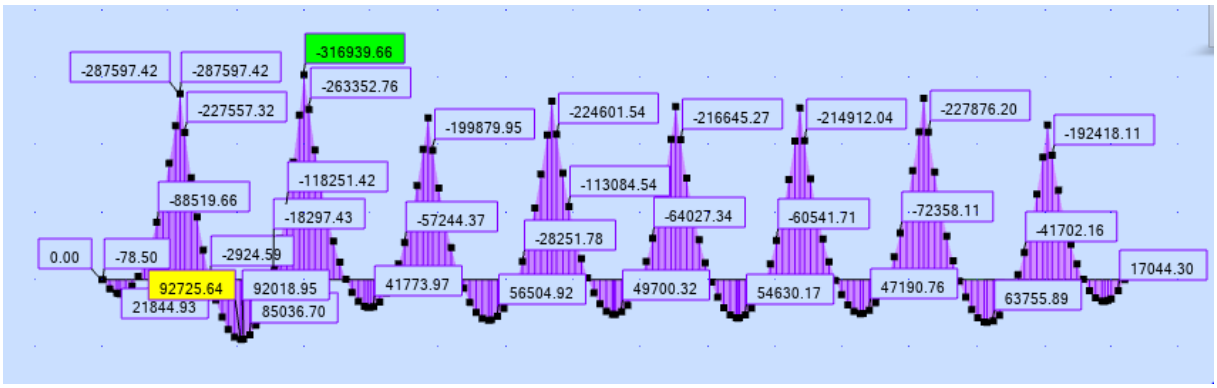


Figure B.25 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

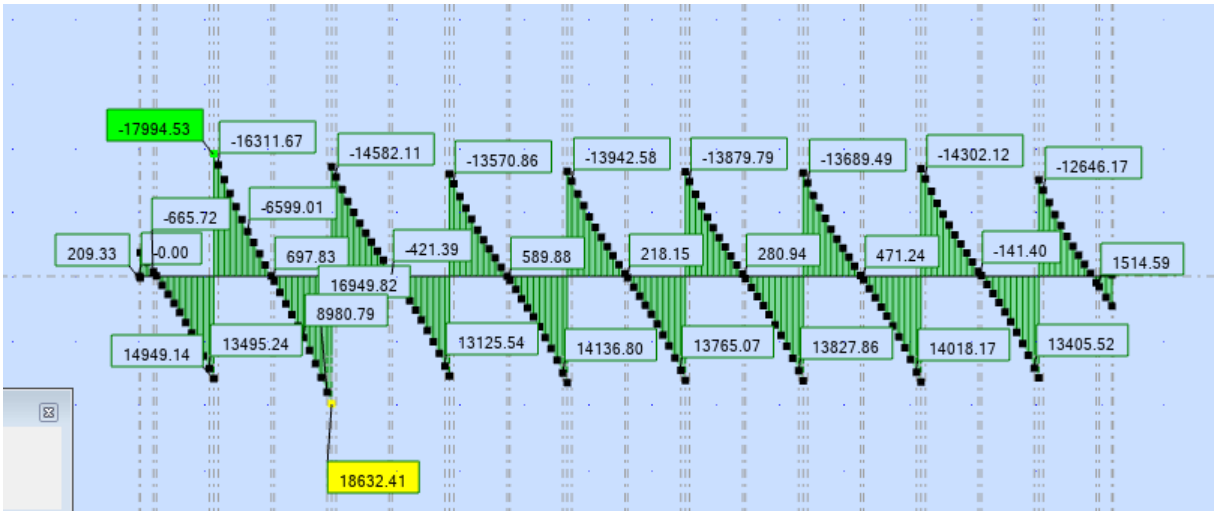


Figure B.26 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

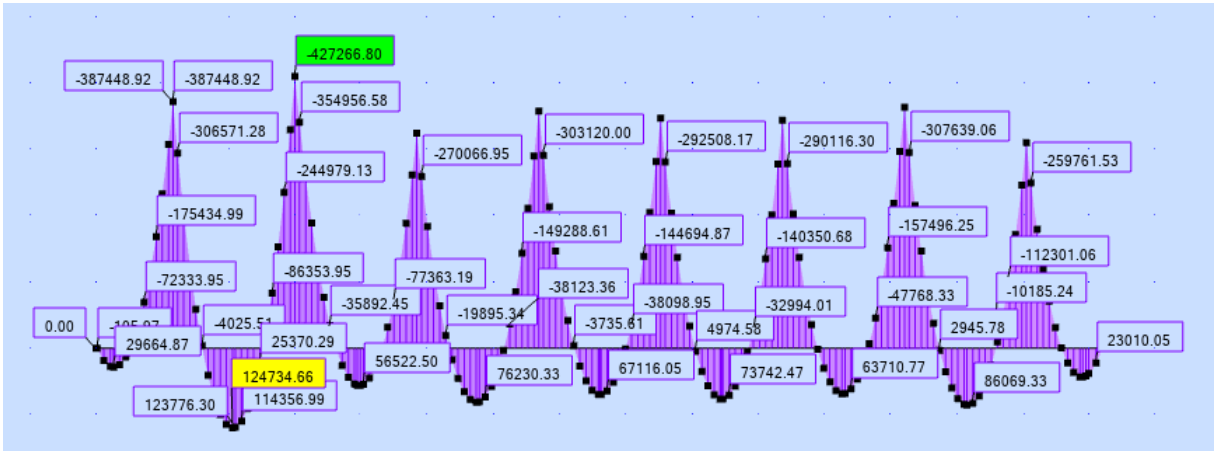


Figure B.27 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

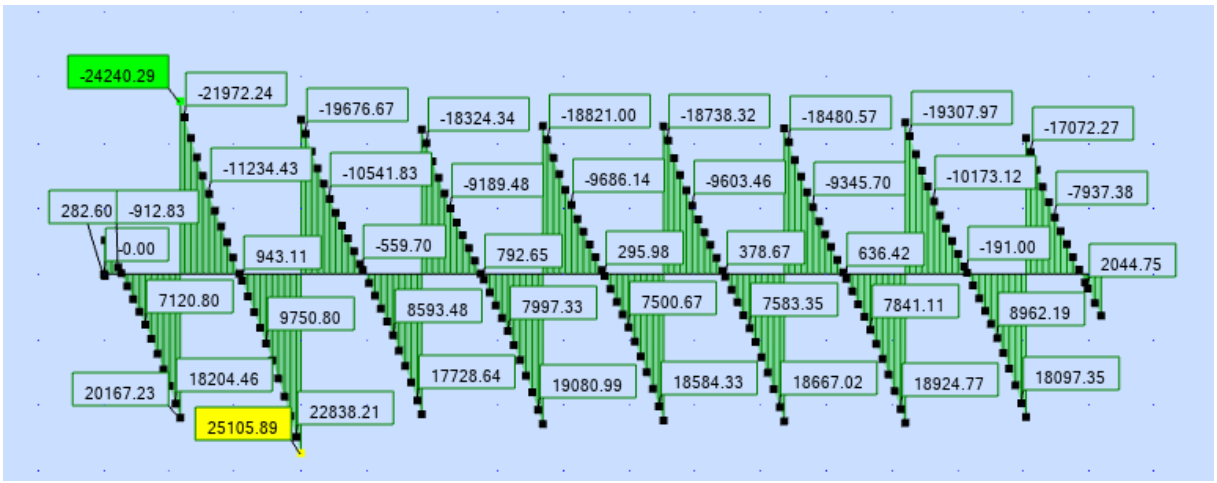


Figure B.28 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

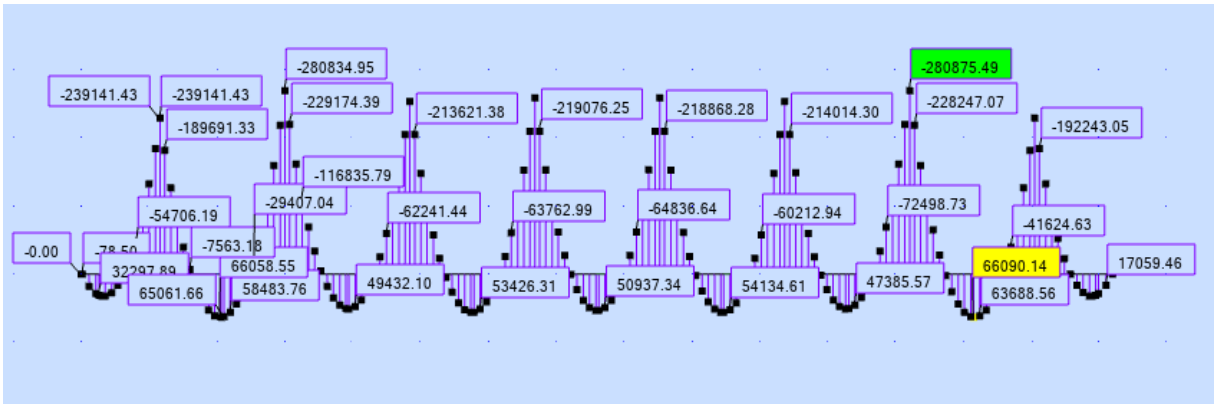


Figure B.29 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

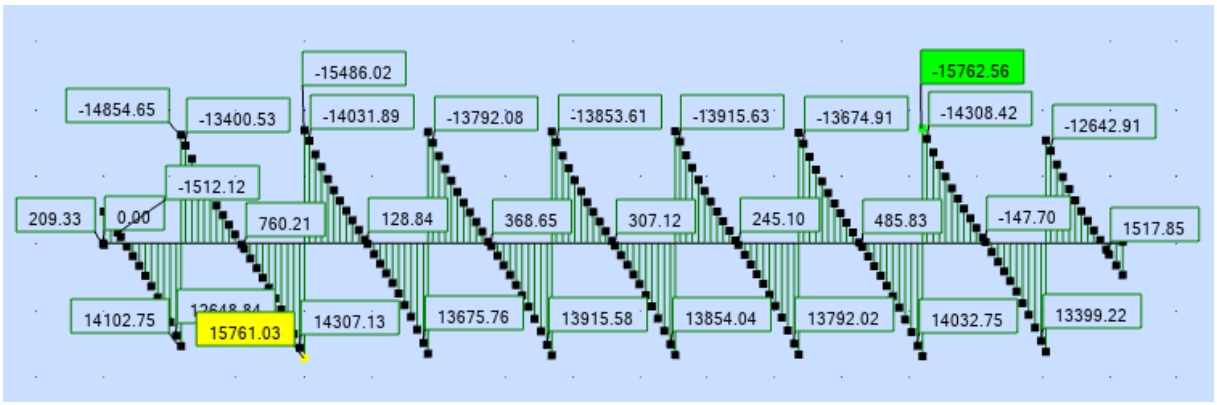


Figure B.30 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

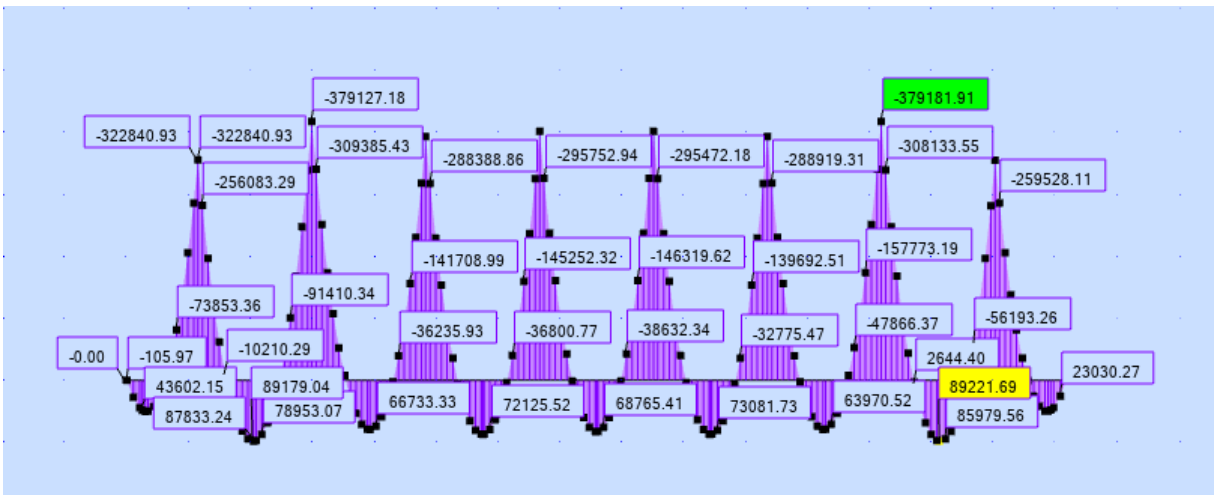


Figure B.31 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

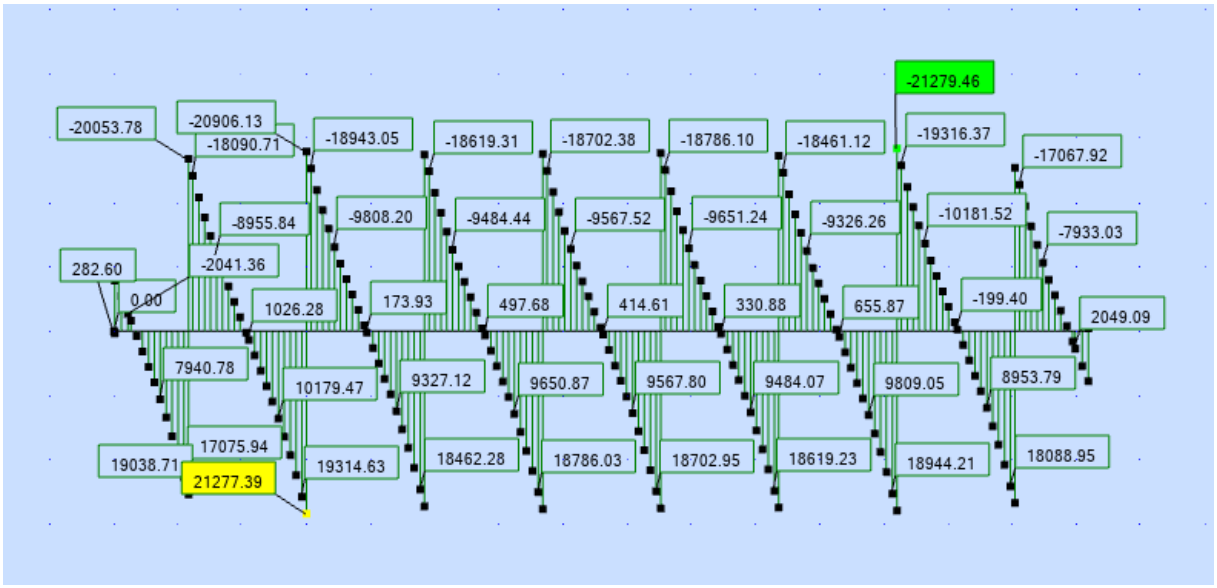


Figure B.32 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

Diagrammes des efforts internes transversaux de VSP

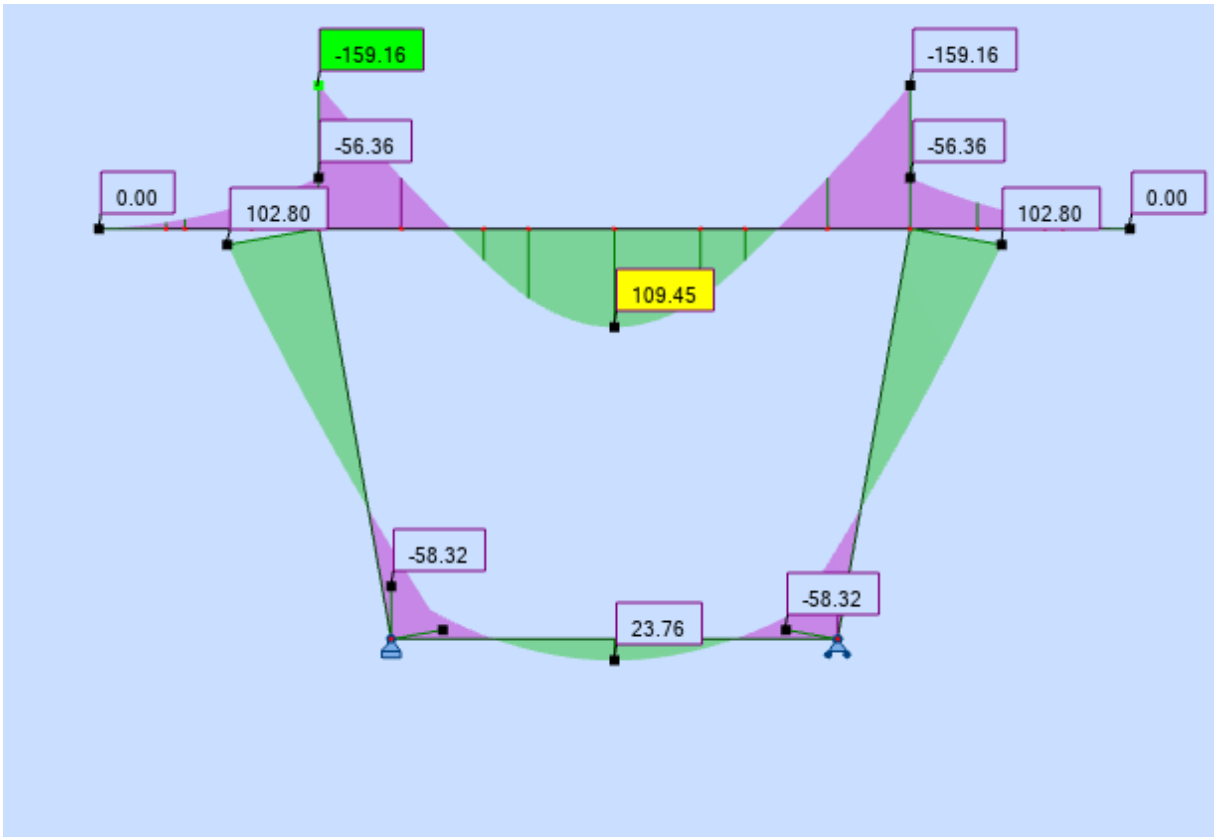


Figure B.33 : Diagramme des moments sous la combinaison G+D240

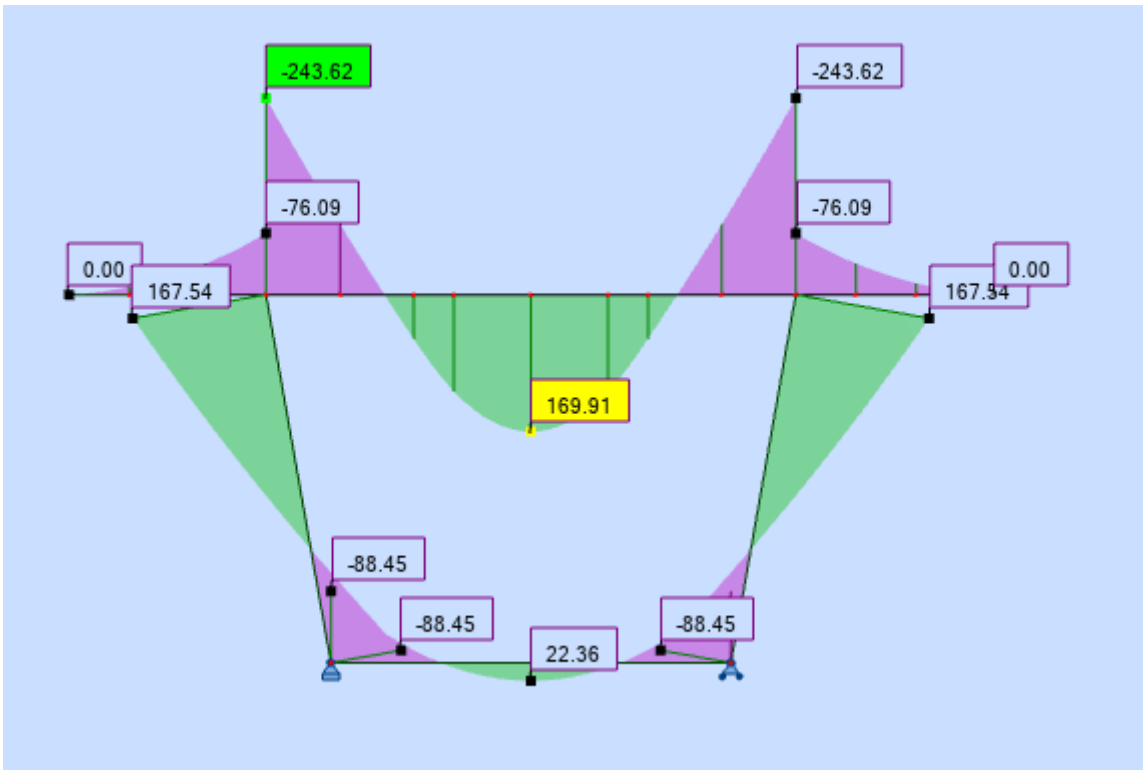


Figure B.34 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.35D240

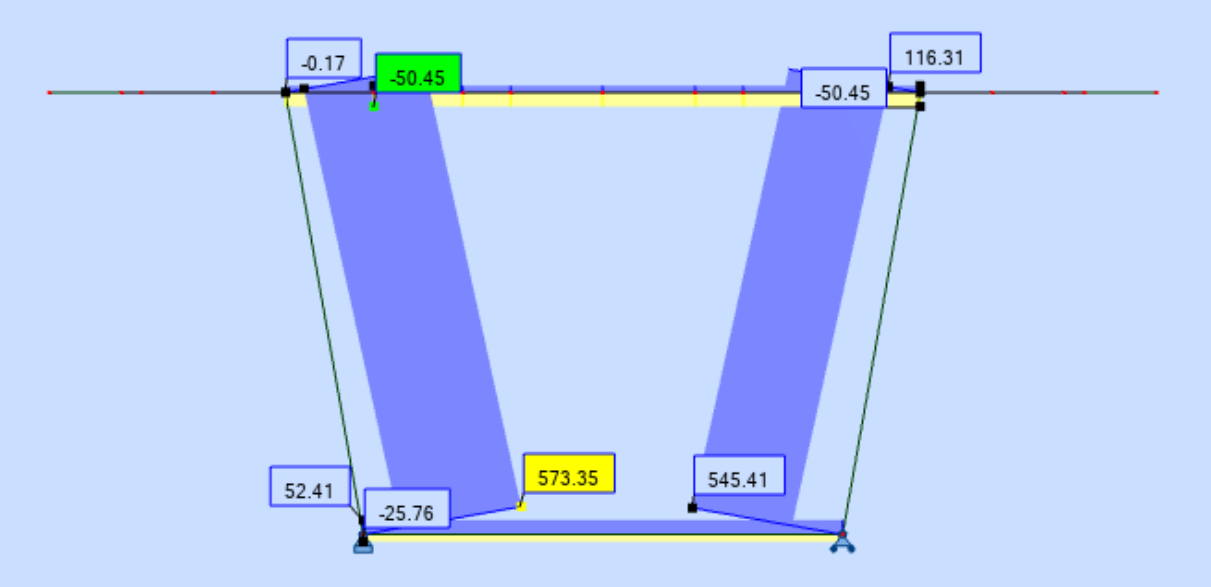


Figure B.35 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison G+1.2Bt2.

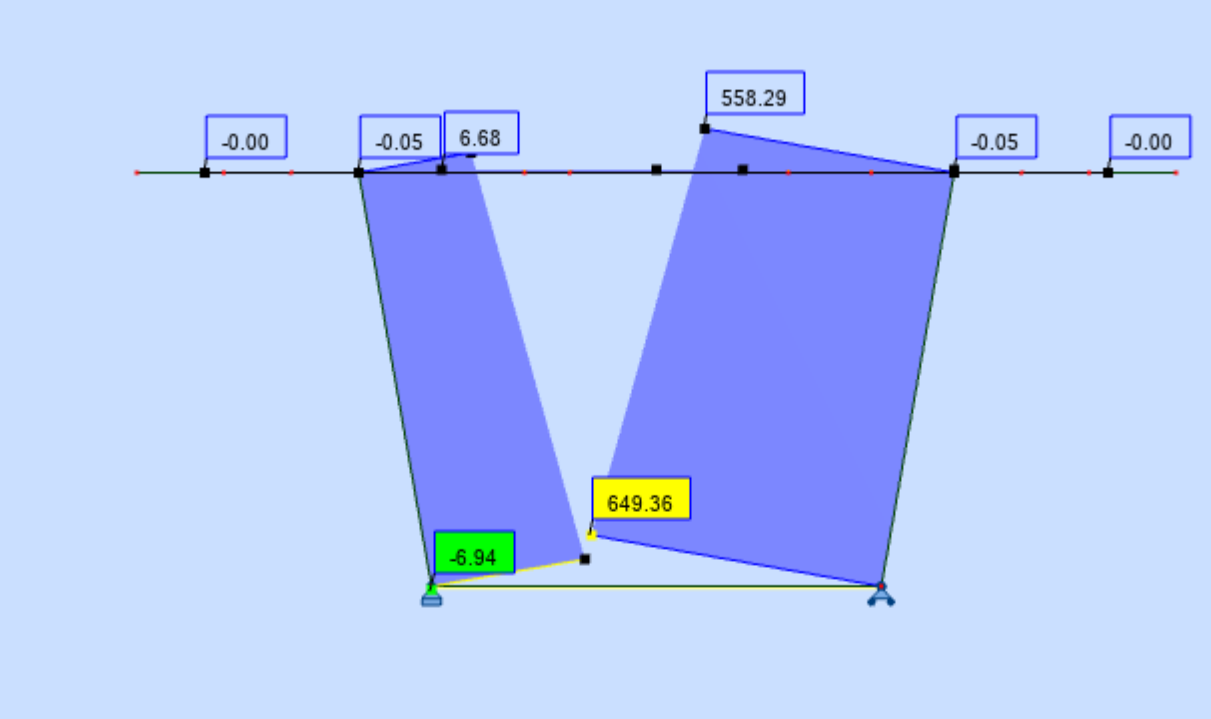


Figure B.36: Diagramme des efforts normales sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

Diagrammes des efforts internes transversaux de VC

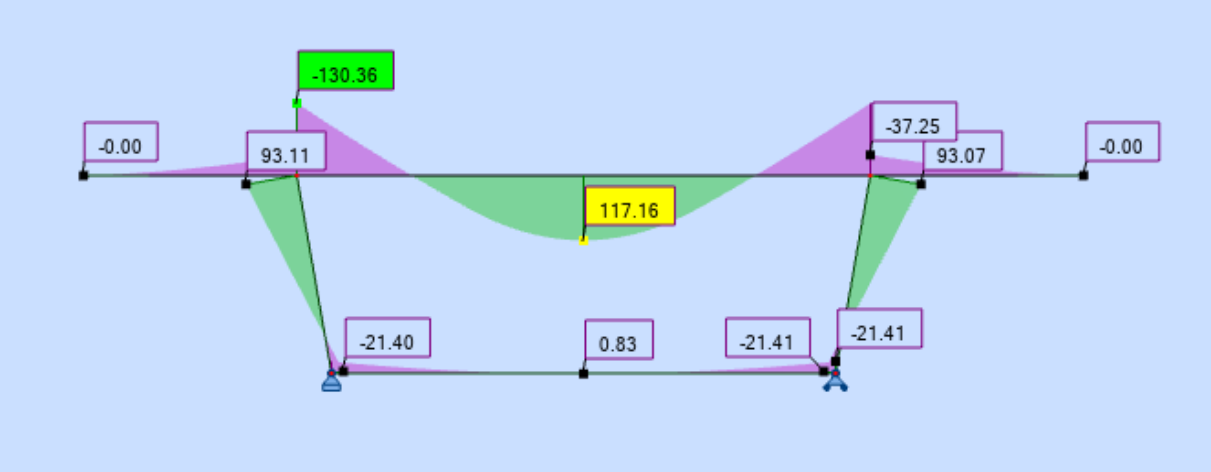


Figure B.37 : Diagramme des moments sous la combinaison G+D240.

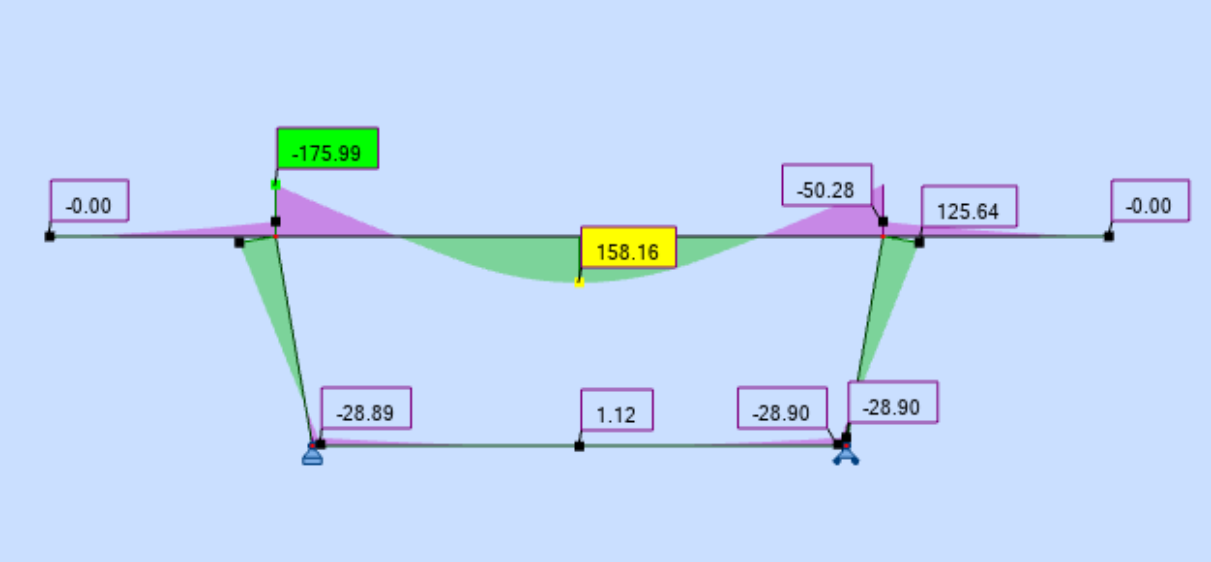


Figure B.38 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

ANNXE C

TABLEAUX DE CALCUL

ANNXE D

FERRAILLAGE

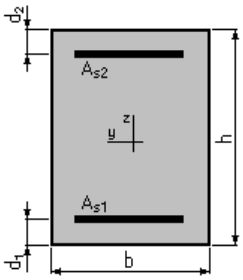
Ferraillage de VSP
Hourdis supérieur (Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 46,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-405,72
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 46,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 1,13 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -405,72 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,9 (cm)
Bras de levier: Z = 35,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

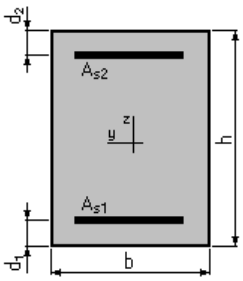
Ferraillage de VSP
Hourdis supérieur nappe inf (Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-259,49
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 28,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,70 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -259,49 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,9 (cm)
Bras de levier: Z = 17.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

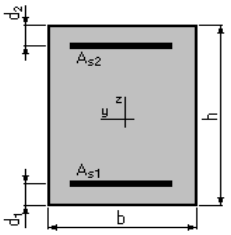
Ferraillage de VSP
Nappe externe de l'âme (Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	573, 35	349,38

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 25,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,56 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 573,35 (kN) M = 349,38 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,3 (cm)
Bras de levier: Z = 38,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

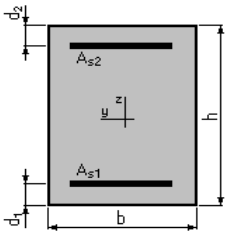
Ferraillage de VSP
Nappe interne de l'âme (Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	573,35	230,98

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 12,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,27 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 573,35 (kN) M = 230,98 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,1 (cm)
Bras de levier: Z = 39,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

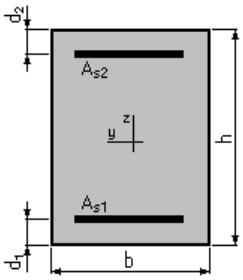
Ferraillage de VC
Hourdis supérieur (Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 46,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-357,54
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 36,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,81 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -357,54 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,4 (cm)
Bras de levier: Z = 39,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

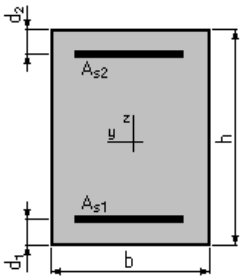
Ferraillage de VC
Hourdis supérieur napp inf (Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	298,75	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 30,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,67 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 298,75 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = (cm)
Bras de levier: Z = 17,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

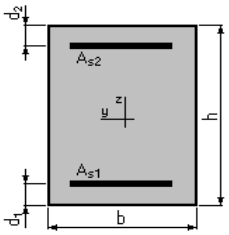
Ferraillage de VC
Nappe externe de l'âme (Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	461,21	-306,18

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 29,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,9 (cm2)
théorique ρ = 0,77 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 461,21 (kN) M = -306,18 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,2 (cm)
Bras de levier: Z = 32,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

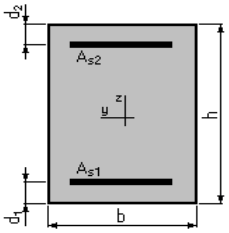
Ferraillage de VC
Nappe interne de l'âme (Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	461,21	-80,76

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,9 (cm2)
théorique ρ = 0,13 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 461,21 (kN) M = -80,76 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,34
Position de l'axe neutre: y = 19,3 (cm)
Bras de levier: Z = 31,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 45,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

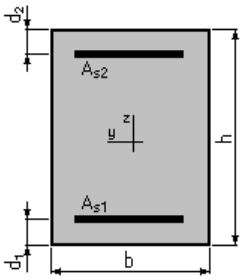
Ferraillage de VC
Hourdis inférieur (Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-72,04
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,52 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -72,04 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,1 (cm)
Bras de levier: Z = 22,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa