



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC <5.9>  
SUR LA LAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE  
PORT DE GHAZAOUET A L'AUTOROUTE  
EST-OUEST**

Présenté par :

**TERBECHE Mohammed**

Encadré par :

**Mr. SEKKAK Mostefa**

**Mme. MESSAOUDI Akila**

## 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.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon cher encadreur **Mr SEKKAK Mostefa** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon Co-encadreur **Mme MESSAOUDI Akila**, qui m'a enseigné et qui, par sa compétence, m'a largement aidé pour mes études.

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

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A la femme qui m'a porté toute ma vie et m'a enveloppé de gentillesse. Mère **TALEB NACERA**, je t'exprime mon profond amour.

A mon père **TERBECHE NASREDDINE** que je lui exprime mon profond respect et j'espère que j'ai été à la hauteur. Ma joie est que tu sois fier de moi.

A mon cher frère **TERBECHE YUCEF** et ma chère sœur **TERBECHE DOUAA** qui m'avaient toujours soutenu durant ces années d'études.

A tous mes amis spécialement **RAFIK ,RIAD,BENAMAR**

A tous mes amis de l'ENSTP spécialement **YOUNES, WAIL ABDELHAK, HAMID , OMAR ,FARID,OUSSAMA**

A tous ceux qui éprouvent un sentiment d'amitié et fraternité envers moi.

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.

**TERBECHE MOHAMMED**

## ملخص :

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 5+732 والنقطة الكيلومترية 6+132 بطول 401.2 متر، من خط الطريق السيار الذي يربط بين ميناء الغزوات والطريق السيار شرق غرب في ولاية تلمسان، هذا العمل من جزئين رئيسيين.

الأول يصف موقع المشروع وبياناته المختلفة وتصميم المتغيرات، سيتم اختيار الأكثر فائدة. الجزء الثاني يتكون من دراسة العناصر التي يتكون منها الهيكل. هذه الدراسة تتعلق بالبنية الفوقية والبنية التحتية من خلال تقييم الأحمال والأحمال الزائدة، وحساب الإجهاد المسبق، والدراسة الزلزالية.

**الكلمات المفتاحية :** جسر، الخرسانة سابقة الإجهاد، انزكاش انسطية، انزكاش انظرية، الإجهاد انبكدي، دراسة سنشانة، انبنة انتحتية.

## Résumé :

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 5+732 et le PK 6+132 d'une longueur de 401.7 mètres, de la pénétrante autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute Est-Ouest à Willaya de Tlemcen.

Ce travail comporte deux parties principales.

La première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes, la plus avantageuse sera retenue.

La deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage. Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique.

**Mots clés :** Viaduc, poutre VIPP, pile, culée, post-tension, étude sismique, infrastructure.

## Abstract:

The purpose of this work is to design and study a bridge located between PK 5+732 and PK 6+132 with a length of 401.7 m, of the motorway penetrating the port of GHAZAOUET to the East-West highway in the wilaya of Tlemcen, we started with the first part that provides the site characteristics with quick and accurate results to evaluate different design alternatives even before the study is started. The chosen alternative has to be technically and environmentally advantageous and represents the best in all conditions.

The second part is to study the structure and the foundation in details for the chosen variante. We first start by the theoretical study of the deck, subsequently by using a software by going through a lot of steps (loading, static analysis, prestressed concrete evaluation, bearings, seismic analysis...).

**Keywords :** Bridge, pre-stressed beams, piers, post-tension, earthquake analysis, infrastructure.



# SOMMAIRE

|                                                                                                      |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| INTRODUCTION GENERALE :.....                                                                         | 1  |
| <b>CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS ET PRESENTATION DU PROJET</b>                              |    |
| I-1 INTRODUCTION :.....                                                                              | 3  |
| I-2 CLASSIFICATION DES PONTS : .....                                                                 | 3  |
| I-2.1 Classification selon la voie portée :.....                                                     | 3  |
| I-2.2. Classification selon la structure :.....                                                      | 3  |
| I-3 PRESENTATION DU PROJET: .....                                                                    | 6  |
| I-3.1 Objectif du projet : .....                                                                     | 6  |
| I-3.2 Situation du projet : .....                                                                    | 6  |
| I-3.3 Obstacle à franchir :.....                                                                     | 6  |
| I-3.4 Caractéristiques de l'ouvrage : .....                                                          | 6  |
| I-4 DONNEES DE PROJET :.....                                                                         | 6  |
| I-4.1 Données fonctionnelles : .....                                                                 | 6  |
| I-4.2 Données naturelles: .....                                                                      | 8  |
| I-5 CONCLUSION : .....                                                                               | 10 |
| <b>CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE</b>                                                             |    |
| II-1 INTRODUCTION :.....                                                                             | 12 |
| II-2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :.....                                                                  | 12 |
| II-3 CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :.....                                                       | 12 |
| II-4 Paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage : .....                                 | 12 |
| II-5 VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutre métallique à entretoise) .....                              | 12 |
| II-5.1 Présentation générale de la variante:.....                                                    | 12 |
| II-5.2 Avantages et inconvénients:.....                                                              | 13 |
| II-5.3 Implantation des appuis :.....                                                                | 13 |
| II-5.4 Pré-dimensionnement de la 1ere variante : .....                                               | 13 |
| II-6 VARIANTE N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive .....                     | 17 |
| II-6.1 Présentation générale de la variante.....                                                     | 17 |
| II-6.2 Technique du procédé : .....                                                                  | 17 |
| II-6.3 Avantages et inconvénients :.....                                                             | 17 |
| II-6.4 Implantation des appuis : .....                                                               | 18 |
| II-6.5 Pré-dimensionnement de la poutre :.....                                                       | 18 |
| II-6.6 Choix d'une section transversale : .....                                                      | 19 |
| II-7 VARIANTE N°3 : PONT À POUTRES « PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES ..... | 23 |
| II-7.1 Présentation générale de la variante:.....                                                    | 23 |
| II-7.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS. ....                                                              | 23 |
| II-7. 3 Pré-dimensionnement de la poutre :.....                                                      | 24 |

|                                                                       |    |
|-----------------------------------------------------------------------|----|
| II-8 ANALYSE MULTICRITERE : .....                                     | 26 |
| II-8.1 Comparaison des différentes variantes proposées : .....        | 26 |
| II-8.2 Points forts et faibles : .....                                | 27 |
| II-8.3 Conclusion : .....                                             | 28 |
| <b>CHAPITRE III : REGLEMENTS ET MATERIAUX</b>                         |    |
| III-1 Règlements : .....                                              | 30 |
| III-2 Matériaux : .....                                               | 30 |
| III-2.1 BÉTON : .....                                                 | 30 |
| III-2.1.1 La résistance caractéristique à la compression : .....      | 30 |
| III-2.1.2 La résistance caractéristique à la traction : .....         | 30 |
| III-2.1.3 Contraintes Admissibles du Béton : .....                    | 31 |
| III-2.1.4 Déformation du Béton : .....                                | 31 |
| III-2.2 ACIER : .....                                                 | 32 |
| III-2.3 PRÉCONTRAINTÉ : .....                                         | 34 |
| <b>CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES</b>                 |    |
| IV-1 Introduction : .....                                             | 36 |
| IV-2 Type de charge : .....                                           | 36 |
| IV-3 Calcule des charges permanentes (CP) : .....                     | 36 |
| IV-3.1 POIDS DE LA POUTRE : .....                                     | 36 |
| IV-3.2 Poids de la dalle : .....                                      | 37 |
| IV-3.2 Poids de l'entretoise : .....                                  | 37 |
| IV-4 Calcule des compléments des charges permanentes : .....          | 37 |
| IV-4.1 Revêtement et étanchéité : .....                               | 37 |
| IV-4.2 Corniche et Trottoirs : .....                                  | 37 |
| IV-4.3 Garde-corps : .....                                            | 37 |
| IV-4.4 Glissières de sécurité : .....                                 | 38 |
| IV-5 Calcul des surcharges : .....                                    | 38 |
| IV-5.1 Caractéristiques du pont : .....                               | 38 |
| IV-5.2 Type des surcharges : .....                                    | 39 |
| <b>CHAPITRE V : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX</b>                  |    |
| V-1 CALCULE DES MOMENTS FLECHISSANT : .....                           | 47 |
| V-1.1 Moment fléchissant du au poids propres : .....                  | 47 |
| V-1.2 Calcul du moment dû à la surcharge A(l) : .....                 | 47 |
| V-1.3 Calcul du moment dû à la surcharge Bc : .....                   | 48 |
| V-1.4 Calcul Du Moment Dû À La Surcharge Bt : .....                   | 49 |
| V-1.5 Calcul du moment dû à la surcharge Mc120 : .....                | 50 |
| V-1.6 Calcul du moment dû à la surcharge d240 : .....                 | 50 |
| V-2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS : .....                             | 51 |
| V-2.1 Calcul des efforts tranchants dû à la charge permanente : ..... | 51 |

|                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------|----|
| V-2.2 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l) :  | 52 |
| V-2.3 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bc :    | 52 |
| V-2.4 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bt :    | 53 |
| V-2.5 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Mc120 : | 53 |
| V-2.6 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240 :  | 54 |

## **CHAPITRE VI : LA REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS**

|                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------|----|
| VI-1 INTRODUCTION :                                             | 56 |
| VI-2 DETERMINATION DES PARAMETRES :                             | 56 |
| VI-2.1 Largeur actif :                                          | 56 |
| VI-2.2 Positions des poutres :                                  | 56 |
| VI-2.3 Calcul des paramètres $\alpha$ et $\theta$ :             | 57 |
| VI-2.3.1 Paramètre d'entretoisement $\theta$ :                  | 57 |
| VI-2.3.2 Paramètre de torsion $\alpha$ :                        | 58 |
| VI-3 Répartition du moment fléchissant :                        | 59 |
| VI-3.1 Coefficient de répartition transversale $K_\alpha$ :     | 59 |
| VI-3.2 Construction des lignes d'influence :                    | 61 |
| VI-3.3 Etude du chargement :                                    | 61 |
| VI-4 Modélisation Du Tablier :                                  | 63 |
| VI-4.1 Etapes de la modélisation :                              | 63 |
| VI-4.1.1 Affectation des charges et surcharges :                | 64 |
| VI-4.1.2 Combinaison et pondération des charges et surcharges : | 66 |
| VI-4.1.3 Analyse des résultats :                                | 67 |

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT**

|                                                                |    |
|----------------------------------------------------------------|----|
| VII-1 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINT                              | 71 |
| VII-2 PHASE D'EXECUTION DE LA PRECONTRAINT PAR POSTE-TENSION : | 71 |
| VII-3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINT :                     | 71 |
| VII-3.1 Etude de la précontrainte :                            | 72 |
| VII-3.1.1 Valeur minimale de la précontrainte :                | 72 |
| VII-3.1.2 Détermination du nombre des câbles :                 | 72 |
| VII-3.1.3 Vérification des contraintes :                       | 72 |
| VII-3.2 Tracer et disposition constructif des câbles :         | 75 |
| VII-3.2.1 Section d'about :                                    | 75 |
| VII-3.2.2 Section médiane :                                    | 76 |
| VII-3.3 Détermination de l'angle de relevage :                 | 77 |
| VII-3.4 Calcul des caractéristiques nettes de la poutre :      | 78 |
| VII-4 PERTES DE PRECONTRAINT :                                 | 79 |
| VII-4.1 Pertes de tension instantanées :                       | 79 |
| VII-4.1.1 Perte par frottement :                               | 79 |
| VII-4.1.2 Perte par recule d'encrage :                         | 80 |

|                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------|----|
| VII-4.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton : .....        | 80 |
| VII-4.2 Pertes de tension différées .....                            | 81 |
| VII-4.2.1 Pertes par retrait du béton : .....                        | 81 |
| VII-4.2.2 Pertes par fluage : .....                                  | 81 |
| VII-4.2.3 Pertes par relaxation des aciers : .....                   | 82 |
| VII-4.3 Pertes totales : .....                                       | 82 |
| VII-5 VERIFICATION DES CONTRAINTES : .....                           | 83 |
| VII-5.1 Limitation des contraintes : .....                           | 83 |
| VII-5.2 Effort de précontrainte P : .....                            | 83 |
| VII-5.3 Justification des contraintes normales : .....               | 84 |
| VII-5.4 Justification des contrainte tangentielle .....              | 85 |
| VII-5.5 Justifications de la poutre a l'ELU .....                    | 87 |
| VII-5.6 Justification du béton : .....                               | 88 |
| VII-5.7 Armatures longitudinales de peau : .....                     | 88 |
| VII-5.8 Plan de ferrailage de la poutre : .....                      | 88 |
| <b>CHAPITRE VIII : CALCUL DES DEFORMATIONS ET ETUDE DE L'HOURLDI</b> |    |
| VIII-1 CALCUL DES DEFORMATION : .....                                | 90 |
| VIII-1.1 Introduction : .....                                        | 90 |
| VIII-1.2 Flèches et contre flèches : .....                           | 90 |
| VIII-1.2.1 Flèches due au poids propre : .....                       | 90 |
| VIII-1.2.2 Contre flèche de précontrainte : .....                    | 90 |
| VIII-1.2.3 Flèche de construction : .....                            | 91 |
| VIII-1.2.4 Flèche maximale à l'ELS : .....                           | 91 |
| VIII-2 ETUDE DE L'HOURLDIS .....                                     | 91 |
| VIII-2.1 Géométrie de l'hourdis .....                                | 92 |
| VIII-2.2 Etude de la flexion transversale .....                      | 92 |
| VIII-2.3 Ferrailage : .....                                          | 94 |
| <b>CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENT</b>                           |    |
| IX-1 INTRODUCTION : .....                                            | 96 |
| IX-2 APPAREILS D'APPUI: .....                                        | 96 |
| IX-2.1 Choix de type d'appareil d'appui .....                        | 96 |
| IX-2.2 Appareils d'appuis en élastomère fretté .....                 | 96 |
| IX-2.3 Dimensionnement des appareils d'appui : .....                 | 97 |
| IX-2.3.1 Aire de l'appareil d'appuis: .....                          | 97 |
| IX-2.3.2 Hauteur nette de l'élastomère: .....                        | 97 |
| IX-2.4 Vérification des appareils d'appuis : .....                   | 98 |
| IX-2.4.1 Résistance à la compression : .....                         | 98 |
| IX-2.4.2 Sécurité au flambement .....                                | 98 |
| IX-2.4.3 Limitation de la distorsion : .....                         | 98 |

|                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| IX-3 DES D'APPUIS :                                               | 99  |
| IX-3.1 Dimensions du dé d'appui :                                 | 99  |
| IX-3.2 Ferrailage du dé d'appui :                                 | 99  |
| IX-3.2.1 Armatures horizontales :                                 | 99  |
| IX-3.2.2 Frette supérieure :                                      | 99  |
| IX-3.2.3 Frette inférieure :                                      | 99  |
| IX-4 Joint de chaussée:                                           | 100 |
| IX-5 Etude sismique                                               | 101 |
| IX-5.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique | 101 |
| IX-5.2 Méthode de calcul                                          | 101 |
| IX-5.3 Spectre de réponse                                         | 102 |
| IX-5.4 Spectre de réponse de la composante horizontale            | 103 |
| IX-5.5 Spectre de réponse de la composante verticale              | 104 |
| IX-5.6 Modes significatifs                                        | 104 |
| IX-5.7 Déplacement selon EX et EY :                               | 105 |

## CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

|                                            |     |
|--------------------------------------------|-----|
| X-1 INTRODUCTION :                         | 107 |
| X-2 ETUDE DE LA PILE :                     | 107 |
| X-2.1 Conception de la pile :              | 107 |
| X-2.2 Evaluation des efforts sur la pile : | 107 |
| X-2.3 Les combinaisons de charges :        | 108 |
| X-2.4 Ferrailage des éléments de la pile : | 109 |
| X-2.4.1 Ferrailage de cheville :           | 109 |
| X-2.4.2. Ferrailage de la pile :           | 110 |
| X-3 FONDATIONS :                           | 113 |
| X-3.1 Semelles :                           | 113 |
| X-3.1.1 Choix du type de fondations :      | 113 |
| X-3.1.2 Dimensions de la semelle :         | 113 |
| X-3.1.3 Réactions revenant à chaque pieu : | 113 |
| X-3.1.4 Ferrailage de la semelle :         | 114 |
| X-3.2 Etude des pieux :                    | 116 |
| X-3.2.1 Nombre des pieux :                 | 116 |
| X-3.2.2 Effort revenant à chaque pieu :    | 116 |
| X-3.2.4 Ferrailage des pieux :             | 117 |

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

|                                          |     |
|------------------------------------------|-----|
| XI-1 INTRODUCTION :                      | 120 |
| XI-2 CONCEPTION DE LA CULEE:             | 120 |
| XI-2.1 Choix du type de la culée :       | 120 |
| XI-2.2 Pré-dimensionnement de la culée : | 120 |

|                                                              |     |
|--------------------------------------------------------------|-----|
| XI-3 Evaluation des efforts agissants sur les culées : ..... | 121 |
| XI-3.1 Détermination du coefficient de poussée Kad : .....   | 121 |
| Calcul des poussées dues aux terres .....                    | 122 |
| XI-4 Ferrailage des éléments de la culée : .....             | 123 |
| XI-4.1 Mur frontale : .....                                  | 123 |
| XI-4.2 Mur Garde grève : .....                               | 124 |
| XI-4.3 Dalle de transition : .....                           | 126 |
| XI-4.4 Mur en retour : .....                                 | 127 |
| XI-5 PLAN DE FERRAILLAGE FINAL DE LA CULEE : .....           | 129 |

## **CONCLUSION GENERALE**

|                           |     |
|---------------------------|-----|
| CONCLUSION GENERALE ..... | 131 |
|---------------------------|-----|

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

|                                     |     |
|-------------------------------------|-----|
| REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES : ..... | 133 |
|-------------------------------------|-----|

## **ANNEXE**

|                |     |
|----------------|-----|
| Annexe A.....  | 135 |
| Annexe B.....  | 141 |
| Annexe C.....  | 144 |
| Annexe D.....  | 149 |
| Annexe E ..... | 153 |

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS ET PRESENTATION DU PROJET

|                                                                |   |
|----------------------------------------------------------------|---|
| Figure I. 1: Pont suspendus de Costa Rica. ....                | 3 |
| Figure I. 2: Pont haubané d'Akashi (Japon). ....               | 4 |
| Figure I. 3: Pont en arc (Suisse). ....                        | 5 |
| Figure I. 4 : Implantation du projet sur la carte d'état. .... | 6 |
| Figure I. 5 : Vue en plan de l'ouvrage. ....                   | 7 |
| Figure I. 6 : Profil en long de l'ouvrage. ....                | 7 |
| Figure I. 7 : Profil en travers de la voie portée. ....        | 8 |

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

|                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure II. 1 : Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise). .... | 12 |
| Figure II. 2: Construction en encorbellement schéma de principe. ....             | 17 |
| Figure II. 3 : Schéma statique longitudinal. ....                                 | 18 |
| Figure II. 4 : Notations des dimensions. ....                                     | 21 |
| Figure II. 5 : Coupe Transversal sur pile. ....                                   | 21 |
| Figure II. 6 : Coupe Transversal voussoir courant. ....                           | 21 |
| Figure II. 7: Morphologie générale d'un pont à poutre. ....                       | 23 |

## CHAPITRE III : REGLEMENTS ET MATERIAUX

|                                                                                 |    |
|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure III. 1 : Déformation instantanée et différée (due au fluage). ....       | 32 |
| Figure III. 2 : Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier. .... | 33 |

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

|                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------|----|
| Figure IV. 1: Profil en long de la poutre. ....                   | 36 |
| Figure IV.2 : Largeur roulable. ....                              | 38 |
| Figure IV.3: Largeur chargeable. ....                             | 39 |
| Figure IV. 4: Disposition du système Bc dans la chaussée. ....    | 42 |
| Figure IV. 5: Disposition du système Bt dans la chaussée. ....    | 43 |
| Figure IV. 6 : Disposition du convoi Mc120 dans la chaussée. .... | 44 |
| Figure IV. 7: Convoi type D240. ....                              | 44 |

## CHAPITRE V : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

|                                                                                                       |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure V. 1: Moment fléchissant du a la charge permanente. ....                                       | 47 |
| Figure V. 2 : Moment fléchissant dû à la surcharge A(l). ....                                         | 47 |
| Figure V. 3: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre. .... | 48 |
| Figure V. 4: Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse). ....        | 49 |
| Figure V. 5: Disposition de La surcharge MC120 (la section la plus dangereuse). ....                  | 50 |
| Figure V. 6: Disposition de La surcharge D240 (la section la plus dangereuse). ....                   | 51 |
| Figure V. 7: Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seul. ....                           | 51 |
| Figure V. 8: Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L). ....                                | 52 |
| Figure V. 9: Disposition du convoi Bc. ....                                                           | 52 |
| Figure V. 10: Disposition du convoi Bt a $x=0L$ . ....                                                | 53 |
| Figure V. 11: Disposition du convoi MC120 a $x=0L$ . ....                                             | 54 |
| Figure V. 12: Disposition du convoi 240 a $x=0L$ . ....                                               | 54 |

## CHAPITRE VI : LA REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS

|                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure VI. 1: La disposition des poutres. ....                                                  | 57 |
| Figure VI. 2: La poutre équivalente. ....                                                       | 58 |
| Figure VI. 3: vue 3D du tablier. ....                                                           | 64 |
| Figure VI. 4: Les Surcharges.....                                                               | 64 |
| Figure VI. 5: Surcharge A(l) une voie chargée. ....                                             | 64 |
| Figure VI. 6: Surcharge A(l) 2 voies chargées. ....                                             | 64 |
| Figure VI. 7: Surcharge A(l) 3 voies chargées. ....                                             | 65 |
| Figure VI. 8: La surcharge Bc 1 voies chargée. . ....                                           | 65 |
| Figure VI. 9: La surcharge Bc 2 voies chargées.....                                             | 65 |
| Figure VI. 10: La surcharge Bc 3 voies chargées. ....                                           | 65 |
| Figure VI. 11: La surcharge Bt 1 voies chargée.....                                             | 65 |
| Figure VI. 12: La surcharge Bt 2 voies chargée. ....                                            | 66 |
| Figure VI. 13: La surcharge D240.....                                                           | 66 |
| Figure VI. 14: La surcharge Mc120. ....                                                         | 66 |
| Figure VI. 15: Diagramme du moment fléchissant max à l'ELS sous la combinaison (G+1.2bc3). .... | 67 |

## CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

|                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure VII. 1: Vérification des contraintes.....                                  | 73 |
| Figure VII. 2 :Caractéristiques des plaques d'ancrage selon B.P.E.L.....          | 75 |
| Figure VII. 3:condition de disposition des plaques d'ancrage .....                | 75 |
| Figure VII. 4: Disposition de la plaque d'ancrage et les câbles dans l'about..... | 76 |
| Figure VII. 5: Norme de disposition des gaines. ....                              | 76 |
| Figure VII. 6: Disposition des câbles à mis-travée.....                           | 76 |
| Figure VII. 7: Vue en plan des câbles. ....                                       | 77 |
| Figure VII. 8 :Section nette. ....                                                | 78 |
| Figure VII. 9:Plan de ferrailage de la poutre.....                                | 88 |

## CHAPITRE VIII : CALCUL DES DEFORMATIONS ET ETUDE DE L'HOURLI

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure VIII. 1: Flèche max de la poutre due au poids propre.....                                  | 90 |
| Figure VIII. 2: Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes..... | 90 |
| Figure VIII. 3: Flèche max de la poutre à ELS. ....                                               | 91 |
| Figure VIII. 4: Modélisation de l'hourdis sur robot. ....                                         | 92 |
| Figure VIII. 5:Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU.....                                           | 92 |
| Figure VIII. 6:Moment Max- Dalle à l'ELU.....                                                     | 93 |
| Figure VIII. 7: Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS.....                                          | 93 |
| Figure VIII. 8: Moment Max- Dalle à l'ELS .....                                                   | 94 |
| Figure VIII. 9: Ferrailage de la dalle.....                                                       | 94 |

## CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENT

|                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure IX. 1: Appareil d'appuis en élastomère fretté. ....                        | 96  |
| Figure IX. 2: Ferrailage d'un dé D'appui.....                                     | 100 |
| Figure IX. 3: Joint de chaussée type -Wd60.....                                   | 101 |
| Figure IX. 4:Modèle de calcul.....                                                | 103 |
| Figure IX. 5 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale..... | 104 |
| Figure IX. 6:Le déplacement Ex .....                                              | 105 |
| Figure IX. 7 : Le déplacement Ey .....                                            | 105 |



## CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

|                                                                                |     |
|--------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure X. 1: Dimensions de la pile.....                                        | 107 |
| Figure X. 2: les charges de chevêtre.....                                      | 109 |
| Figure X. 3: Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)..... | 109 |
| Figure X. 4: Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).....     | 109 |
| Figure X. 5: Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).....   | 109 |
| Figure X. 6: Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).....       | 110 |
| Figure X. 7: Abaques de WALTHER. ....                                          | 111 |
| Figure X. 8 : La combinaison à ELA sur pile 5.....                             | 111 |
| Figure X. 9: Ferrailage de la Pile. ....                                       | 113 |
| Figure X. 10: Ferrailage de la semelle. ....                                   | 115 |
| Figure X. 11 : Plan de disposition des pieux sous la semelle.....              | 117 |
| Figure X. 12 : Ferrailage des pieux. ....                                      | 118 |

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

|                                                                          |     |
|--------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure XI. 1: Vue de face culée.....                                     | 121 |
| Figure XI. 2: Charges sur la dalle de transition.....                    | 126 |
| Figure XI. 3: Les moments MYY sur le mur en retour avec le logiciel..... | 127 |
| Figure XI. 4: Les moments MXX sur le mur en retour avec le logiciel..... | 128 |
| Figure XI. 5: Ferrailage des éléments de culée .....                     | 129 |

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS ET PRESENTATION DU PROJET

|                                                                      |   |
|----------------------------------------------------------------------|---|
| Tableau I. 1: Résultat des sondages de l'essai Pressiométrique ..... | 9 |
|----------------------------------------------------------------------|---|

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

|                                                                         |    |
|-------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau II. 1 : Implantations des appuis.....                           | 13 |
| Tableau II. 2 : Pré-dimensionnement des éléments de la variante 1. .... | 15 |
| Tableau II. 3: Récapitulatif de pré-dimensionnement du voussoir.....    | 20 |
| Tableau II. 4: Pré-dimensionnement des éléments de la variante 3. ....  | 24 |
| Tableau II. 5: Analyse multicritère.....                                | 27 |
| Tableau II. 6 : Devis estimatif et quantitatif des 3 variantes. ....    | 28 |

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

|                                                                                            |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau IV.1: Récapitulatif des charges.....                                               | 38 |
| Tableau IV.2 : Valeurs de $a_1$ en fonction du nombre des voies chargées.....              | 40 |
| Tableau IV. 3: Calcul des charges $A(l)$ . ....                                            | 41 |
| Tableau IV. 4: Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges $B_c$ . .... | 42 |
| Tableau IV.5 : Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges $B_t$ .....  | 43 |
| Tableau IV. 6: Récapitulatif des coefficients de majoration dynamique et des charges. .... | 44 |
| Tableau IV. 7: Les valeurs de la force de freinage de système de charge $A(L)$ .....       | 45 |

## CHAPITRE V : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

|                                                                                                        |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau V. 1: Récapitulatif des réactions dues à la surcharge $A(l)$ . ....                            | 47 |
| Tableau V. 2: Récapitulatif des moments dues à la surcharge $A(l)$ .....                               | 48 |
| Tableau V. 3: Récapitulatif du moment dû à la surcharge $B_c$ . ....                                   | 49 |
| Tableau V. 4: Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge $B_t$ . .... | 50 |
| Tableau V. 5: Récapitulatif des efforts tranchants sous la surcharge $A(l)$ . ....                     | 52 |
| Tableau V. 6: Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge $B_c$ à $x=0L$ . ....                | 53 |
| Tableau V. 7: Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge $B_t$ à $x=0L$ .....                 | 53 |

## CHAPITRE VI : LA REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS

|                                                                                         |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau VI. 1: Coefficient de $K_0$ pour $\Theta=0.62$ et $\alpha=0$ .....              | 60 |
| Tableau VI. 2: Coefficient de $K_1$ pour $\Theta=0.62$ et $\alpha=0$ .....              | 60 |
| Tableau VI. 3 : Coefficient de $K_0$ pour $\Theta=0.62$ et $\alpha=0.243$ .....         | 61 |
| Tableau VI. 4: coefficients de répartition $K_\alpha$ des réelles des poutres. ....     | 61 |
| Tableau VI. 5: Valeurs de $K_\alpha$ moyen des charges réparties.....                   | 62 |
| Tableau VI. 6: Valeurs des Moments réels à mi-travée. ....                              | 63 |
| Tableau VI. 7: Valeurs des Moments réels à mi-travée avec combinaisons de charges. .... | 63 |
| Tableau VI. 8: Combinaisons des charges. ....                                           | 66 |
| Tableau VI. 9: Efforts internes à ELU et à ELS de la poutre la plus sollicitée. ....    | 69 |

## CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

|                                                                         |    |
|-------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau VII. 1: Les caractéristiques géométriques. ....                 | 71 |
| Tableau VII. 2: Caractéristiques mécaniques des armatures actives ..... | 71 |
| Tableau VII. 3 : récapitulatif des contraintes admissibles.....         | 74 |
| Tableau VII. 4: données géométrique dans chaque phase.....              | 74 |
| Tableau VII. 5: Tableau vérification des contraintes. ....              | 74 |
| Tableau VII. 6: Positions des câbles.....                               | 77 |

|                                                                                      |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau VII. 7: Valeurs des paramètres de calcul de l'angle de relevage. ....        | 78 |
| Tableau VII. 8: Angle de relevage pour chaque câble. ....                            | 78 |
| Tableau VII. 9: Valeurs des positions des câbles, les flèches et les rayons ....     | 78 |
| Tableau VII. 10: Caractéristiques nettes de la poutre. ....                          | 78 |
| Tableau VII. 11: Perte par frottement. ....                                          | 80 |
| Tableau VII. 12: valeurs des pertes par recul d'ancrage aux milieux des câbles. .... | 80 |
| Tableau VII. 13: Perte par raccourcissement du béton. ....                           | 81 |
| Tableau VII. 14: Valeur des Pertes par fluage. ....                                  | 82 |
| Tableau VII. 15: Pertes par relaxation. ....                                         | 82 |
| Tableau VII. 16: Pertes totales. ....                                                | 82 |
| Tableau VII. 17: Limitation des contraintes. ....                                    | 83 |
| Tableau VII. 18 : Les hauteurs moyennes des câbles. ....                             | 83 |
| Tableau VII. 19: Caractéristiques de chaque phase de vérification. ....              | 84 |
| Tableau VII. 20: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2. ....           | 84 |
| Tableau VII. 21: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. ....           | 85 |
| Tableau VII. 22: Effort de précontrainte. ....                                       | 86 |
| Tableau VII. 23: Contrainte tangentielle « $\tau$ ». ....                            | 86 |
| Tableau VII. 24: Calcul de l'angle $\beta_u$ . ....                                  | 87 |

## **CHAPITRE VIII : CALCUL DES DEFORMATIONS ET ETUDE DE L'HOURLDI**

|                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau VIII. 1: Résultats de calcul de ferrailage de la dalle. .... | 94 |
|----------------------------------------------------------------------|----|

## **CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENT**

|                                      |     |
|--------------------------------------|-----|
| Tableau IX. 1: Masse des piles. .... | 102 |
| Tableau IX. 2: Modes propres. ....   | 104 |

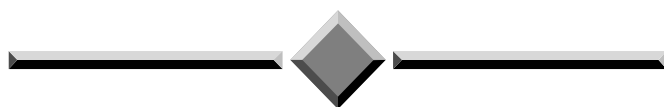
## **CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE**

|                                                                               |     |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau X. 1 : hauteurs des piles. ....                                       | 107 |
| Tableau X. 2: Récapitulatif des charges verticales sur pile. ....             | 108 |
| Tableau X. 3 : les combinaisons à ELS et à ELU. ....                          | 108 |
| Tableau X. 4: récapitulatif des efforts. ....                                 | 110 |
| Tableau X. 5: Ferrailage de la pile 5 (sections rectangulaires creuses). .... | 112 |
| Tableau X.6: Ferrailage transversal de pile. ....                             | 112 |
| Tableau X.7: Les réactions à l'ELA. ....                                      | 113 |
| Tableau X 8: Les réactions à l'ELS et l'ELU. ....                             | 114 |
| Tableau X.9 : Vérification des pieux. ....                                    | 116 |

## **CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE**

|                                                                        |     |
|------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau XI. 1: Dimensions des éléments de la culée. ....               | 120 |
| Tableau XI. 2: Coefficient de poussé. ....                             | 122 |
| Tableau XI. 3: Evaluations des efforts statiques de la culée. ....     | 122 |
| Tableau XI. 4: efforts maximaux sur le mur frontal. ....               | 123 |
| Tableau XI. 5: les valeurs de $M_p/k$ . ....                           | 125 |
| Tableau XI. 6: Evaluations des efforts de la dalle de transition. .... | 126 |

# 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.

D'une façon générale, Construire un pont a toujours été considéré comme l'un des actes les plus mystérieux de l'art de bâtir : en effet, l'homme avait à affronter, dans cet ouvrage, à la fois l'eau, et un sol qu'il ne connaissait pas bien, caché qu'il était par le fleuve toujours en mouvement. Dans cet acte, la fondation était, évidemment, la partie la plus difficile, et la plus entachée de risques.

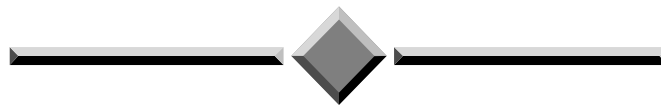
De tels ouvrages sont qualifiés d'art par ce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

En ALGERIE, les infrastructures routières et autoroutières jouent un rôle important dans le déplacement des biens et des personnes. Ce rôle confère une importance particulière à l'infrastructure routière et autoroutière.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, la direction des travaux publics de la wilaya de TLEMCEM a lancé un programme de réalisation d'une ligne (pénétrante autoroutière) qui va relier l'autoroute Est-Ouest avec le port Ghazaouet sur 41 km. La direction étant du nord-ouest au sud-est, le point de départ se trouve au port de Ghazaouet.

# CHAPITRE I

## GENERALITES SUR LES PONTS ET PRESENTATION DU PROJET



## I-1 INTRODUCTION :

Chaque ouvrage est un ouvrage unique qui nécessite une analyse de tous les paramètres intervenants et une étude spécifique complète, la conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, ainsi les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble, pour cela on va faire une introduction sur les ponts et puis on va présenter ses exigences dans ce chapitre.

## I-2 CLASSIFICATION DES PONTS :

Les ponts peuvent être classés selon quelque critères : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue,), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

### I-2.1 Classification selon la voie portée :

- Pont routier
- Pont-rail ou pont ferroviaire
- Passerelle
- Pont aqueduc
- Pont-canal

### I-2.2. Classification selon la structure :

#### I-2.2.1 Les ponts suspendus :

Le principe des ponts suspendus est de maintenir le poids du tablier par deux câbles Porteurs solidement arrimés aux berges.



Figure I. 1: Pont suspendus de Costa Rica.

### ❖ Avantages et inconvénients

#### Les Avantages :

- L'avantage premier des ponts suspendus est que la structure de ces ouvrages permet de franchir des plus grandes distances.
- Le tablier étant plus flexible que le tablier des autres ponts, il est plus simple de donner à la structure une trajectoire courbée.
- L'absence de nombreux piliers facilite la circulation maritime et terrestre sous le pont.

**Les inconvénients :**

- Il nécessite la présence de massifs d'ancrage imposants et lourds, indispensables pour retenir les forces considérables qui s'exercent, ce qui le lie fonctionnellement à la géologie du sol qui va le supporter.
- Le remplacement des câbles devient un travail très dur et fastidieux demandant plusieurs mois ainsi que la fermeture du pont durant ce délai.
- Il y a bien entendu les contraintes sismiques qui peuvent provoquer des oscillations sur le tablier et sur l'ensemble du pont.

**I-2.2.2 Les ponts à haubans :**

Un hauban est un assemblage de câbles en acier destiné à soutenir le tablier d'un pont et à rétablir les forces. Le hauban est fixé, d'un côté, à un pylône du pont et au tablier à son autre extrémité.



Figure I. 2: Pont haubané d'Akashi (Japon).

**❖ Les avantages et les inconvénients****Les avantages :**

- Simple à faire le plan (contrairement à un pont suspendu).
- Par rapport au pont suspendu, on économise sur l'énorme câble qui supporte l'ensemble du poids de l'ouvrage. C'est donc moins cher à construire.
- La répartition des forces au niveau des piliers rend inutile la réalisation de massifs d'ancrage dans les berges.
- Possibilité d'être construit sur à peu près tout type de terrains.
- Au niveau la maintenance, il n'est plus nécessaire d'arrêter entièrement la circulation, les autres haubans pouvant supporter le poids du pont par rapport à un pont suspendu.

**Les inconvénients :**

- Ils sont toujours plus coûteux que de simples ponts en béton ou en acier sur la même brèche
- L'option du pont à haubans doit plaire au client
- D'un point de vue esthétique, le pont à haubans doit s'intégrer un minimum au paysage
- Les haubans doivent être élevés, et sont par conséquent, plus fragiles et plus vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation (maximum de portée 1000 m).



### I-2.2.3 Les ponts en arc :



Figure I. 3: Pont en arc (Suisse).

#### ❖ Les avantages et les inconvénients

##### Les avantages :

- L'utilisation de l'acier dans la structure la rend plus légère
- La longueur du pont peut être très importante, car les arcs peuvent se suivre en continu

##### Les inconvénients :

- L'obligation d'avoir des appuis solides de part et d'autre pour s'opposer aux forces exercées par le pont.
- La construction en maçonnerie nécessite la réalisation de coffrage.

### I-2.2.4 Ponts à poutres

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres. Il existe quatre formes de poutres : les poutres à âmes pleines, les poutres caissons, les poutres treillis et les poutres bow-strings. Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois, plus récemment, des matériaux composites tels que la fibre de carbone.

Les inconvénients et les avantages de ce type de pont seront bien détailler dans la conception.

### I-3 PRESENTATION DU PROJET:

#### I-3.1 Objectif du projet :

Le présent projet se situe à l'ouest de la wilaya de Tlemcen, une ligne (pénétrante autoroutière) va relier l'autoroute Est-Ouest et le port de Ghazaouet sur 41 km. La direction étant du nord-ouest au sud-est le point de départ se trouve au port de Ghazaouet. Cette première phase est de 13 km.

#### I-3.2 Situation du projet :

L'ouvrage d'art prévu se trouve au sud de Ghazaouet de la wilaya de Tlemcen et situe entre PK5+732.800 au PK6+132.



Figure I. 4 : Implantation du projet sur la carte d'état.

#### I-3.3 Obstacle à franchir :

Le site devant recevoir l'ouvrage (Viaduc PK 5+900), franchissant le ravin.

#### I-3.4 Caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur : 401.7m
- Largeur de tablier : 13.75 m
- La pente : -1.7%

### I-4 DONNEES DE PROJET :

#### I-4.1 Données fonctionnelles :

##### I-4.1.1 Tracé en plan :

Tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques, l'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit.

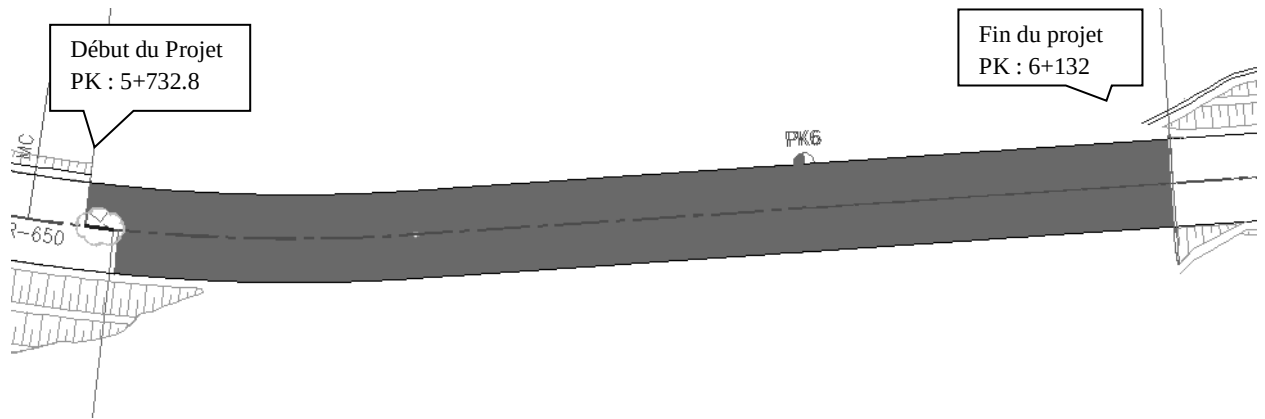


Figure I. 5 : Vue en plan de l'ouvrage.

#### I-4.1.2 Profile en long :

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit.

Notre profil en long présente une pente longitudinale de -1.7 %.

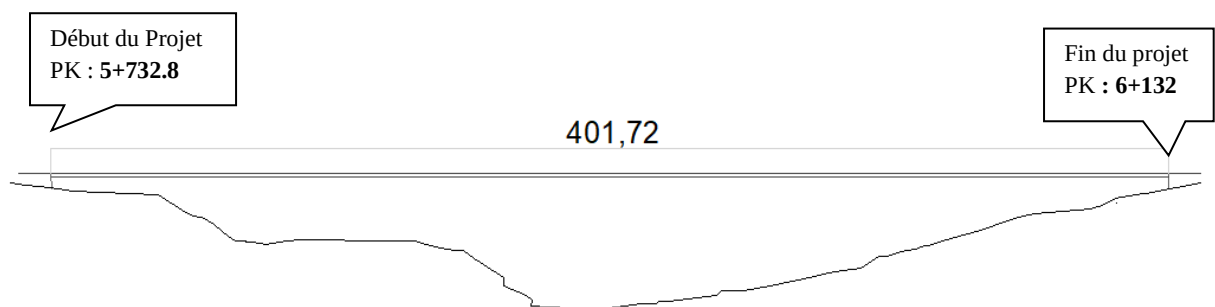


Figure I. 6 : Profil en long de l'ouvrage.

#### I-4.1.3 Profile en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements des voies dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers de notre ouvrage sont :

- La largeur roulable : 12 m.
- Largeur de trottoir : 0.75 m.
- Le divers : 2.5 %.
- La largeur totale : 13.25 m.

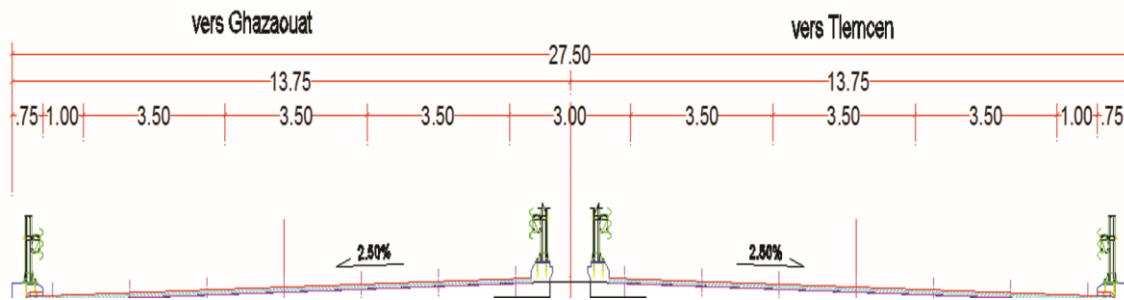


Figure I. 7 : Profil en travers de la voie portée.

#### I-4.2 Données naturelles:

##### I-4.2.1 Données topographiques :

Le levé topographique du site a montré que le projet sera implanté sur un terrain présente un relief moins accidenté principalement composée des montagnes. C'est l'une des caractéristiques de la région.

##### I-4.2.2 Données climatiques:

##### Température et précipitations :

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

Au cours de l'année, la température varie généralement de 0 °C à 33 °C et est rarement inférieure à -3 °C ou supérieure à 37 °C.

##### I-4.2.4 Données géologique :

Ces données concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Le projet de réalisation de la pénétrante reliant le Port de Ghazaouet à l'autoroute est-ouest au niveau de kheriba est situé dans le domaine interne du Tell. On y trouve des formations très diverses aussi bien meubles que rocheuses :

- Des alluvions quaternaires au niveau des plaines alluviales de Ghazaouet, de la vallée de Nedroma et de la plaine de Maghnia.

- Des dolomies et calcaires, des grés, argiles et marne-calcaires du secondaire, que forment les massifs des Trairas, ainsi que les marnes Miocènes au voisinage de Hammam Bougherrara.

- Des granites à l'exemple du massif granitique de Nedroma.

- Des roches volcaniques (basaltes, rhyolites)

#### I-4.2.5 Données Géotechnique :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité, Parmi les méthodes de reconnaissance géotechnique, les sondages tiennent une place importante du fait des renseignements retenus.

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

##### ❖ La phase 01 : Essais au laboratoire

Les essais en laboratoire, sont réalisés dans le but d'avoir une meilleure identification des horizons géotechniques. Les essais en laboratoire s'articulent en des analyses physiques (Granulométrie, Sédimentométrie, Teneur en eau, Densité, Limites d'Atterberg).

##### ❖ La phase 02 : La réalisation des essais in situ, à savoir

- Des sondages carottés, avec prélèvement d'échantillons intacts.
- Un (01) piézomètre.
- Des sondages pressiométriques,

Tableau I. 1: Résultat des sondages de l'essai Pressiométrique .

| Sondage | PK    | Prof. (m)  | Nature                        |
|---------|-------|------------|-------------------------------|
| PSO3-1  | 5+747 | 0 – 3.6    | Tuf calcaire                  |
|         |       | 3.6 – 6.7  | Argile peu plastique sableuse |
|         |       | 6.7 – 30   | Basalte rocheux               |
| PSO3-2  | 5+843 | 0 – 4      | Remblai artificier            |
|         |       | 4 – 15     | Marne fortement altéré        |
|         |       | 15 – 35    | Marne faiblement altéré       |
| PSO3-3  | 5+915 | 0 – 5.4    | Argile peu plastique sableuse |
|         |       | 5.4 – 15.5 | Marne fortement altéré        |
|         |       | 15.5 – 30  | Marne faiblement altéré       |
| PSO3-4  | 6+023 | 0 – 3.4    | Argile peu plastique sableuse |
|         |       | 3.4 – 30   | Marne faiblement altéré       |

#### I-4.2.6 Données sismologiques:

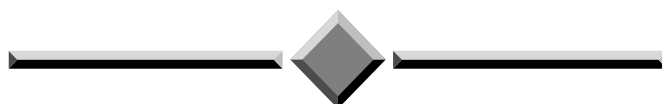
L'ouvrage est situé dans la wilaya de Tlemcen. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA), notre ouvrage est classé en **zone I** c'est-à-dire une zone de sismicité faible.

### I-5 CONCLUSION :

La récolte des données relatives à l'ouvrage (données naturelles et fonctionnelles) et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer l'étude d'un pont. Cette description sommaire est en partie basée sur les documents donnés par l'organisme d'accueil de stage.

# CHAPITRE II

## CONCEPTION GENERALE



## II-1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre j'ai procédé à la recherche d'une conception adéquate en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite Par une analyse multicritère, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

## II-2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

## II-3 CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir et la voie portée.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- Les profils de la chaussée : en long, en travers, en plan.
- Le gabarit à respecter et la brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

## II-4 Paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- La nature du sol de fondation.
- Hauteur du tirant d'air à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

## II-5 VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutre métallique à entretoise)

### II-5.1 Présentation générale de la variante:

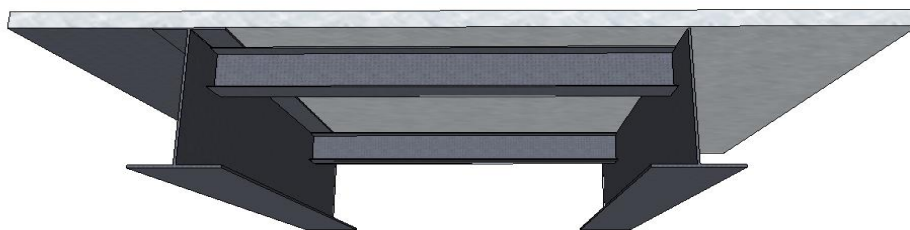


Figure II. 1 : Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise)

La plupart des ouvrages mixtes à poutres sont des bipoutres à entretoises. Son tablier est composé d'une dalle en béton armée, deux poutres principales en charpente métallique connectées à la dalle, elles sont reliées entre elles par des poutres secondaires appelées « Entretoises ».



**II-5.2 Avantages et inconvénients:****➤ Les Avantages :**

- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

**➤ Les inconvénients :**

- Le coût élevé.
- L'entretien de la corrosion.
- La fatigue des assemblages.
- La nécessité des soudeurs qualifiés

**II-5.3 Implantation des appuis :**

Les ouvrages mixtes offrent une grande souplesse face à la distribution des travées. Dans un ouvrage de longue portée, le rapport entre la portée des travées de rive et la portées des travées principales entre 0.6m à 0.8 m

Le Pont mixte que nous avons proposé est de longueur totale de 402 mètres linéaires, donc on prend 6 travées. Il est composé de :

- Deux (2) travées de rives : 51 m chacune.
- Quatre (4) travées centrales : 75 m chacune.

Tableau II. 1 : Implantations des appuis.

| PILE / CULÉE | PK    |
|--------------|-------|
| C1           | 5+743 |
| P1           | 5+812 |
| P2           | 5+940 |
| P3           | 6+65  |
| P4           | 6+102 |
| C2           | 6+132 |

**II-5.4 Pré-dimensionnement de la 1ere variante :****❖ Elancement :**

Sur pile :  $H = L/28$ .

Sur culée :  $L/60 \leq H' \leq L/50$  ;

A la clé des travées :  $L/50 \leq H' \leq L/40$

**❖ Les semelles :**

Les semelles sont constituées d'un plat en tôle de largeur constante ou variable et dont l'épaisseur peut aller jusqu'à 120 ou 150mm.

Pour fixer les idées, la largeur  $b_s$  de la semelle supérieure varie de 400 à 1 000 mm tandis que la largeur  $b_i$  de la semelle inférieure varie de 500 à 1 200 mm.

**❖ L'âme :**

Les conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \geq 0,005 H_w; \quad t_w \geq 12 \text{ mm}$$

**❖ Entraxe des poutres :****La couverture :**

L'épaisseur de la dalle est constante et comprise entre 20 et 24 cm. Pour éviter l'encombrement de ferrailage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé, renforcé par des câbles de précontraintes dans le sens transversal.

**❖ L'entretoise:**

- Entretoises courantes :

Les entretoises courantes des bipoutres sont en général des profilés de type IPE ou HEA, de 400 à 700 mm de hauteur selon la hauteur et l'entraxe des poutres principales.

- Entretoisement dans les zones sur piles :

Les entretoises sur piles sont beaucoup plus sollicitées que les entretoises courantes. De ce fait, les entretoises sur piles sont le plus souvent des PRS de hauteur comprise entre 600 et 1 600 mm, selon la portée de l'ouvrage.

**Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :**

Tableau II. 2 : Pré-dimensionnement des éléments de la variante 1.

| ELEMENT                       |                                  | RATIO USUEL                                                                                                    | VALEUR RETENUE                        |
|-------------------------------|----------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|
| Hauteur de poutre sur pile    |                                  | $H = \frac{L}{28}$                                                                                             | H= 3 m                                |
| Hauteur de poutre sur culée   |                                  | $\frac{L}{60} \leq H \leq \frac{L}{50}$                                                                        | H=1.2 m                               |
| Hauteur de poutre à mi-travée |                                  | $\frac{L}{50} \leq H \leq \frac{L}{40}$                                                                        | H=1.7 m                               |
| Entraxe des poutres           |                                  | environ $L_T-4$                                                                                                | L=8 m                                 |
| Largeur des semelles          | Inf sur pile                     | Les conditions d'usinage et dévoilement local conduisent en général à $400\text{mm} \leq B \leq 1300\text{mm}$ | Binf =1.2 m                           |
|                               | Inf sur culée                    |                                                                                                                | Binf =1 m                             |
|                               | Inf a mi-travée                  |                                                                                                                | Binf =1 m                             |
|                               | sup sur pile                     |                                                                                                                | B sup=1 m                             |
|                               | sup sur culée                    |                                                                                                                | B sup =800 mm                         |
|                               | sup à mi-travée                  |                                                                                                                | B sup =800 mm                         |
| Épaisseur des semelles        | semelle sup                      | -L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm.<br>-L'épaisseur maximale dépasse rarement 150 mm.                  | Ess = 70mm                            |
|                               | semelle inf                      |                                                                                                                | Esi = 80 mm                           |
| Épaisseur de l'âme            |                                  | $e_a \geq 12 \text{ mm}$ pour les âmes raidies longitudinalement des poutres principales.                      | Ea = 50 mm                            |
| Épaisseur de la dalle         | Au droit des poutres principales | entre 20 et 24 cm                                                                                              | d1=24                                 |
|                               | Au centre du tablier             | entre 20 et 24 cm                                                                                              | d2 = 0.20                             |
| Entretoise                    | L'espacement                     | environ 8 mètres                                                                                               | e=8 m                                 |
|                               | Âme                              | /                                                                                                              | Ea = 20 mm.                           |
|                               | Hauteur                          | $\frac{L_T}{50} \leq H_e \leq \frac{L_T}{10}$                                                                  | He = 800 mm                           |
|                               | Semelles                         | /                                                                                                              | Largeur Bs=300mm<br>Épaisseur es=20mm |



## II-6 VARIANTE N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive

### II-6.1 Présentation générale de la variante

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

### II-6.2 Technique du procédé :

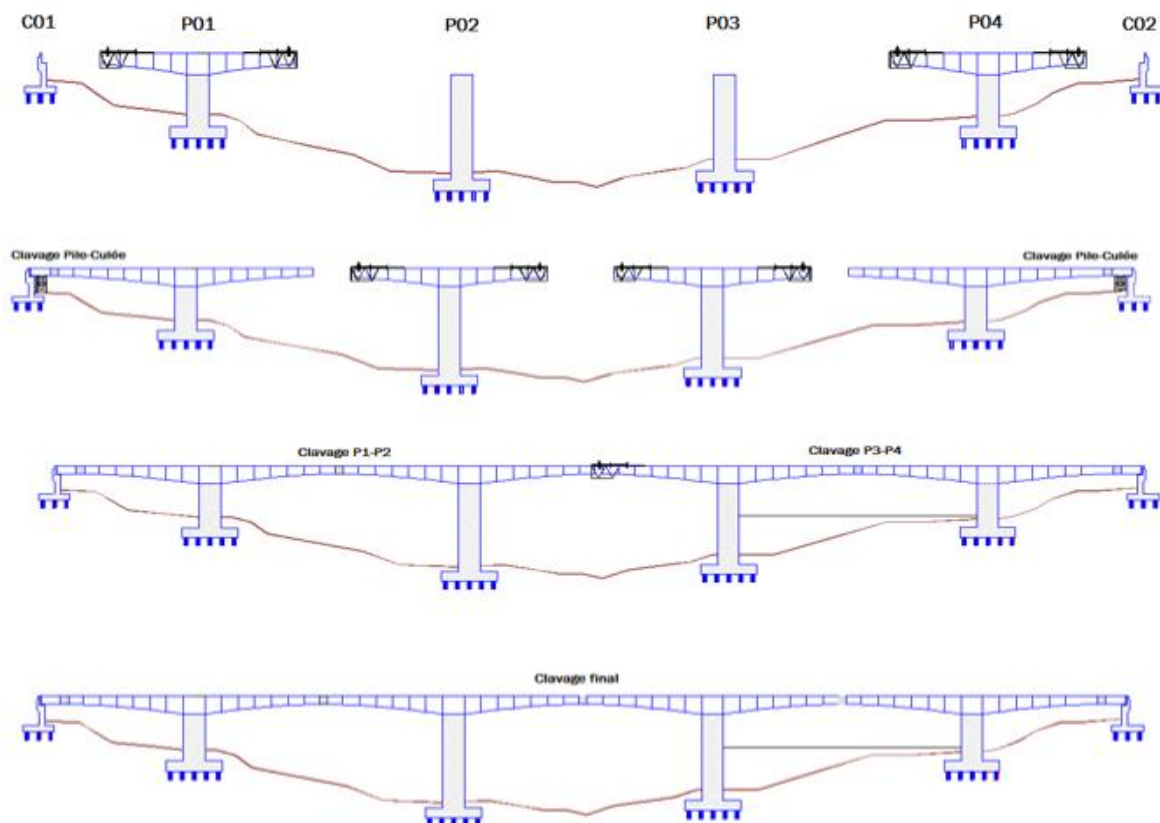


Figure II. 2: Construction en encorbellement schéma de principe.

### II-6.3 Avantages et inconvénients :

#### ➤ Les avantages :

- La construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- La construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire le coût du matériel de pose.
- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.

- La méthode permet d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses.

➤ **Les inconvénients :**

- Le poids est très important (tablier assez épais).
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.
- Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

#### II-6.4 Implantation des appuis :

Pour un cas de d'un ouvrage composé de fléaux tous identiques la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre de 0,6 à 0,7 L. Si la hauteur du tablier est constante, la longueur optimale

Pour notre variante on prend :

- Cinq (5) travées principales de **66 m**.
- Deux (2) travées de rive de **40 m** (60% de la travée principale).

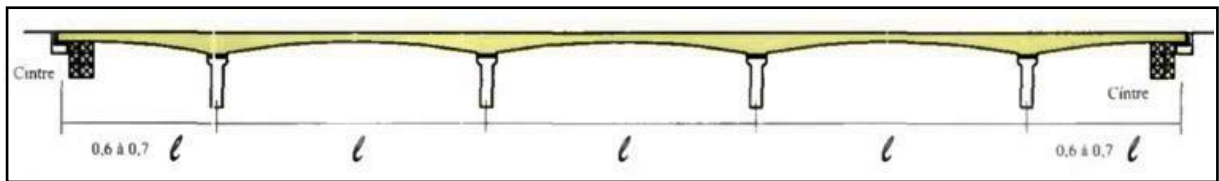


Figure II. 3 : Schéma statique longitudinal.

#### II-6.5 Pré-dimensionnement de la poutre :

On va faire Le pré dimensionnement de la poutre par les documents SETRA et livre conception des ponts.

##### II-6.5.1 Hauteur constante

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale.

$$\text{Donc } \frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \quad \text{alors } 2.64 \leq h \leq 3.3$$

On va prendre  $h=3$  m

### II-6.5.2 Découpage en voussoirs :

#### ❖ Voussoirs courants:

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.

On prend 3 m

#### ❖ Voussoirs sur piles :

- Pour les ouvrages coulés sur place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m.
- Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs.

#### ❖ Voussoirs de clavage :

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

### II-6.6 Choix d'une section transversale :

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson.

Pour un largeur inférieure à 20m la solution la plus économique est de constituer par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

#### ❖ Largeur du tablier B

La largeur totale du tablier est fixée par le profil en travers de la voie portée=13.25 m

#### ❖ Largeur D/C

Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ( $C = B / 4 = 3.31\text{m}$  ;  $D = 6.61\text{m}$ )

#### ❖ Epaisseur des âmes $E_a$

Les âmes du caisson sont inclinées avec un angle de 10%, cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile.

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$$E_a = 26 + \frac{L}{5} = 39.2 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On va prendre 40cm}$$

#### ❖ L'épaisseur de l'hourdis supérieur

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées.

$E_p$  : épaisseur de l'hourdis inférieur du premier voussoir.

$E_c$  : épaisseur de l'hourdis inférieur du dernier voussoir.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 16 \text{ ou } 18 \text{ cm} \\ C/7 \leq e_2 \leq C/8 \\ e_3 > e_2 - 10 \text{ cm et } e_3 > 1.5 e_4 \\ e_4 \geq D/25 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_1 = 25 \text{ cm} \\ e_2 = 45 \text{ cm} \\ e_3 = 40 \text{ cm} \\ e_4 = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### ❖ L'épaisseur de l'hourdis inférieur :

Au voisinage des piles, l'épaisseur est prise égale à 2,5 fois l'épaisseur minimale  $E_c$  pour les tabliers de hauteur variable.

$E_c \geq 18$  à  $22$  cm on prendre  **$E_c = 30$  cm**

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

$35 \leq E_p \leq 80$  cm on prendre  **$E_p = 70$  cm**

#### ❖ Goussets :

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle  $\alpha$  compris entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  pour faciliter le bétonnage.

Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

Tableau II. 3: Récapitulatif de pré-dimensionnement du voussoir

| Elément                           |           | Ration usuel                                                   | Valeur retenue |
|-----------------------------------|-----------|----------------------------------------------------------------|----------------|
| Hauteur du voussoir               |           | $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$                        | 3 m            |
| Largeur du voussoir               |           | B                                                              | 13.25 m        |
| Largeur d'encorbellement          |           | $C = B / 4$                                                    | 3.32 m         |
| Entraxe des âmes                  |           | $D = B - 2 C$                                                  | 6.61m          |
| Epaisseurs de l'hourdis supérieur | $e_1$     | $e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$                         | 25 cm          |
|                                   | $e_2$     | $C/7 \leq e_2 \leq C/8$                                        | 45 cm          |
|                                   | $e_3$     | $e_3 = 10 + D/25$ avec ( $e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5 e_4$ ) | 40 cm          |
|                                   | $e_4$     | $D/30 \leq e_4 \leq D/25$                                      | 30 cm          |
| Gousset supérieur                 |           | $30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$                            | $30^\circ$     |
| Gousset inférieur                 |           | (jusqu'à $10^\circ$ ) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$     | $40^\circ$     |
| Epaisseur de l'âme                |           | $Ea \geq 26 + \frac{L}{5}$                                     | 40 cm          |
| Epaisseur de l'hourdis inf        | Sur pile  | $35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$                               | 70 cm          |
|                                   | A la clef | $E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$                         | 30 cm          |



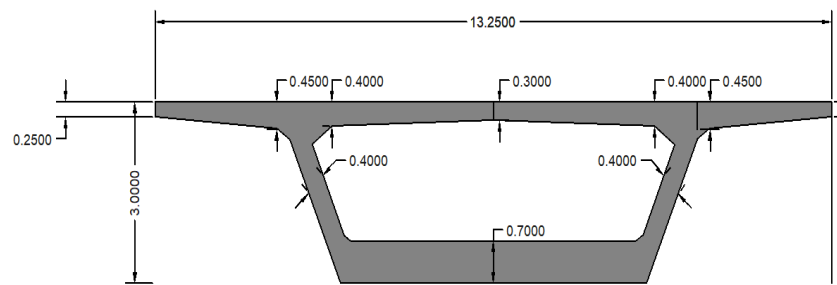


Figure II. 4 : Coupe Transversal sur pile

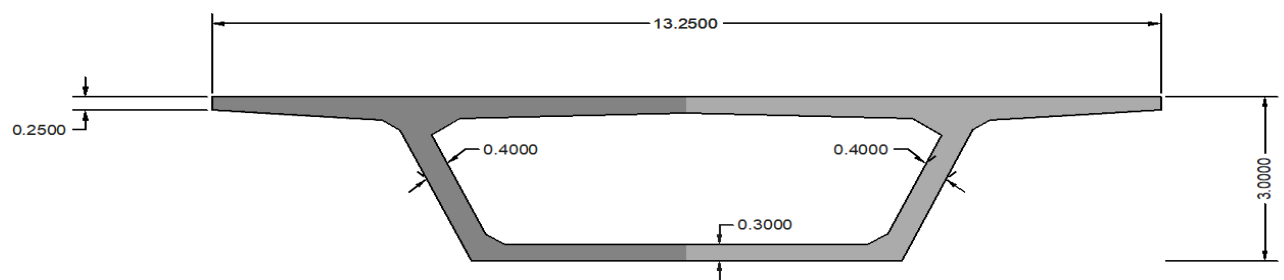


Figure II. 5 : Coupe Transversal voussoir courant



## II-7 VARIANTE N°3 : PONT À POUTRES « PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES :

### II-7.1 Présentation générale de la variante:

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économique, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension solidarisées par un hourdis en béton coulé en place (sur des coffrages perdus non participants). Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis.

Cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mis en place spécifiquement adaptés.

Les deux types de tabliers Pour cette famille (pont à poutres précontraintes préfabriquées) sont :

- Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (par post-tension).
- Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes (par adhérence).

Ces deux types de tabliers présentent de nombreux points communs. Ils diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte. La post-tension, permettant une mise en œuvre sur chantier, conduit à une préfabrication sur le site, tandis que la pré-tension, ou précontrainte par adhérence, est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine.



Figure II. 4: Morphologie générale d'un pont à poutre.

### II-7.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS.

#### ➤ Les avantages :

- Les fissures sont limitées, car le béton travaille en compression.
- La facilité de la méthode de réalisation.

- La rapidité de réalisation
- La facilité du suivi et du contrôle de réalisation.
- Ces ouvrages sont isostatiques ce qui signifie que les tassements différentiels ne causeront pas de grand problème en cas de tassement d'une pile.

➤ **Les inconvénients :**

- Le poids propre très élevé.
- Les déformations à cause du fluage du béton.
- Ces ouvrages sont moins esthétiques.
- Une autre critique peut être soulevée à propos de la qualité architecturale de ce type de tablier. Chaque appui reçoit deux lignes d'appuis de travées adjacentes, ce qui nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique, surtout dans le cas où les appuis ne sont pas suffisamment hauts

### II-7. 3 Pré-dimensionnement de la poutre :

On a suivi le document SETRA « **VIPP** » pour le dimensionnement de la poutre

Tableau II. 4: Pré-dimensionnement des éléments de la variante 3.

| ÉLÉMENT                                | RATIO USUEL                                                                                                             | RESULTATS              |
|----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| Entraxe des Poutres                    | $\lambda$ varie de l'ordre 1.5 m à 2,5 m                                                                                | $\lambda = 1.72$       |
| Nombre des poutres                     | $N = La/\lambda + 1$<br>(La : entraxe entre les poutres de l'extrémité<br>$La = 13.25 - 2 \times 1.2 = 10.05\text{m}$ ) | N = 8 poutres          |
| Elancement du tablier $h_t$            | $\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{16}$<br>Avec : ( $h_t = h_{\text{poutre}} + h_{\text{dalle}}$ )                    | $h_t = 2.25\text{ m}$  |
| Epaisseur de l'âme en travée           | $Ea \geq 14 + \phi$<br>$\phi$ : le diamètre de la gaine de précontrainte                                                | $E_a = 25\text{ cm}$   |
| Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis | les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant                                                          | $b_0 = 60\text{ cm}$   |
| Largeur de talon                       | La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m.                                                                           | $L_t = 0.6\text{m}$    |
| Epaisseur de talon                     | Généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m                                                                            | $e_t = 20\text{ cm}$   |
| Largeur de la table de compression     | $0.6h \leq b \leq 0.8h$                                                                                                 | $b = 1.20\text{ m}$    |
| Epaisseur de la table de compression   | L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm.                                                         | $e_c = 15\text{cm}$    |
| Epaisseur de la dalle                  | Justification au poinçonnement par charge concentré)                                                                    | $e_d = 25\text{ cm}$   |
| Largeur de la dalle                    | Égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs                                                            | $L_d = 13.25\text{ m}$ |



## II-8 ANALYSE MULTICRITERE :

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 ...).

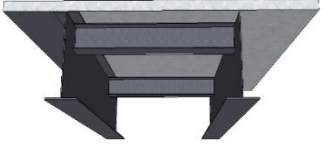
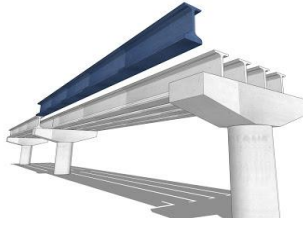
Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante:

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la méthode de construction du tablier.
- Selon la constitution du tablier.
- Selon la disposition en plan : droits.

### II-8.1 Comparaison des différentes variantes proposées :

En résumé dans un tableau

Tableau II. 5: Analyse multicritère.

| Les critères de choix<br>Les variantes                                                                                                     | Economie                                                                                                      | Réalisation                                                                                                                 | Esthétique                                                                                                                                                    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Pont mixte (bipoutre<br>métallique aentretoise)<br>       | -Le coût est plus élevé.<br>-l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages. | -besoins d'une Main-d'œuvre qualifiée.<br>-Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons). | Notre ouvrage est situé à l'extérieur de la zone urbaine c'est pour ça le facteur esthétique est un critère très peu décisif dans le choix du type d'ouvrage. |
| Pont Voutres Construit par Encorbellement Successive.<br> | -Consommation importante des matériaux (béton, acier...etc.).                                                 | -Coffrage spécial (équipement mobile).<br>-Le délai est très long par rapport aux autres variantes.                         |                                                                                                                                                               |
| Pont à poutre précontrainte par post-tension<br>        | -Poids propre relativement important qui impose l'utilisation des fondations profondes.                       | -Simple à réaliser                                                                                                          |                                                                                                                                                               |

## II-8.2 Points forts et faibles :

### • Variante N°1 Pont mixte :

#### ➤ Les points forts :

- L'intégration harmonique dans le site.
- La légèreté de l'ouvrage.
- Les délais de réalisation.

#### ➤ Les points faibles :

- La problématique du transport des poutres.
- Les coûts élevés
- L'entretien et la maintenance des corrosions et des assemblages.
- La main d'œuvre qualifiée est demandée

### • Variante N°2 : Pont Voutres :

#### ➤ Les points forts :

- L'intégration harmonique dans le site.
- L'entretien et la maintenance sont quasiment absents.

- Les points faibles
  - La grande consommation des matériaux.
  - Les coffrages spéciaux.
  - Les délais de réalisation sont importants vis-à-vis des autres variantes.
  - Les techniques de réalisations sont compliquées vis-à-vis des autres variantes.

- **Variante N°3 Pont à poutres :**

- Les points forts :
  - Les coûts de réalisation.
  - La réutilisation des coffrages.
  - La possibilité de réalisation sans échafaudages.
  - Le délai de réalisation.
- Les points faibles :
  - Le transport des poutres.
  - Le poids propre très important
  - Le manque du critère esthétique.

On compare ces variantes et on obtient :

Tableau II. 6 : Devis estimatif et quantitatif des 3 variantes.

| VARIANTES   | Cout unitaire<br>(DA / m <sup>2</sup> ) | Surface<br>(m <sup>2</sup> ) | Cout Totale<br>(DA) |
|-------------|-----------------------------------------|------------------------------|---------------------|
| Variante 01 | 40 0000                                 | 11055                        | 4 4220 000.00       |
| Variante 02 | 35 0000                                 | 11055                        | 3 869 2500.00       |
| Variante 03 | 25 0000                                 | 11055                        | 2 7637 500.00       |

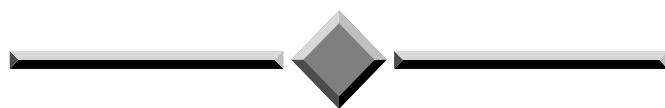
### II-8.3 Conclusion :

Après avoir effectué l'analyse multicritères on a constaté que la variante « **Pont a poutres précontrainte** » est la meilleure. On fera une étude détaillée de cette variante dans les chapitres suivants.



# CHAPITRE III

## REGLEMENTS ET MATERIAUX



### III-1 Règlements :

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- **Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99** : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ».
- **Règles B.P.E.L. 91** : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ».
- **Règles R.C.P.R** : « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- **Règles R.P.O.A 2008** : « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ».
- **Guide SETRA** : « Service d'étude technique des routes et autoroutes ».

### III-2 Matériaux :

#### III-2.1 BÉTON :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ . Le béton est dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA 325.

**Densité** : la masse volumique du béton armé est :  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

##### III-2.1.1 Résistance caractéristique à la compression :

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique par " $f_{cj}$ ".

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge  $j \leq 28$  et pour un béton non traité thermiquement :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.86j} \times f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

##### III-2.1.2 Résistance caractéristique à la traction :

Cette propriété joue un rôle important dans les problèmes de fissuration, traction et de cisaillement, la résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours notée " $f_{tj}$ " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{pour} \quad f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

### III-2.1.3 Contraintes Admissibles du Béton :

La contrainte  $\sigma$  en service et bornée à une valeur appelée contrainte admissible définie par :

#### ➤ Contrainte admissible à la compression :

**Contrainte Admissibles à l'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à 28 jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Avec :

$\gamma_b = 1.5$  en situations durables ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

- **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.
- **9** lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.
- **0.85** lorsqu'elle est inférieure à 1h.

**Contraintes admissibles à l'E.L.S:**

$$\sigma_{bc} = 0,5 \times f_{c28} \text{ En service}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ En construction.}$$

#### ➤ Contraintes admissibles à la traction :

Le règlement BPEL limite les contraintes de traction dans le béton par les valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage,  $1.5 f_{tj}$  ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

### III-2.1.4 Déformation du Béton :

Déformation longitudinale du béton :

Le béton est un matériau fragile (par opposition à ductile), il se déforme peu avant rupture. La loi de comportement fait apparaître une zone élastique (quasiment linéaire) et une zone plastique.

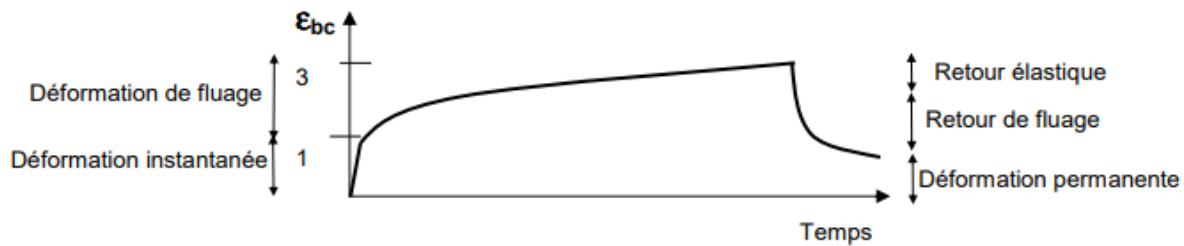


Figure III. 1 : Déformation instantanée et différée (due au fluage).

### III-2.2 ACIER :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes:

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

#### ➤ Aciers Actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute limite d'élasticité que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8f_{prg} ; 0,9 f_{peg}).$$

$f_{prg}$  : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

$f_{peg}$  : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

- 190 000 MPa pour les torons.

#### ➤ Aciers Passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

La limite élastique :

On définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinale " $E_p$ " des aciers de précontrainte est pris égal à :

- 200 000 MPa pour les barres.

### ❖ Diagramme contrainte déformation :

Le calcul à E.L.U sortant du domaine élastique, il est nécessaire de connaître la relation entre les contraintes et les déformations, aux différents stades de calcul.

Limite d'élasticité :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, de classe FeE50, la limite élastique de ces derniers est de 500MPa.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

- $\gamma_s = 1 \rightarrow$  situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$  situation durable ou transitoire.

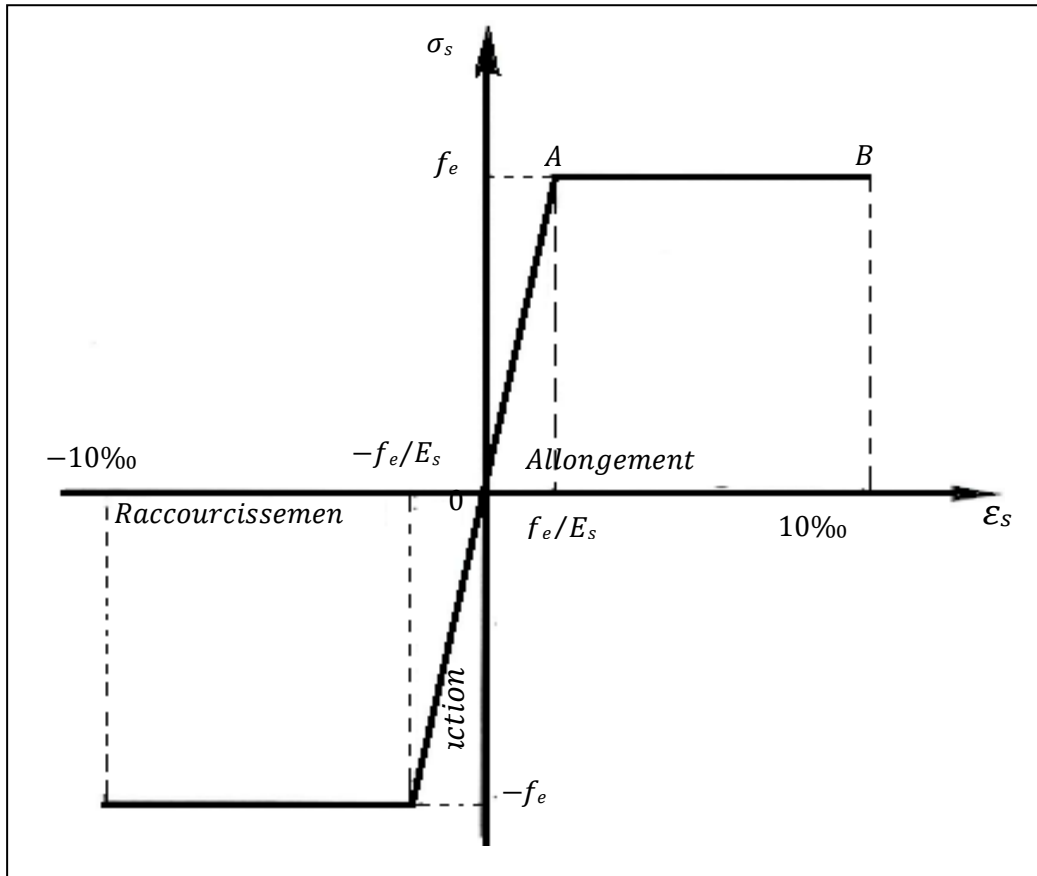


Figure III. 2 : Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier.

❖ Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$
- En fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma_{st}} = \min\{\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{5f_{tj}}\}$
- En fissuration très préjudiciable :  $\overline{\sigma_{st}} = \min\{0.5 \times f_e ; 90\sqrt{5f_{tj}}\}$

❖ Module d'élasticité longitudinale de l'acier :  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ .

### III-2.3 PRÉCONTRAINTÉ :

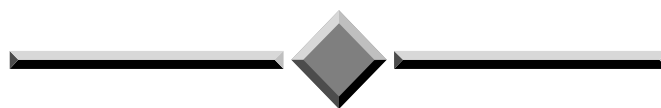
Ces qualités sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus)

- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement à l'eau séléniteuse.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.
- Ces torons de précontrainte sont conformes aux Normes Européennes : (NORME EN 10138/6 - 79).
- Résistance ultime  $f_{prg} = 1860$  Mpa.
- Limite élastique  $f_{peg} = 1674$  Mpa.
- Module d'élasticité  $E_p = 190000$  Mpa.
- Section droite d'un toron  $A_p = 150$  mm<sup>2</sup>.
- Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiquessuivantes  $\mu_0 = 0,43$ .

# CHAPITRE IV

## CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES



## IV-1 Introduction :

Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables. Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le tablier doit supporter.

La répartition des efforts dans la structure est calculée à partir des méthodes numériques consistent d'abord de calculer les efforts engendrés par les charges au sens longitudinal (théorie classique des poutres) ensuite la répartition de ces efforts transversalement en utilisant les lignes d'influences (méthode de Guyon-Massonnet-Barrez).

## IV-2 Type de charge :

Les charges et les surcharges agissants sur le pont sont classées en trois catégories suivantes :

- Les charges permanentes (CP).
- Les charges complémentaires permanentes (CCP).
- Les surcharges selon RCPR.

## IV-3 Calcule des charges permanentes (CP) :

### IV-3.1 Poids de la poutre:

Notre poutre est à section variable, c'est-à-dire la poutre présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme cet élargissement est destiné à porter d'une part l'effort tranchant maximal sur les appuis et d'une autre part pour s'assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

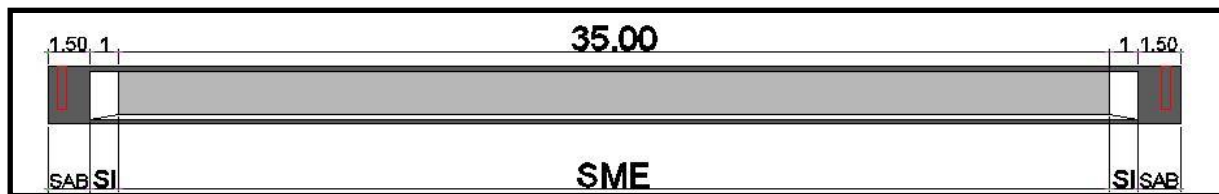


Figure IV. 1: Profil en long de la poutre.

$$\text{Volumepoutre} = \text{surfaceabout} \times 3 + \text{surfaceintermédiaire} \times 2 + \text{surfacemédian} \times 35$$

$$\text{Volumepoutre} = 1.2990 \times 3 + 1.0240 \times 2 + 0.7717 \times 35 = 32.9545 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids poutre} = \text{Volume poutre} \times \text{Poids volumique béton armé}$$

$$\text{Poids poutre} = 32.9545 \times 25 = 823.86 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres d'une travée :

$$\text{Poids total} = \text{poids poutre} \times \text{nombrepoutre}$$

$$\text{Poidstotal} = 823.86 \times 8 = 6590.88 \text{ KN}$$

Alors le poids linéaire totale est de :  $P_{pl} = P_p / L = 6590.88 / 40 = 164.77 \text{ KN/m}$



**IV-3.2 Poids de la dalle :**

Le poids de la dalle est de :

$$P_D = 40 \times 13.25 \times 25 \times 0.25$$

$$P_D = 3312.5 \text{ KN}$$

**IV-3.2 Poids de l'entretoise :**

**Volume<sub>entretoises</sub> = Surface × Largeur**

$$\text{Volume}_{\text{entretoises}} = 0.3 \times 0.98 = 0.294 \text{ m}^3$$

**Poids de l'entretoise = Volume<sub>entretoises</sub> × Poids volumique béton armé**

$$\text{Poids de l'entretoise} = 0.294 \times 25 = 7.35 \text{ KN/ml}$$

**IV-4 Calcule des compléments des charges permanentes :****IV-4.1 Revêtement et étanchéité :**

$$P_r = p_r \times L_r \times (e_r + e_e)$$

Avec

$p_r$  : masse volumique du revêtement (KN/m<sup>3</sup>).

$L_r$  : Longueur du revêtement (m).

$e_r$  : épaisseur du revêtement (m).

$e_e$  : épaisseur étanchéité (m).

$$\text{Donc : } P_r = 25 \times 12 \times (0.08 + 0.02)$$

$$P_r = 30 \text{ KN/ml}$$

**IV-4.2 Corniche et Trottoirs :**

$$P_T = 2 \times S_{c,t} \times \rho_b \times L_c$$

Avec :

$S_{c,t}$  : Section de la corniche et trottoir (m<sup>2</sup>).

$\rho_b$  : masse volumique du béton.

$L_c$  : Longueur de la corniche.

Donc :

$$P_T = (0.5 + 0.75) \times 0.25 \times 25$$

$$P_T = 7.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_c = 0.1 \times 25$$

$$P_c = 2.5 \text{ KN/m}$$

**IV-4.3 Garde-corps :**

$P_{GC} = 1 \text{ KN/m}$ . On a 2 gardes corps :

Donc :  **$P_{GC} = 2 \text{ KN/ml}$**

#### IV-4.4 Glissières de sécurité :

Le poids de la glissière de sécurité est  $P_{GS} = 0.6 \text{ KN/ml}$

Le poids des glissières de sécurité pour deux trottoirs  $P_{GS} = 1.2 \text{ KN/ml}$

Tableau IV.1: Récapitulatif des charges.

|                         | Eléments                   | Poids linéaire [KN/ml] | Poids [KN]     |
|-------------------------|----------------------------|------------------------|----------------|
| CP                      | Poutres                    | <b>164.72</b>          | <b>6590.88</b> |
|                         | Dalle                      | <b>82.81</b>           | <b>3312.5</b>  |
|                         | Entretoise                 | <b>7.35</b>            | <b>294</b>     |
| CCP                     | Revêtement et étanchéité   | <b>30</b>              | <b>1200</b>    |
|                         | Les Trottoirs              | <b>7.81</b>            | <b>312.5</b>   |
|                         | La corniche                | <b>2.5</b>             | <b>100</b>     |
|                         | Les garde-corps            | <b>2</b>               | <b>80</b>      |
|                         | Les glissières de sécurité | <b>1.2</b>             | <b>48</b>      |
| Poids totale du tablier |                            | <b>295.9</b>           | <b>11837.9</b> |

#### IV-5 Calcul des surcharges :

Selon le DTR Algérien des « REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES » (RCPR).

##### IV-5.1 Caractéristiques du pont :

##### ❖ Largeur roulable :

Selon l'RCPR, la largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles.  $L_r = 12 \text{ m}$ .

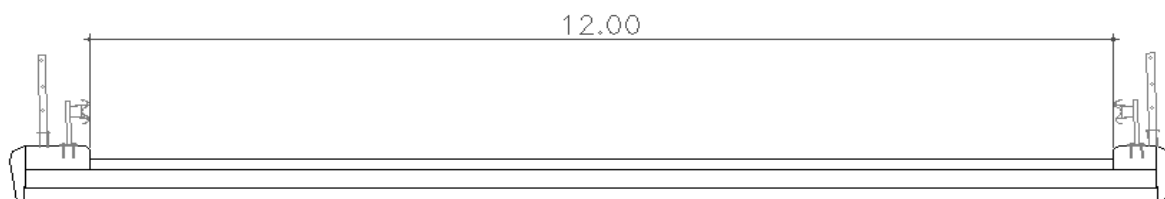


Figure IV.2 : Largeur roulable.

❖ **Largeur chargeable :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable. En enlevant une bande de 0,50 m long de chaque dispositif de retenue (glissière).

Donc :  $L_c = L_r - 1 = 12 - 1$    **$L_c = 11 \text{ m}$**

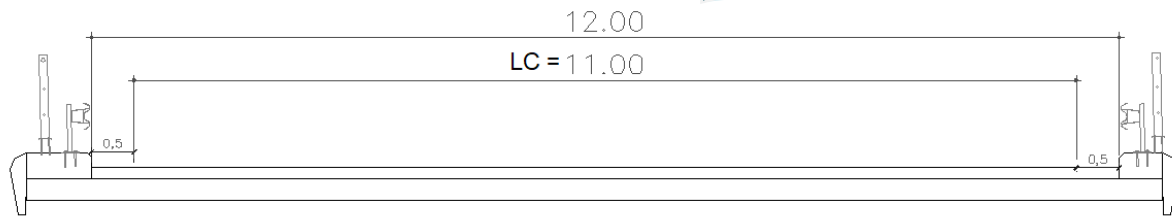


Figure IV.3: Largeur chargeable.

❖ **Nombre de voies :**

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

$$N = \frac{L_c}{3} = \frac{11}{3}$$

**$N = 3 \text{ voies}$**

❖ **Classe de pont :**

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m sont de 1ères classes.

Notre pont à une largeur roulable  $L_r = 12 \text{ m}$  donc 1ère classe.

**IV-5.2 Type des surcharges :**

D'après RCPR les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (Bc, Bt).
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

**IV-5.2.1 Système de charge A(l) :**

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients  $a_1$  et  $a_2$

La charge A(l), exprimée en KN par mètre carré  $[\text{KN/m}^2]$  est donnée en fonction de la longueur chargée, exprimée en mètres par :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}$$

Avec :  $l = 39 \text{ m}$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{39+12} = 9.36 \text{ KN/m}^2$$

$$A(l) = 9.36 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcule du coefficient  $a_1$  et  $a_2$  :**

Le coefficient  $a_1$  est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Tableau IV.2 : Valeurs de  $a_1$  en fonction du nombre des voies chargées.

| Nombre de voies |           | 1   | 2   | 3   | 4    | > 5 |
|-----------------|-----------|-----|-----|-----|------|-----|
| Classe de pont  | Première  | 1   | 1   | 0.9 | 0.75 | 0.7 |
|                 | Deuxième  | 1   | 0.9 | -   | -    | -   |
|                 | Troisième | 0.9 | 0.8 | -   | -    | -   |

Donc  $a_1 = 0.9$

Le coefficient  $a_2$  est donné par la formule ci-dessous :

$$a_2 = V_0/V$$

Avec :

$V$  : La largeur d'une voie.

$V_0$  : Est en fonction de la classe du pont.

$$V = \frac{L_c}{N} = \frac{11}{3} = 3.66 \text{ m}$$

$$V_0 = 3.5 \text{ m}$$

Donc :

$$a_2 = \frac{3.5}{3.66} = 0.96$$

❖ **Calcule de la charge  $A_1$  et  $A_2$  :**

La charge  $A_1$  est obtenue par :

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 \times l \end{array} \right.$$

La charge  $A_2$  est obtenue par :

$$A_2 = a_2 \times a_1 \times A(l)$$

❖ **Calcule des charges A(l) :**

Tableau IV. 3: Calcule des charges A(l).

| Nombres des voies | L [m] | A(l) [KN/m <sup>2</sup> ] | a <sub>1</sub> | a <sub>2</sub> | A <sub>2</sub> =a <sub>2</sub> ×a <sub>1</sub> ×A(l) [KN/m <sup>2</sup> ] | L <sub>v</sub> [m] | A(l) [kN/m] |
|-------------------|-------|---------------------------|----------------|----------------|---------------------------------------------------------------------------|--------------------|-------------|
| 1                 | 39    | 9,36                      | 1              | 0,96           | 8,98                                                                      | 3,66               | 32,86       |
| 2                 | 39    | 9,36                      | 1              | 0,96           | 8,98                                                                      | 7,33               | 65,82       |
| 3                 | 39    | 9,36                      | 0,9            | 0,96           | 8,08                                                                      | 10,99              | 88,79       |

Avec :

$$L_v = (\text{nombre des voies chargées}) \times V$$

$$A = L_v \times (a_2 \times a_1 \times A(l))$$

**IV-5.2.2 Système de charge B :**

Le système de charge B représente tous catégories de camion ; il comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

**IV-5.2.3 Coefficient de majoration dynamique :**

Les charges dynamiques (mobiles/roulantes) provoquent dans la structure des effets (déplacements, vitesses et accélérations) supérieurs à celles provoqués dans le cas statique (charges immobiles), ce phénomène physique est appelé (l'amplification dynamique).

Le règlement RCPR prend cet effet en considération en frappant les valeurs des charges mobiles (les systèmes B et M) par un coefficient  $\delta$  appelé 'coefficient de majoration dynamique' déterminé par la formule :

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

L : La longueur de l'élément (m).

G : Le poids propre de l'élément (KN).

S : La valeur maximal de la charge considérée (KN).

**IV-5.2.4 système Bc :**

Un camion de type Bc comporte trois essieux de 300 KN comme charge totale.

**Disposition dans le sens transversal :**

Le nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.

**Disposition dans le sens longitudinal :**

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

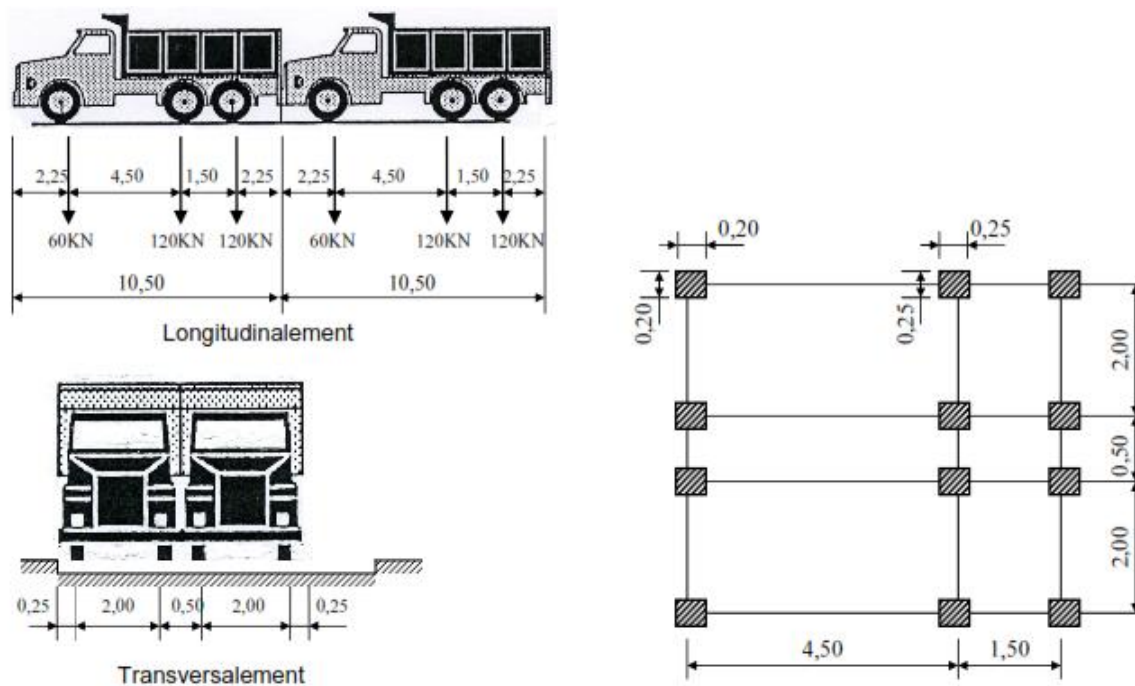


Figure IV. 4: Disposition du système Bc dans la chaussée.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné par l'RCPR.

❖ **Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bc :**

Tableau IV. 4: Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bc.

| Nombre des voies | $B_c$ [kN] | $b_c$ | $S=B_c \times b_c$ [kN] | L (m) | G (kN)         | $\delta$ |
|------------------|------------|-------|-------------------------|-------|----------------|----------|
| 1                | 600        | 1,2   | 720                     | 40    | <b>11837.9</b> | 1,053    |
| 2                | 1200       | 1,1   | 1320                    |       |                | 1,061    |
| 3                | 1800       | 0,95  | 1710                    |       |                | 1,065    |

IV-5.2.5 **Système Bt :**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques de 320 kN comme charge totale.

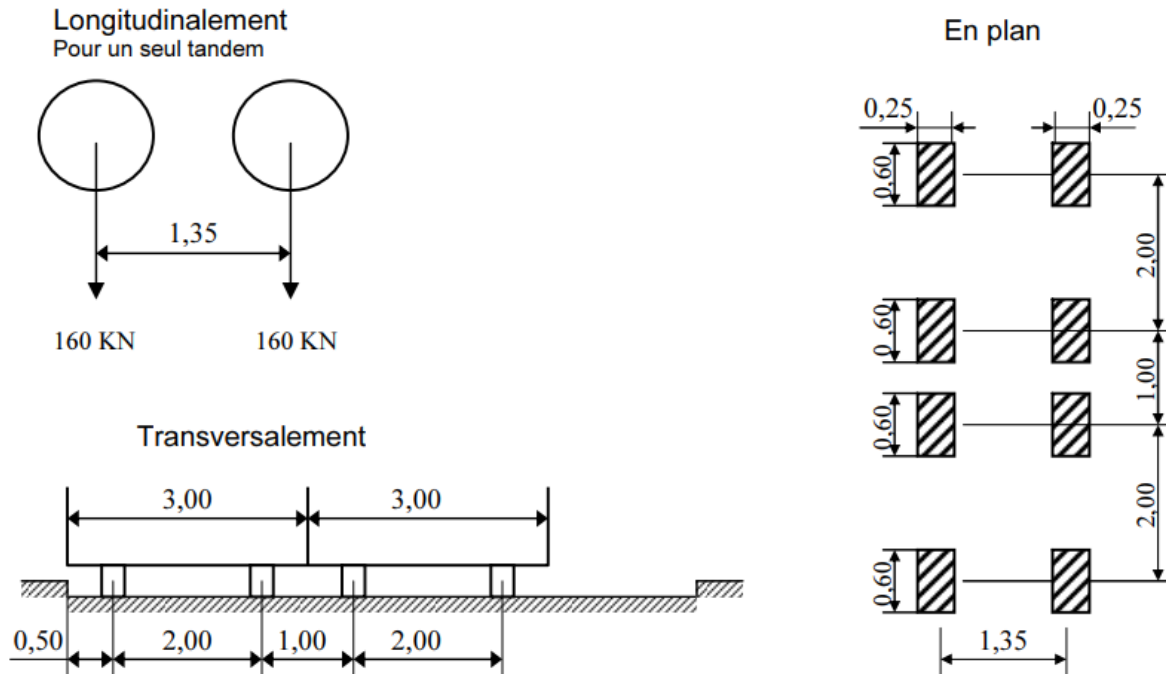


Figure IV. 5: Disposition du système Bt dans la chaussée.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt donné par l'RCPR.

Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bt :

Tableau IV.5 : Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bt.

| N° des voies | Bt (kN) | bt  | $S=Bt \times bt$<br>[kN] | L [m] | G [kN]  | $\delta$ |
|--------------|---------|-----|--------------------------|-------|---------|----------|
| 1            | 320     | 1,2 | 384                      | 40    | 11837.9 | 1,049    |
| 2 – 3        | 640     | 1,2 | 768                      | 40    |         | 1,054    |

IV-5.2.6 **Convoi Mc120 :**

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles avec une charge totale de 1100 kN.

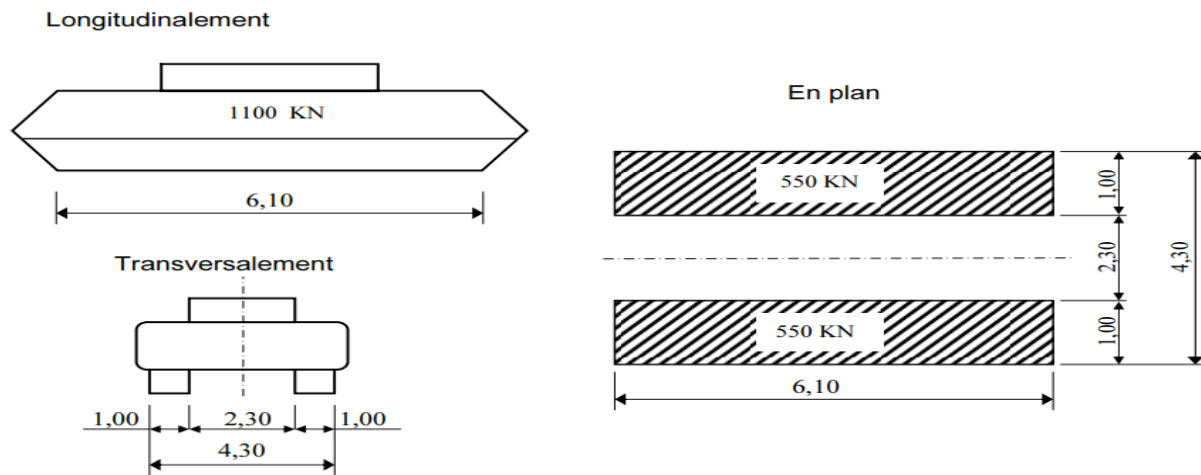


Figure IV. 6 : Disposition du convoi Mc120 dans la chaussée.

$$S = 1100 \text{ kN}$$

$$G = 15382,7 \text{ kN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{11837,9}{1100}}$$

$$\delta = 1.058$$

Tableau IV. 6: Récapitulatif des coefficients de majoration dynamique et des charges.

| Système de charg | L (m) | G (kN)  | S (kN) | $\delta$     |
|------------------|-------|---------|--------|--------------|
| B <sub>c</sub>   | 40    | 11837,9 | 1710   | <b>1,065</b> |
| B <sub>t</sub>   |       |         | 768    | <b>1,054</b> |
| Mc120            |       |         | 1100   | <b>1,058</b> |

#### IV-5.2.7 Convoi exceptionnel type D240 :

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

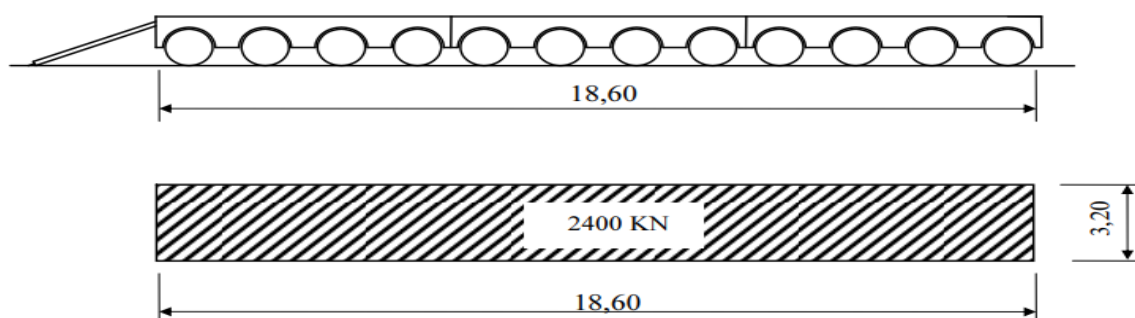


Figure IV. 7: Convoi type D240.



#### IV-5.2.8 Efforts de Freinage :

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A(l)** et **Bc** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant 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 A(l) :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A(l) est donné d'après le RCPR :

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

**S** : surface de chargement.

Tableau IV. 7: Les valeurs de la force de freinage de système de charge A(L)

| N des voies | S (m <sup>2</sup> ) | A(l) (kN/m <sup>2</sup> ) | F (kN) |
|-------------|---------------------|---------------------------|--------|
| 1           | 146,67              | 8,93                      | 63,87  |
| 2           | 293,33              | 8,93                      | 124,63 |
| 3           | 440,00              | 8,04                      | 164,24 |

❖ Système de charge Bc :

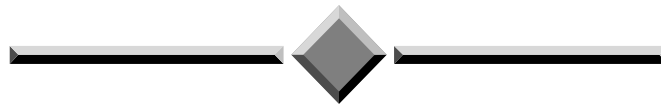
L'effort de freinage qui correspond au système de charge Bc est donné d'après le RCPR :

$$Fr(Bc) = BC$$

**F<sub>BC</sub> = 300 KN.**

# CHAPITRE V

## CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX



## V-1 CALCULE DES MOMENTS FLECHISSANT :

### V-1.1 Moment fléchissant du au poids propres :

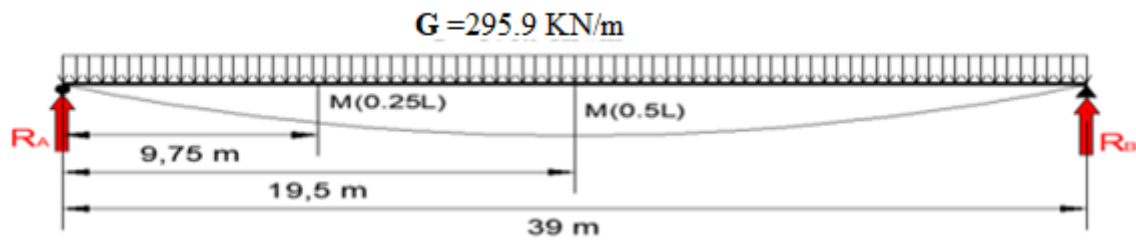


Figure V. 1: Moment fléchissant du a la charge permanente.

#### ❖ Calcul des réactions $R_A$ et $R_B$ :

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{295.9 \times 39}{2} = 5770.05 \text{ KN}$$

#### ❖ Calcul du moment fléchissant $M$ à l'abscisse ( $x = 0.5 L$ ) :

$$M_{x=0.5L} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{295.9 \times 39^2}{8}$$

$$M_{x=0.5L} = 56257.98 \text{ KN.m}$$

### V-1.2 Calcul du moment dû à la surcharge $A(l)$ :

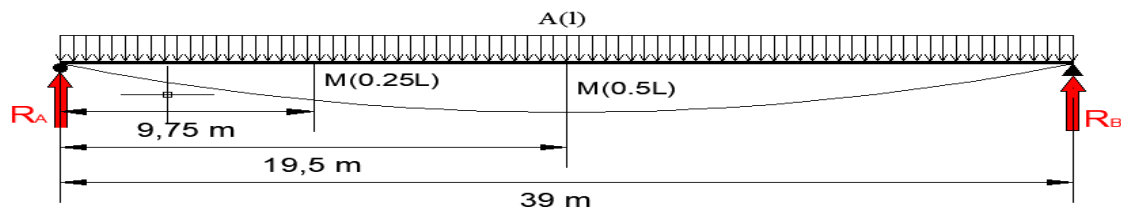


Figure V. 2 : Moment fléchissant dû à la surcharge  $A(l)$ .

#### ❖ Calcul des réactions $R_A$ et $R_B$ :

$$R_A = R_B = A(l) \times \frac{L}{2}$$

#### ❖ Récapitulatif des réactions dues à la surcharge $A(l)$ :

Tableau V. 1: Récapitulatif des réactions dues à la surcharges  $A(l)$ .

| Voie chargée | $A(L)$ [kN/m] | $R_A$ [kN] |
|--------------|---------------|------------|
| 1            | 32,76         | 638,82     |
| 2            | 65,51         | 1277,45    |
| 3            | 88,44         | 1724,58    |

❖ **Calcul du moment fléchissant  $M$  à l'abscisse ( $x = 0.5 L$ ) :**

$$M_{x=0.5L} = \frac{A(l) \times L^2}{8}$$

❖ **Récapitulatif des moments dus aux charges  $A(l)$  :**Tableau V. 2: Récapitulatif des moments dues à la surcharge  $A(l)$ .

| Voie chargée | $A(L)$ | $M_{x=0.5L}$ [KN.m] |
|--------------|--------|---------------------|
| 1            | 32,76  | 6228,50             |
| 2            | 65,51  | 12455,09            |
| 3            | 88,44  | 16814,66            |

**V-1.3 Calcul du moment dû à la surcharge Bc :**❖ **Théorème de barres :**

Le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre. La résultante du convoi  $R = 5P$ .

$$X_{R/O} = \sum_{i=1}^n \frac{P_i \times X_i}{P_i}$$

Telle que :

$$\sum_{i=1}^6 P_i = R = 5P$$

$$X_{R/O} = \frac{P \times 4.5 + P \times 6 + \frac{P}{2} \times 10.5 + P \times 15 + P \times 16.5}{5 \times P} = 9.45 \text{ m}$$

$$2\delta = 9.45 - 6 = 3.45 \text{ m}$$

$$\delta = 1.725 \text{ m}$$

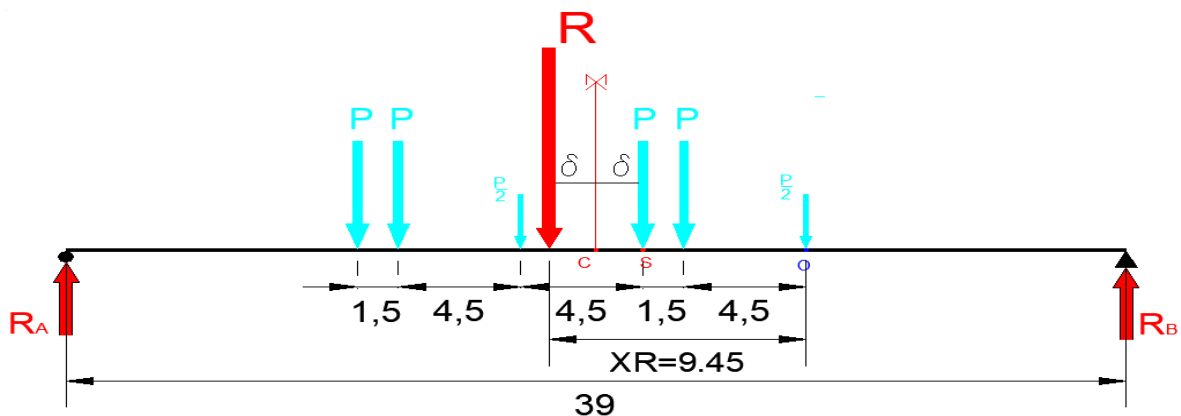


Figure V. 3: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre.

❖ **Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :**

On a :

$$R_A + R_B = 5P \dots (1)$$

$$\Sigma M_B = 0 \dots (2)$$

$$39 \times R_A = 28.275 \times P + 26.775 \times P + 22.275 \times \frac{P}{2} + 17.775 \times P + 16.275 \times P + 11.775 \times \frac{P}{2}$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 2.72 \times P \text{ (unité de P)}$$

$$R_B = 2.28 \times P \text{ (unité de P)}$$

❖ **Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse (point S) :**

$$M_S = 21.225 \times R_A - 10.5 \times P - 9 \times P - 4.5 \times \frac{P}{2}$$

$$M_S = 35.98 \times P \text{ (unité de P.m)}$$

$$M_{\max} = M_S \times bc \times \delta_{bc}$$

Tableau V. 3: Récapitulatif du moment dû à la surcharge Bc.

| Voie chargée | P [KN] | $M_S$ [KN.m] | bc   | $\delta_{bc}$ | $M_{\max}$ [KN.m] |
|--------------|--------|--------------|------|---------------|-------------------|
| 1            | 120    | 4317,6       | 1,2  | 1,053         | 5455,72           |
| 2            | 240    | 8635,2       | 1,1  | 1,061         | 10078,15          |
| 3            | 360    | 12952,8      | 0,95 | 1,065         | 13105             |

**V-1.4 Calcul Du Moment Dû À La Surcharge Bt :**❖ **Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse (Point S) :**

Un seul cas se présente pour la position de la résultante des convois par rapport à l'axe de symétrie.

$$X_{R/O} = \sum_{i=1}^n \frac{P_i \times X_i}{P_i}$$

$$X_{R/O} = \frac{1.35 \times P}{2 \times P} = 0.675 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

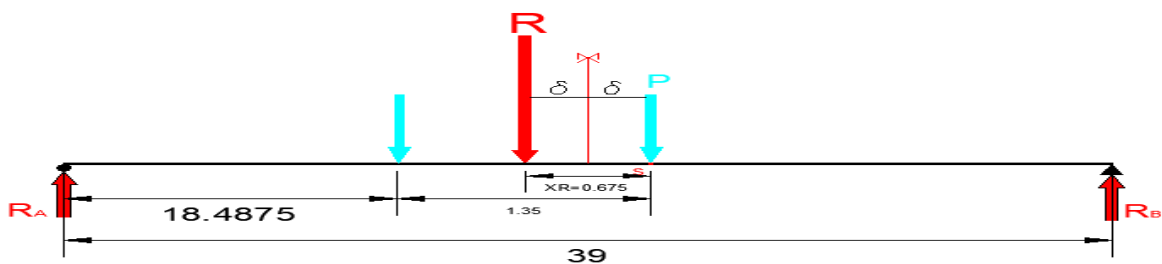


Figure V. 4: Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse).

$$R_A + R_B = 2P \dots (1)$$

$$\Sigma M_B = 0 \dots (2)$$

$$39 \times R_A = 20.5125 \times P + 19.1625 \times P$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 1.02P \text{ (unité de P)}$$

$$R_B = 0.98P \text{ (unité de P)}$$

$$M_S = 19.1625 \times R_B = 18.78 \times P \text{ (unité de P.m)}$$

$$M_{\max} = M_S \times bt \times \delta_{bt}$$

Tableau V. 4: Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt.

| Voie chargée | P [KN] | M <sub>S</sub> [KN.m] | bt  | δ <sub>Bt</sub> | M <sub>max</sub> [KN.m] |
|--------------|--------|-----------------------|-----|-----------------|-------------------------|
| 1            | 160    | 3004,8                | 1,2 | 1,049           | 3782,44                 |
| 2 – 3        | 320    | 6009,6                | 1,2 | 1,054           | 7600,94                 |

### V-1.5 Calcul du moment dû à la surcharge Mc120 :

#### ❖ Calcul du moment fléchissant M à 0.5L:

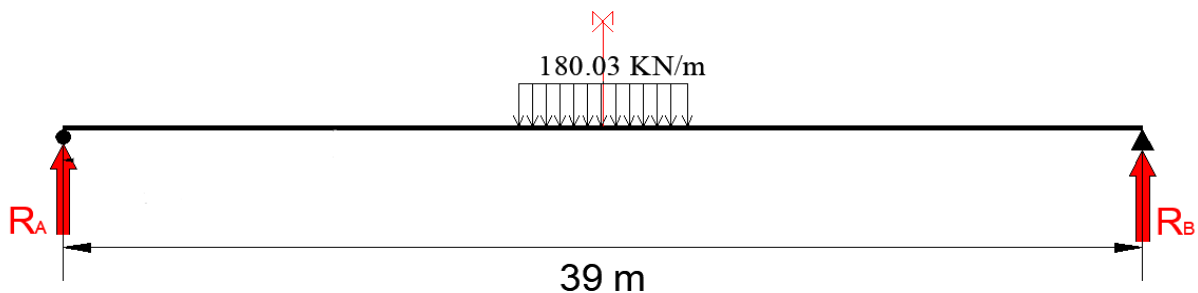


Figure V. 5: Disposition de La surcharge MC120 (la section la plus dangereuse).

$$R_A + R_B = 1100 \dots (1)$$

$$\Sigma M_A = 0 \dots (2)$$

$$39 \times R_B = 6.1 \times 180.03 \times 19.5$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 550 \text{ KN et } R_B = 550 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 19.5 - 180.03 \times 3.05 \times 1.525$$

$$M_{x=0.25L} = 7210.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{maj}} = M_{x=0.25L} \times \delta_{\text{Mc120}} = 7210.77 \times 1.058$$

$$M_{\text{maj}} = 7628.99 \text{ KN.m}$$

### V-1.6 Calcul du moment dû à la surcharge d240 :

#### ❖ Calcul du moment fléchissant M à 0.5L:

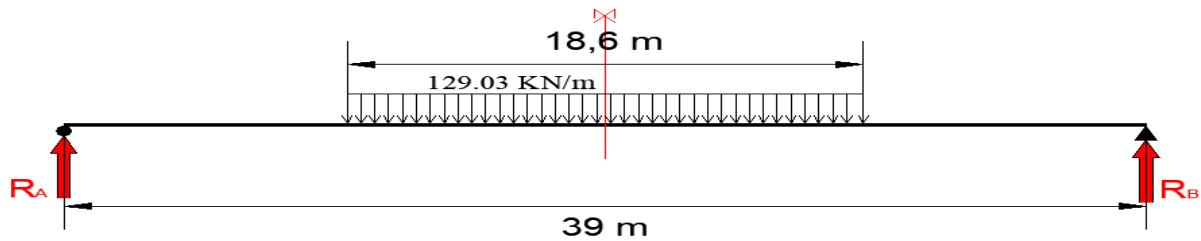


Figure V. 6: Disposition de La surcharge D240 (la section la plus dangereuse).

$$R_A + R_B = 2400 \dots (1)$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \dots (2)$$

$$39 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 19.5$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 1200 \text{ KN et } R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 19.5 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$$

$$M_{x=0.5L} = \mathbf{17820.09 \text{ KN.m}}$$

## V-2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS :

### V-2.1 Calcul des efforts tranchants dû à la charge permanente :

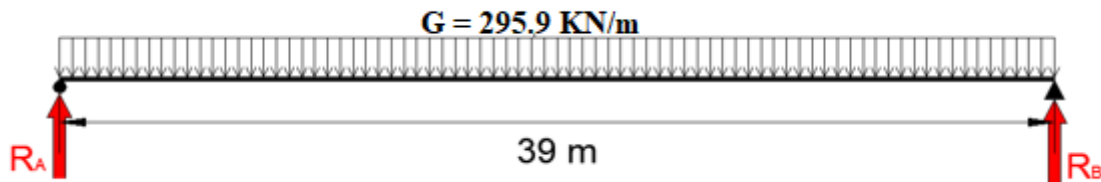


Figure V. 7: Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seul.

#### ❖ Calcul des réactions $R_A$ et $R_B$ :

$$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{295.9 \times 39}{2} = 5770.05 \text{ KN}$$

#### ❖ Calcul de l'effort tranchant a $x=0 \text{ m}$ :

$$T_{x=0} = R_A = 5770.05 \text{ KN}$$

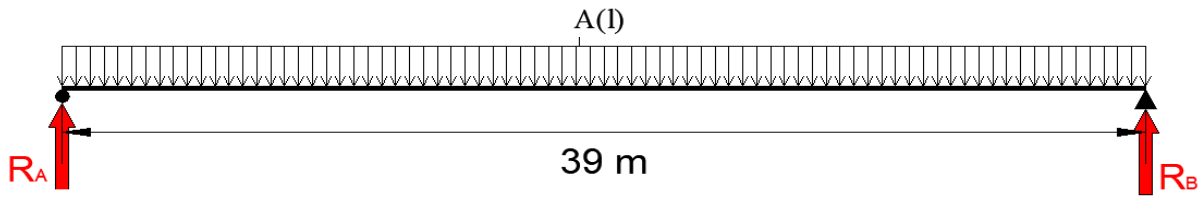
**V-2.2 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l) :**

Figure V. 8: Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L).

$$T_{x=0} = \frac{A(l) \times L}{2}$$

Tableau V. 5: Récapitulatif des efforts tranchants sous la surcharge A(l).

| Voie chargée | A(L)  | $T_{x=0.5L}$ [KN] |
|--------------|-------|-------------------|
| 1            | 32,76 | 638,82            |
| 2            | 65,51 | 1277,45           |
| 3            | 88,44 | 1724,58           |

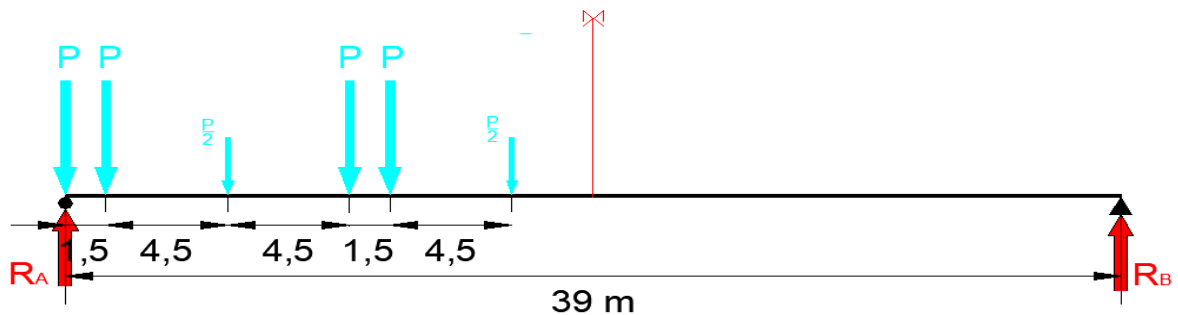
**V-2.3 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bc :**❖ Calcul de l'effort tranchant a  $x=0$  m :

Figure V. 9: Disposition du convoi Bc.

❖ Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A + R_B = 5P \dots (1)$$

$$\Sigma M_A = 0 \dots (2)$$

$$39 \times R_B = 16,5 \times \frac{P}{2} + 12 \times P + 10,5 \times P + 6 \times \frac{P}{2} + 1,5 \times P$$

De (1) et (2) on conclut :

$$R_B = 0,9P$$

$$R_A = 4,1P$$

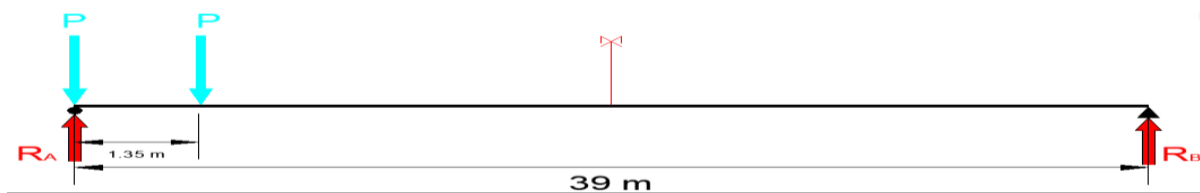
$$T_{x=0} = R_A = 4,1P$$

$$T_{maj} = T_{x=0} \times bc \times \delta_{bc}$$



Tableau V. 6: Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bc a  $x=0L$ .

| Voie chargée | P [KN] | $T_{x=0}$ [KN] | bc   | $\delta_{bc}$ | $T_{maj}$ [KN] |
|--------------|--------|----------------|------|---------------|----------------|
| 1            | 120    | 492            | 1,2  | 1,053         | 621,69         |
| 2            | 240    | 984            | 1,1  | 1,061         | 1148,42        |
| 3            | 360    | 1476           | 0,95 | 1,065         | 1493,34        |

**V-2.4 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bt :****❖ Calcul de l'effort tranchant a  $x=0$  m :**Figure V. 10: Disposition du convoi Bt a  $x=0L$ .**❖ Calcule des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :**

$$R_A + R_B = 2P \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0 \dots (2)$$

$$39 \times R_B = 1.35 \times P$$

De (1) et (2) on conclut :

$$R_B = 0.03P$$

$$R_A = 1.97P$$

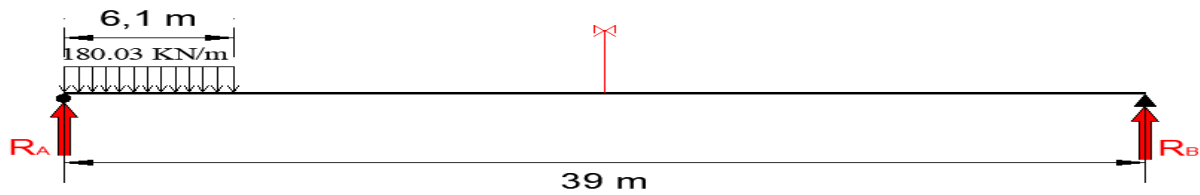
$$T_{x=0} = R_A = 1.97P$$

$$T_{maj} = T_{x=0} \times bc \times \delta_{bc}$$

Tableau V. 7: Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bt a  $x=0L$ .

| Voie chargée | P [KN] | $T_{x=0}$ [KN] | bt  | $\delta_{bt}$ | $T_{maj}$ [KN] |
|--------------|--------|----------------|-----|---------------|----------------|
| 1            | 160    | 315,2          | 1,2 | 1,049         | 396,77         |
| 2 – 3        | 320    | 630,4          | 1,2 | 1,054         | 797,33         |

**V-2.5 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Mc120 :****❖ Calcul de l'effort tranchant a  $x=0$  m :**

Figure V. 11: Disposition du convoi MC120 a  $x=0L$ .

- **Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :**

$$R_A + R_B = 1100 \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0 \dots (2)$$

$$39 \times R_B = 6.1 \times 180.3 \times 3.05$$

De (1) et (2) on conclut :

$$R_B = 86 \text{ KN}$$

$$R_A = 1014 \text{ KN}$$

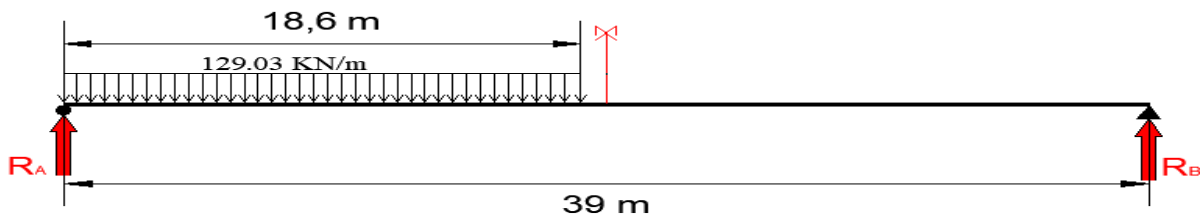
$$T_{x=0} = R_A = 1014 \text{ KN}$$

$$T_{\text{maj}} = T_{x=0} \times \delta_{MC120} = 1014 \times 1.058$$

$$T_{\text{maj}} = 1072.81 \text{ KN}$$

### V-2.6 Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240 :

#### ❖ Calcul de l'effort tranchant a $x=0 \text{ m}$ :

Figure V. 12: Disposition du convoi 240 a  $x=0L$ .

#### ❖ Calcul des réactions $R_A$ et $R_B$ :

$$R_A + R_B = 2400 \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0 \dots (2)$$

$$39 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 9.3$$

De (1) et (2) on conclut :

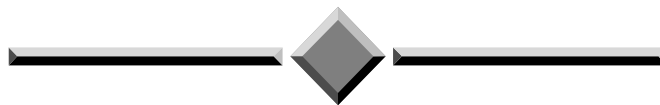
$$R_B = 572.29 \text{ KN}$$

$$R_A = 1827.71 \text{ KN}$$

$$T_{x=0} = R_A = 1827.71 \text{ KN}$$

# CHAPITRE VI

## LA REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS



## VI-1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on évalue la répartition transversale des efforts calculés dans les chapitres précédents, cette dernière est basée sur la méthode de GUYON MASSONNET.

La méthode de Guyon Massonnet est une méthode pratique de calcul des dalles ou des réseaux des poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour des dalles isotropes, elle fut ensuite étendue au cas des dalles orthotropes. Elle reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Ensuite de déterminer le coefficient de repartitions transversal  $K\alpha$  dépend essentiellement du paramètre de torsion  $\alpha$ , et d'entretoisement  $\theta$ .

Pour chaque effort on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charge et on retient la poutre la plus sollicitée.

## VI-2 DETERMINATION DES PARAMETRES :

### VI-2.1 Largeur actif :

La largeur active est (2b)

$b$  = demi-largeur de l'ouvrage

$l$  ; largeur de rive

$n$  : nombre de poutres

$b_0$  : entraxe des poutres = 1.65m

$n$  : nombres des poutres = 8

$$b = \frac{1}{2} \times [(n - 1) \times b_0 + l] = \frac{1}{2} (7 \times 1.65 + 2 \times 0.85)$$

$$b = 6.625 \text{ m}$$

$$\text{Donc Largeur actif : } 2b = 13.25\text{m}$$

### VI-2.2 Positions des poutres :

$$P_i = \frac{b_0 \times (i-1) + 0.82}{6.625} \times b$$

$$P_1 = \frac{1.65 \times 0 + 0.82}{6.625} \times b = 0.123b$$

$$P_2 = \frac{1.65 \times 1 + 0.82}{6.625} \times b = 0.307b$$

$$P_3 = \frac{1.65 \times 2 + 0.82}{6.625} \times b = 0.622b$$

$$P_4 = \frac{1.65 \times 3 + 0.82}{6.625} \times b = 0.87b$$

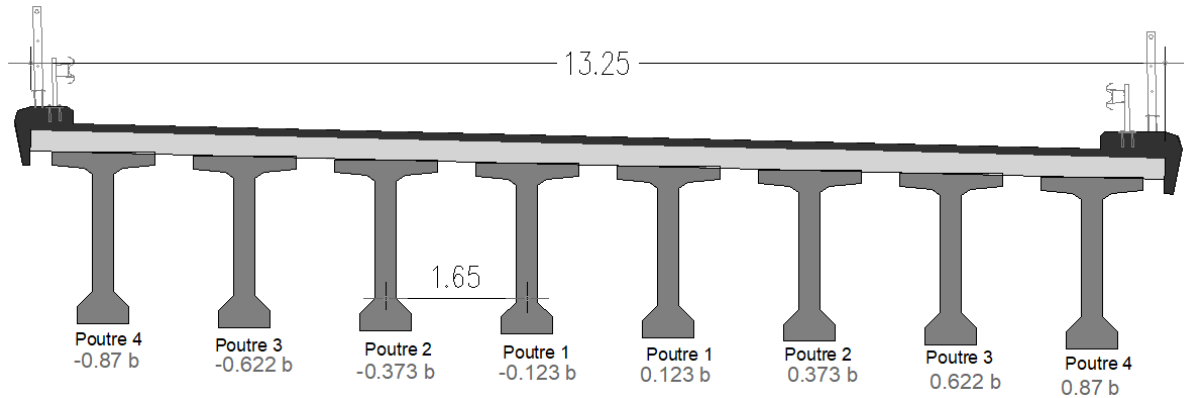


Figure VI. 1: La disposition des poutres.

### VI-2.3 Calcul des paramètres $\alpha$ et $\theta$ :

#### VI-2.3.1 Paramètre d'entretoisement $\theta$ :

Il caractérise la souplesse de l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Avec :

$\rho_P$  : la rigidité flexionnelle des poutres. Et  $\rho_E$  : la rigidité flexionnelle des entretoises.  
 $b$  : demi largeur active.  
 $l$  : la portée de la poutre.

#### ❖ Moment d'inertie équivalent de la poutre

Vu que la poutre est de section variable systématiquement elle est d'inertie variable

$$IP = \frac{\text{Inertie Mediane} \times 35 + \text{Inertie Intern} \times + \text{Inertie About} \times 3}{40}$$

$$I_{\text{médiane}} = 0.3758 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{inter}} = 0.4199 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{about}} = 0.4772 \text{ m}^4$$

$$IP = 0.3841775 \text{ m}^4.$$



$$IP = 38417750 \text{ cm}^4.$$

#### • Rigidité flexionnelle des poutres :

$$\rho_P = \frac{E \times IP}{b_0}$$



$$\rho_P = \frac{38417750}{165} \times E$$

$$\rho_P = 232834.84E$$

❖ **Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$\rho_D = \frac{E \times I_D}{L_0}$$

$$I_D : \text{Moment d'inertie de La dalle. } I_D = \frac{L_0 \times h^3}{12} = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130208.33 \text{ cm}^4$$

$L_0$  : La distance entre deux entretoises.  $L_0 = 1 \text{ m}$ .

$$\rho_D = \frac{E \times 130208.33}{100} = 1302.0833 \text{ E}$$

$$\text{Donc : } \theta = \frac{6.625}{39} \times \sqrt[4]{\frac{232834.84 \text{ E}}{1302.0833 \text{ E}}} = 0.62$$

VI-2.3.2 **Paramètre de torsion  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

❖ **Calcul de rigidité torsionnelle de la poutre  $\gamma_p$  :**

$$\gamma_p = \frac{C_P}{b_0}$$

$C_p$  : rigidité torsionnelle de la poutre.

$b_0$  : distance entre axe entre les poutres  $b_0 = 1.65 \text{ m}$

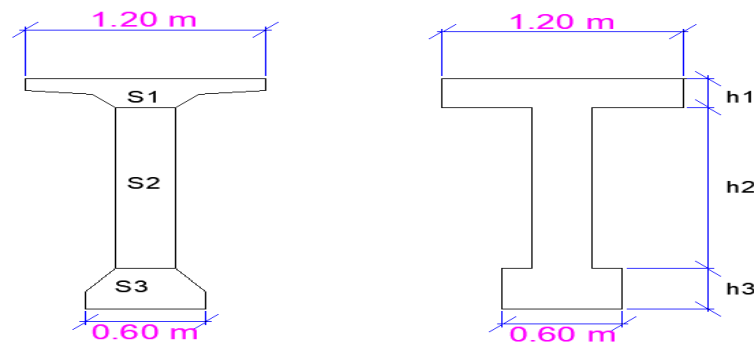


Figure VI. 2: La poutre équivalente.

$$C_P = \frac{G}{3} \left( \sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right)$$

$h$  : Épaisseur de la dalle.

$b_i$  : la plus grande portée.

$h_i$  : la plus petite coté.

$G$  : module de déformation transversale du béton.

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre :

$$S1 = h1 \times 1.2 = 0.312 \quad h1 = 0.26 \text{ m}$$

$$S3 = h3 \times 0.6 = 0.228 \quad h3 = 0.38 \text{ m}$$

$$h2 = 2 - (h1 + h3) = 2 - (0.26 + 0.38) \quad h2 = 1.36 \text{ m}$$

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  ,  $\nu$  : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux, pour le béton précontraint il est recommandée de prendre  $\nu = 0.20$ .

$$C_p = \frac{0.416E}{3} \left( 120 \times 26^3 + 136 \times 25^3 + 60 \times 38^3 + \frac{165 \times 25^3}{2} \right)$$

$$C_p = 1222416.34E$$

$$\gamma_p = \frac{1222416.34E}{165} = 7408.58E.$$

❖ **Rigidité torsionnelle de l'entretoise :**

$$C_E = C_D = 2GI_D = 2 \times \frac{E}{2(1+\theta)} \times I_D$$

$$C_E = 2GI_D = 2 \times 0.416E \times 130208.33 = 108333.33E$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_0} = \frac{108333.33E}{100} = 1083.3333E$$

Donc :

$$\alpha = \frac{7408.58E + 1083.3333E}{2 \times \sqrt{232834.84E \times 1302.0833E}} = 0.243$$

## VI-3 Répartition du moment fléchissant :

### VI-3.1 Coefficient de répartition transversale $K_\alpha$ :

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement  $\theta$  et du paramètre de torsion  $\alpha$ .
- De l'excentricité relative ( $e/b$ ).
- De l'ordonnée relative ( $y/b$ ) de la section où on veut étudiée le moment.
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée).
- Les valeurs de  $K$  pour ( $\alpha=0$  et  $\alpha=1$ ) dans le cas de  $\theta$  entre (0 et 2), sont consignées dans les tableaux de MASSONET,

Pour un calcul rigoureux de  $K$  dans le cas  $\alpha$  ( $0 < \alpha < 1$ ) on utilisera les formules d'interpolation de SATTLER.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.5}$$

Avec :

$K_0$  : valeur de  $K$  correspondant à  $\alpha=0$

$K_1$  : valeur de  $K$  correspondant à  $\alpha=1$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.243^\beta$$

$$\text{Tel que : } \beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.663}} \quad \longrightarrow \quad \beta = 1 - e^{\frac{0.065 - 0.62}{0.663}} = 0.56$$

On fait une interpolation de la valeur de  $K\alpha$  pour  $\alpha=0.243$  et  $\theta=0.62$  depuis les 4 tableaux de coefficients pour  $\theta=0.6$  et  $\theta=0.65$  et  $\alpha=0$  et  $\alpha=1$  ; pour obtenir le tableau ci-dessous

$$K0(\theta = 0.62) = K0(\theta = 0.6) + (0.62 - 0.6) \times \frac{K0(\theta = 0.65) - K0(\theta = 0.6)}{0.65 - 0.6}$$

Après l'interpolation on obtient :

Tableau VI. 1: Coefficient de  $K_0$  pour  $\Theta=0.62$  et  $\alpha=0$

| $\Theta=0.62$ | $K_0$    |          |          |          |         |         |         |         |         |
|---------------|----------|----------|----------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
|               | -b       | -3b/4    | -b/2     | -b/4     | 0       | b/4     | b/2     | 3b/4    | b       |
| 0             | 0,27186  | 0,667    | 1,04778  | 1,3638   | 1,50572 | 1,3638  | 1,04778 | 0,667   | 0,27186 |
| b/4           | -0,21772 | 0,1942   | 0,6077   | 1,0125   | 1,3638  | 1,55994 | 1,49838 | 1,29322 | 1,0501  |
| b/2           | -0,52274 | -0,1645  | 0,20598  | 0,6077   | 1,04778 | 1,49838 | 1,87234 | 2,07332 | 2,20336 |
| 3b/4          | -0,73612 | -0,46048 | -0,1645  | 0,1942   | 0,667   | 1,29322 | 2,07332 | 2,93312 | 3,75564 |
| b             | -0,92204 | -0,73612 | -0,52274 | -0,21772 | 0,27186 | 1,0501  | 2,20336 | 3,75564 | 5,60232 |

Pour obtenir  $K_1$  correspondant à  $\Theta = 0.62$  on doit effectuer une interpolation des tableaux  $\Theta=0.6$  et  $\Theta = 0.65$ .

$$K1(\theta = 0.62) = K1(\theta = 0.6) + (0.62 - 0.6) \times \frac{K1(\theta = 0.65) - K1(\theta = 0.6)}{0.65 - 0.6}$$

L'équation d'interpolation est défini par :

Tableau VI. 2: Coefficient de  $K_1$  pour  $\Theta=0.62$  et  $\alpha=0$

| $\Theta=0.62$ | $K_1$   |         |         |         |         |         |         |         |         |
|---------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|               | -b      | -3b/4   | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4     | b/2     | 3b/4    | b       |
| 0             | 0,77208 | 0,87386 | 0,99836 | 1,13162 | 1,20508 | 1,13162 | 0,99836 | 0,87386 | 0,77208 |
| b/4           | 0,55908 | 0,65886 | 0,7876  | 0,95242 | 1,13162 | 1,25438 | 1,23306 | 1,15304 | 1,07344 |
| b/2           | 0,41386 | 0,50394 | 0,62324 | 0,7876  | 0,99836 | 1,23306 | 1,422   | 1,47784 | 1,48136 |
| 3b/4          | 0,31612 | 0,39618 | 0,50394 | 0,65886 | 0,87386 | 1,15304 | 1,47784 | 1,7878  | 2,00422 |
| b             | 0,24446 | 0,31612 | 0,41386 | 0,55908 | 0,77208 | 1,07344 | 1,48136 | 2,00278 | 2,6124  |

On passe au calcul des valeurs de  $K_\alpha$  en utilisant les formules de **Sattler**

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

Tel que :  $\beta = 0.56$



Tableau VI. 3 : Coefficient de  $K_0$  pour  $\Theta=0.62$  et  $\alpha=0.243$ 

| $\Theta=0.62$ | $K_\alpha$ |         |         |         |         |         |         |         |         |
|---------------|------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|               | -b         | -3b/4   | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4     | b/2     | 3b/4    | b       |
| 0             | 0,49446    | 0,75905 | 1,02579 | 1,26048 | 1,37194 | 1,26048 | 1,02579 | 0,75905 | 0,49446 |
| b/4           | 0,12796    | 0,40097 | 0,68776 | 0,98576 | 1,26048 | 1,42397 | 1,38031 | 1,23084 | 1,06049 |
| b/2           | -          | 0,10595 | 0,39166 | 0,68776 | 1,02579 | 1,38031 | 1,67194 | 1,80833 | 1,88207 |
| 3b/4          | -          | -       | 0,13296 | 0,40097 | 0,75905 | 1,23084 | 1,80833 | 2,42345 | 2,97626 |
| b             | -          | -       | -       | 0,12796 | 0,49446 | 1,06049 | 1,88207 | 2,97562 | 4,27181 |

Pour obtenir les valeurs de  $K_\alpha$  aux emplacements des poutres on interpole les valeurs déjà déterminées dans le tableau ci-dessus.

Tableau VI. 4: coefficients de répartition  $K_\alpha$  des réelles des poutres.

| $\Theta=0.62$   | $K_\alpha$ |        |        |        |        |        |        |        |        |
|-----------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| E \ Y           | -b         | -3b/4  | -b/2   | -b/4   | 0      | b/4    | b/2    | 3b/4   | b      |
| <b>Poutre 1</b> | 0.3597     | 0.6259 | 0.8989 | 1.1563 | 1.3286 | 1.3207 | 1.1585 | 0.9369 | 0.7089 |
| <b>Poutre 2</b> | 0.1020     | 0.3691 | 0.6509 | 0.9474 | 1.2294 | 1.4169 | 1.4162 | 1.3039 | 1.1654 |
| <b>Poutre 3</b> | -0.0733    | 0.1684 | 0.4292 | 0.7243 | 1.0536 | 1.3842 | 1.6348 | 1.7363 | 1.7802 |
| <b>Poutre 4</b> | -0.2037    | 0.0027 | 0.2310 | 0.5083 | 0.8577 | 1.2849 | 1.7554 | 2.1924 | 2.5664 |

### VI-3.2 Construction des lignes d'influence :

Pour chaque poutre on tracera la ligne d'influence caractérisée des coefficients de répartition. L'ordonnée de chaque point détermine la valeur  $K_\alpha$  de la poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse. Le coefficient  $K_\alpha$  représente le rapport du moment réel et du moment moyen des poutres.

### VI-3.3 Etude du chargement :

Durant cette étape on s'en passe des excentricités des charges unitaires données par les graphes aux positions réelles des surcharges. La largeur de l'ouvrage en sens transversal ne sera pas chargée entièrement.

- Le système **A(L)** occupera entièrement la largeur chargeable soit 3 mètre pour chaque file.
- Le système **Bc** est représenté en deux charges concentrées espacées de deux mètres et sera positionnée au moins à 25 centimètres de la bordure.

- Le convoi **Mc120** est représenté en deux charges réparties sur 1 mètre espacées de 2.3 mètres et l'axe du convoi sera confondu à l'axe de l'ouvrage.
- Le convoi **D240** est représenté en une charge répartie sur 3.2 mètre qui sera positionnée à 3.50 mètre de la largeur chargeable.

On dispose les systèmes représentés précédemment et on détermine le coefficient de répartition relatif de chaque système

En cas des charges concentrées le coefficient de répartition relatif est obtenu directement du graphe et on prend la moyenne.

$$K\alpha_{\text{moy}} = \frac{\sum P_i \times K_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

n : Nombre des charges.

Pour les charges uniformément réparties le coefficient de répartition relatif est obtenu comme suit :

$$K\alpha_{\text{moyen}} = S / l$$

S : la surface sous la largeur chargée.

l : la largeur chargée.

Tableau VI. 5: Valeurs de  $K\alpha$  moyen des charges réparties.

| Surcharges |                  | $K\alpha$ |          |          |          |
|------------|------------------|-----------|----------|----------|----------|
|            |                  | Poutre 1  | Poutre 2 | Poutre 3 | Poutre 4 |
| A (1)      | 3 voies chargées | 1.0632    | 1.0565   | 1.0453   | 1.0404   |
| Bc         | 3 voies chargées | 1.0850    | 1.0447   | 1.0442   | 1.0292   |
| Mc 120     |                  | 0.7751    | 0.823    | 0.7983   | 0.8336   |
| D240       |                  | 0.7801    | 0.7436   | 0.7332   | 0.7166   |

### VI-3.4 Etudes des moments fléchissant longitudinaux à mi-travée.

Les moments longitudinaux sollicités à chaque chargement sont calculés et seront divisé par le nombre de poutres, cela nous donnera les moments répartis équitablement, qui seront multipliés à leur tour par le coefficient de répartition transversale pour déterminer la poutre la plus sollicitée.

$$M = K\alpha_{\text{moyen}} \times M / \text{Poutre}$$

Tableau VI. 6: Valeurs des Moments réels à mi-travée.

| Désignation                   |         | M <sub>/poutre</sub> | Poutre 1           |        | Poutre 2           |        | Poutre 3           |        | Poutre 4           |        |
|-------------------------------|---------|----------------------|--------------------|--------|--------------------|--------|--------------------|--------|--------------------|--------|
|                               |         |                      | K <sub>moyen</sub> | M      | K <sub>moyen</sub> | M      | K <sub>moyen</sub> | M      | K <sub>moyen</sub> | M      |
| Charge permanente<br><b>G</b> |         | 7032.2               | 1                  | 7032.2 | 1                  | 7032.2 | 1                  | 7032.2 | 1                  | 7032.2 |
| A (1)                         | 3 voies | 1623.3               | 1.0632             | 1725.9 | 1.0565             | 1715   | 1.0453             | 1696.8 | 1.0404             | 1688.8 |
| Bc                            | 3 voies | 1698.1               | 1.0850             | 1842.4 | 1.0447             | 1711.3 | 1.0442             | 1710.5 | 1.0292             | 1685.9 |
| Mc 120                        |         | 953.6                | 0.7751             | 739.1  | 0.823              | 784.8  | 0.7983             | 761.2  | 0.8336             | 794.9  |
| D 240                         |         | 2227.5               | 0.7801             | 1737.6 | 0.7436             | 1656.3 | 0.7332             | 1633.2 | 0.7166             | 1596.2 |

Tableau VI. 7: Valeurs des Moments réels à mi-travée avec combinaisons de charges.

| Combinaison de charges |                 | Poutre 1 | Poutre 2 | Poutre 3 | Poutre 4 |
|------------------------|-----------------|----------|----------|----------|----------|
| ELS                    | G+1.2A(L)       | 9103.28  | 9090.20  | 9068.36  | 9058.76  |
|                        | G+1.2Bc         | 9243.12  | 9085.76  | 9084.80  | 9055.28  |
|                        | G+Mc120         | 7771.30  | 7817.00  | 7793.40  | 7827.10  |
|                        | G+D240          | 8769.80  | 8688.50  | 8665.40  | 8628.40  |
| ELU                    | 1.35G+1.6A(L)   | 12254.91 | 12237.47 | 12208.35 | 12195.55 |
|                        | 1.35G+1.6Bc     | 12337.15 | 12231.55 | 12230.27 | 12190.91 |
|                        | 1.35G+1.35Mc120 | 10491.26 | 10552.95 | 10521.09 | 10566.59 |
|                        | 1.35G+1.35D240  | 11839.23 | 11729.48 | 11698.29 | 11648.34 |

Selon le tableau précédent on constate que la poutre N°1 détient le moment maximum à l'ELS.

## VI-4 Modélisation Du Tablier :

### VI-4.1 Les étapes de la modélisation :

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure, quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- Définition de la structure,
- Définition des différentes sections de l'ouvrage,
- Définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- Définition des conditions d'appuis,
- Le choix de la méthodologie de calcul,
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec 10 travées indépendantes, on étudiera une seule travée de 40 m qui contient 8 poutres avec une dalle de 25 cm d'épaisseur.

La structure est définie par des éléments poutres, La section de l'ouvrage est une poutre en I modélisé par ses dimensions réelles. Elle est définie par le logiciel **Auto CAD**, puis introduite dans le logiciel **Robot**.

La dalle est définie comme un élément panneau.

Les poutres sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur un appui double.

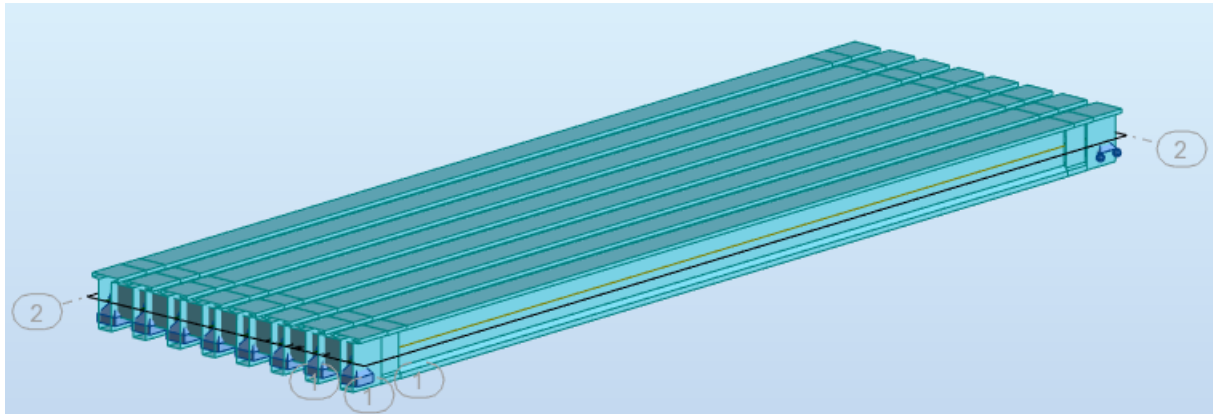


Figure VI. 3: vue 3D du tablier.

#### VI-4.1.1 Affectation des charges et surcharges :

##### ❖ Affectation des charges permanentes :

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel et les compléments des charges permanentes (garde-corps, corniche, revêtement, trottoirs, ..) sont affectées.

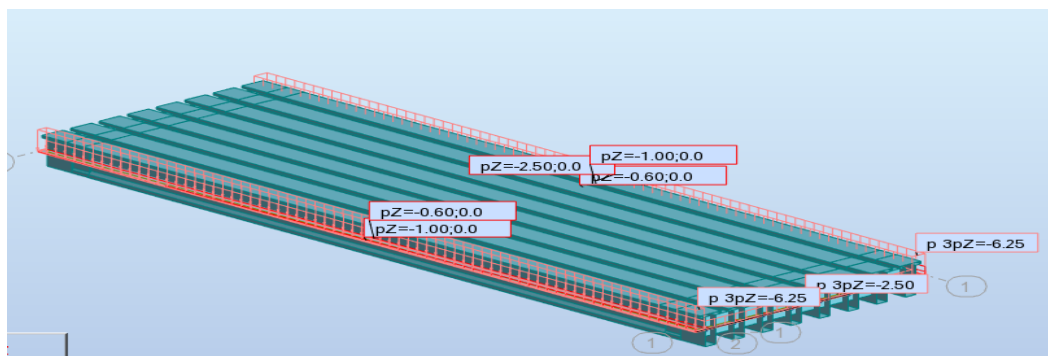


Figure VI. 4: Les Surcharges.

##### ❖ Surcharge A(L) :

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité du la larguer chargeable.

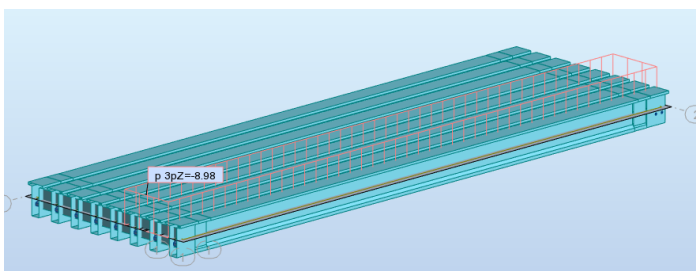


Figure VI. 5: Surcharge A(l) une voie chargée.

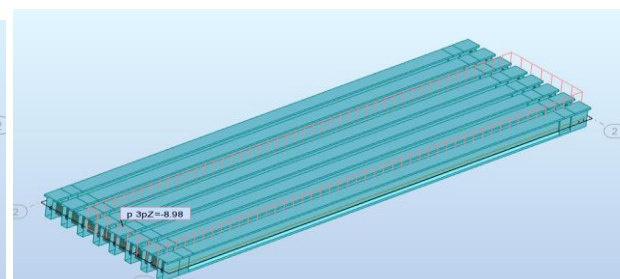


Figure VI. 6: Surcharge A(l) 2 voies chargées.

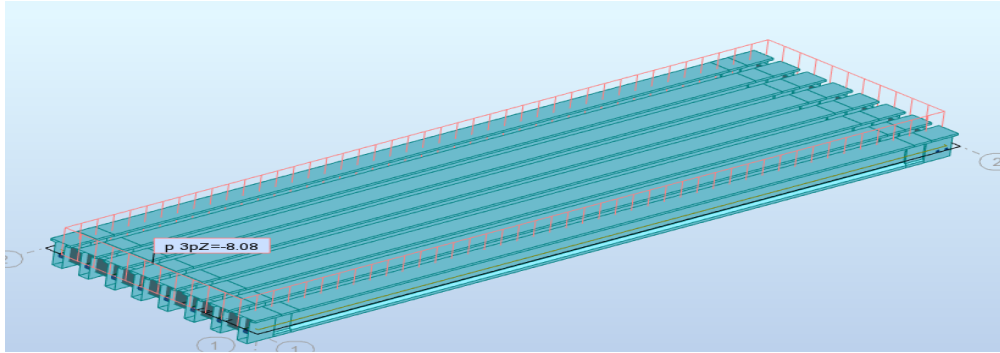


Figure VI. 7: Surcharge A(1) 3 voies chargées.

#### ❖ Les Surcharges Mobiles :

Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

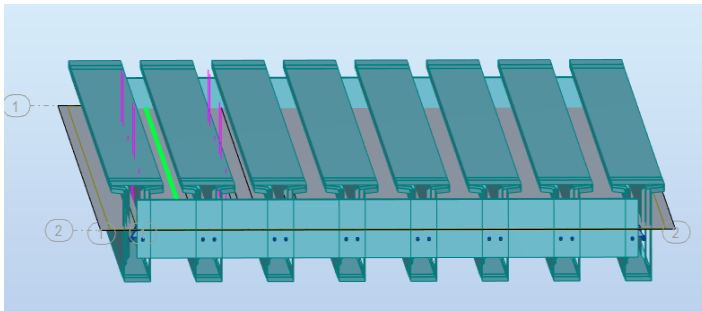


Figure VI. 8: La surcharge Bc 1 voies chargée.

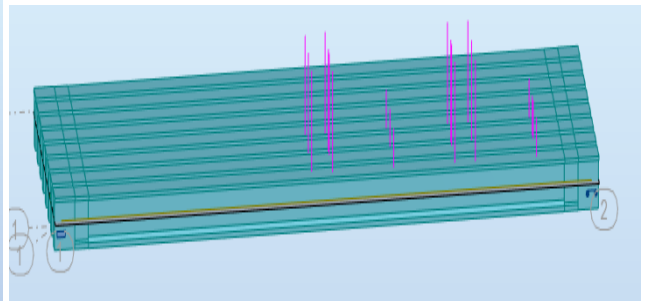


Figure VI. 9: La surcharge Bc 2 voies chargées.

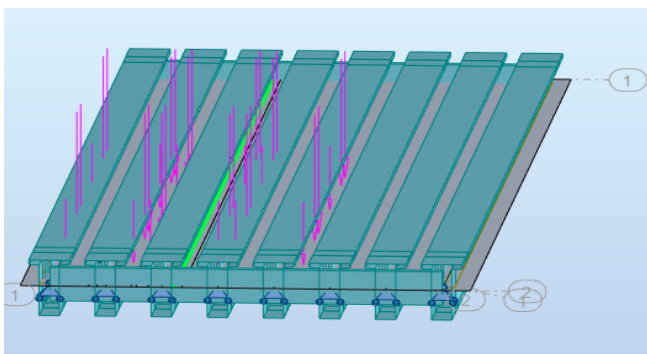


Figure VI. 10: La surcharge Bc 3 voies chargées.

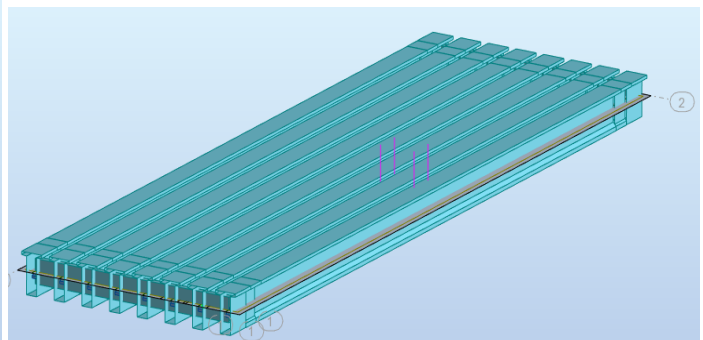


Figure VI. 11: La surcharge Bt 1 voies chargée.

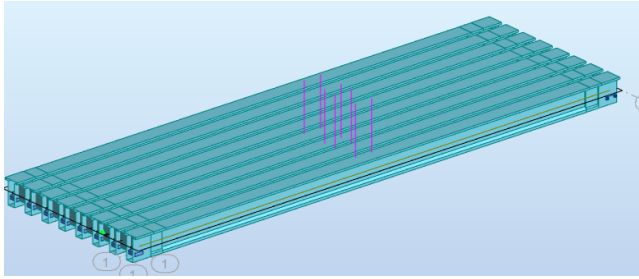


Figure VI. 12: La surcharge Bt 2 voies chargée.

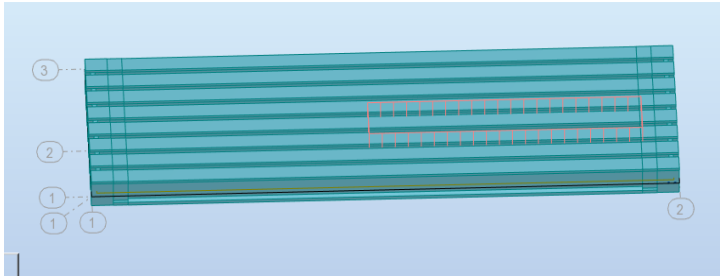


Figure VI. 13: La surcharge D240.

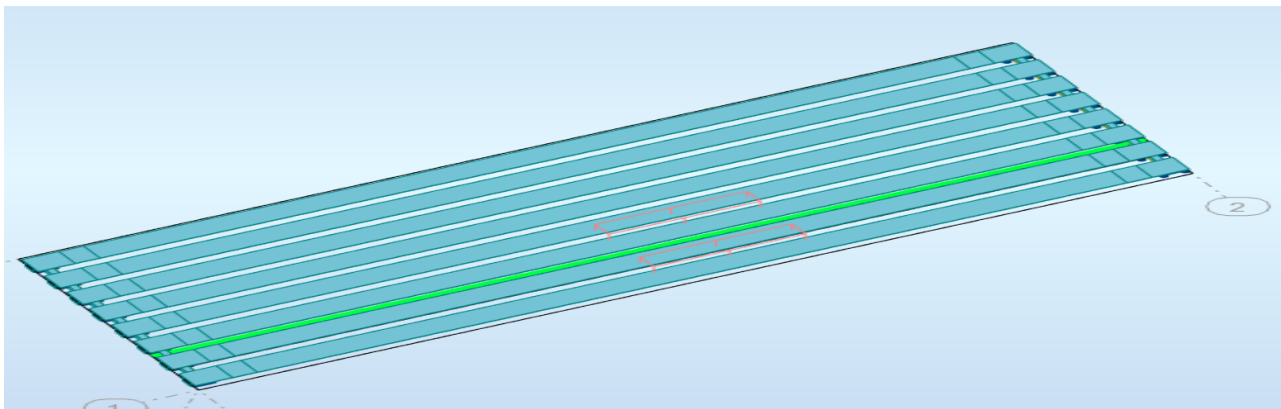


Figure VI. 14: La surcharge Mc120.

#### VI-4.1.2 Combinaison et pondération des charges et surcharges :

Tableau VI. 8: Combinaisons des charges.

| ELU: Fondamentale    | ELS: rare      |
|----------------------|----------------|
| $1.35G + 1.6A(L1)$   | $G + 1.2A(L1)$ |
| $1.35G + 1.6A(L2)$   | $G + 1.2A(L2)$ |
| $1.35 G + 1.6 A(L3)$ | $G + 1.2A(L3)$ |
| $1.35 G + 1.6 Bc1$   | $G + 1.2Bc1$   |
| $1.35 G + 1.6 Bc2$   | $G + 1.2Bc2$   |
| $1.35 G + 1.6 Bc3$   | $G + 1.2Bc3$   |
| $1.35 G + 1.6 Bt1$   | $G + 1.2Bt1$   |
| $1.35 G + 1.6 Bt2$   | $G + 1.2Bt2$   |
| $1.35 G + 1.35D240$  | $G + D240$     |
| $1.35 G + 1.35Mc120$ | $G + Mc120$    |

### VI-4.1.3 Analyse des résultats :

#### ❖ Les diagrammes des sollicitations sous combinaison maximale à ELS :

Le moment fléchissant Maximum à l'ELS est obtenu sous la combinaison (G+1.2Bc3).  
 $M_{\max}(\text{ELS}) = 9915.85 \text{ KN.m}$

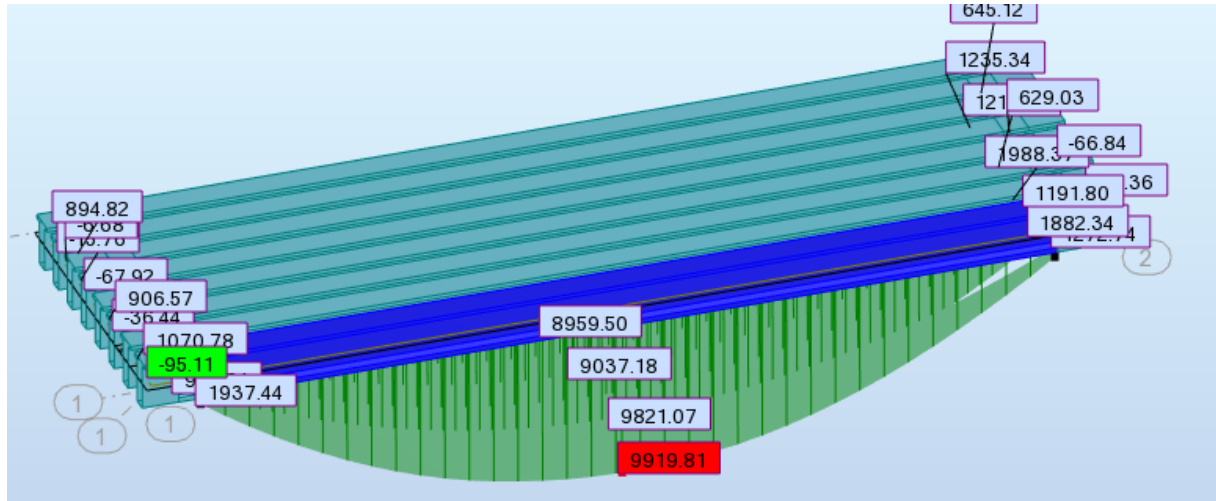


Figure VI. 15: Diagramme du moment fléchissant max à l'ELS sous la combinaison (G+1.2bc3).

L'effort tranchant maximum à l'ELS est obtenu sous la combinaison (G+D240).  
 $T_{\max}(\text{ELS}) = 1121.95 \text{ KN}$

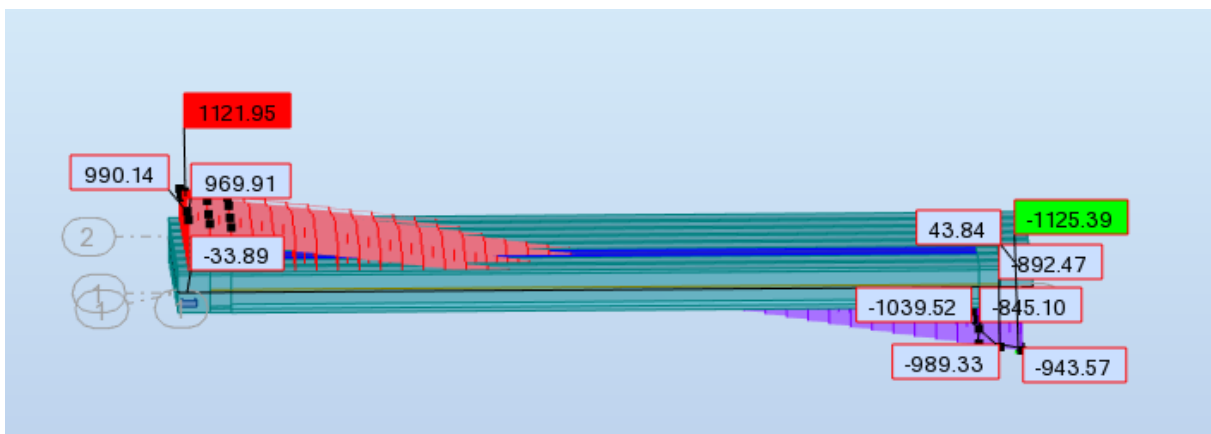


Figure VI.17 : Diagramme de l'effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison (G+D240)



❖ **Les diagrammes des sollicitations sous combinaison maximale à ELU :**

Le moment fléchissant Max à l'ELU est obtenu sous la combinaison (1.35G+1.6bc3).

$$M_{\max}(\text{ELU}) = 13339.00 \text{ KN.m}$$

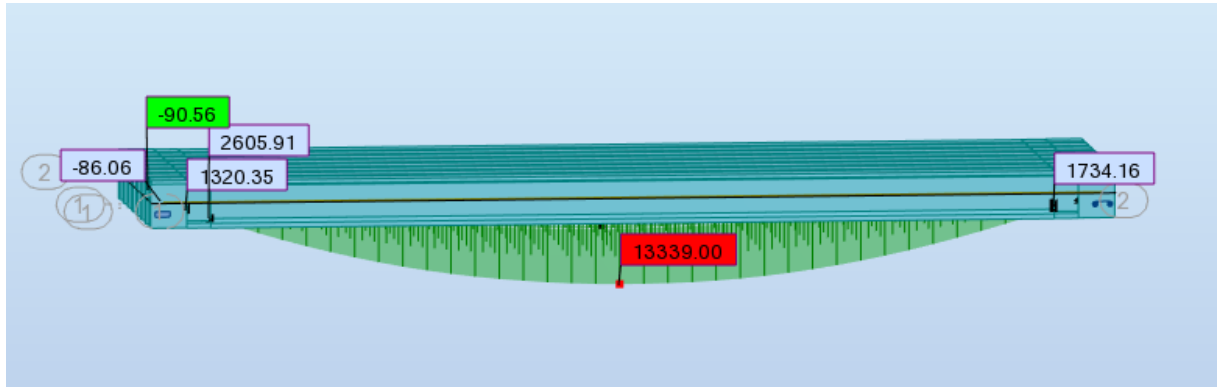


Figure VI.18 : : Diagramme du moment fléchissant max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.6bc3).

L'effort tranchant maximum à l'ELU est obtenu sous la combinaison (1.35G+1.35D240).

$$T_{\max}(\text{ELU}) = 1514.63 \text{ KN}$$

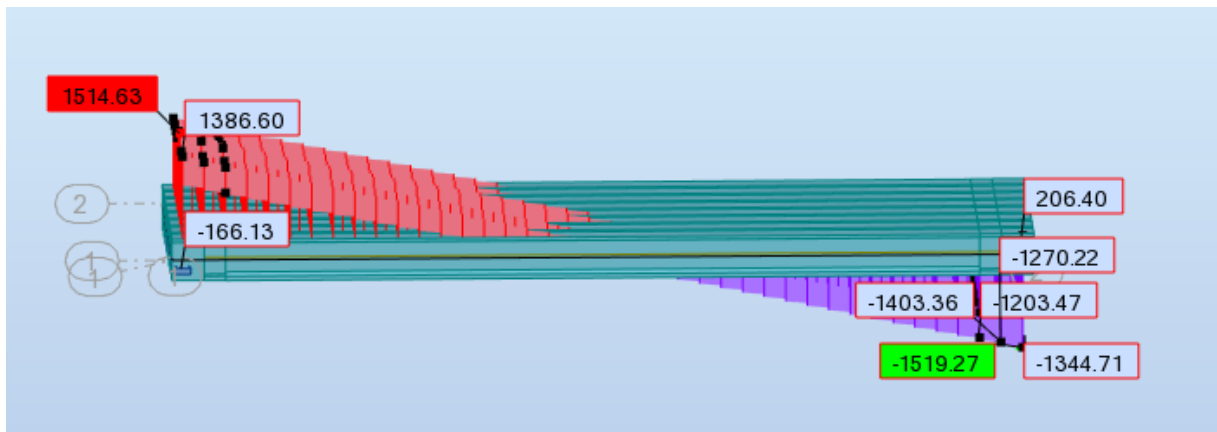


Figure VI.19 : Diagramme des efforts tranchants max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240).



**❖ Récapitulatif des efforts :**

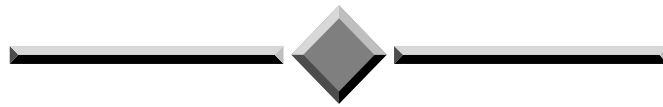
Tableau VI. 9: Efforts internes à ELU et à ELS de la poutre la plus sollicitée.

| Combinaison | Moment fléchissant<br>(KN.m) | Effort tranchant<br>(KN) |
|-------------|------------------------------|--------------------------|
| ELU         | 13339                        | 1514.63                  |
| ELS         | 9915.85                      | 1121.95                  |

A partir des résultats de la modélisation, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 1

# CHAPITRE VII

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



### VII-1 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE :

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité. Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités.

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

### VII-2 PHASE D'EXECUTION DE LA PRECONTRAINTE PAR POSTE-TENSION :

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes:

- Des conduits (les plus utilisés sont des "gainés") sont positionnés à l'intérieur du coffrage avant bétonnage.
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage.
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.
- Le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures).
- Les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

### VII-3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

Tableau VII. 1: Les caractéristiques géométriques.

|                                      | About       |                | Médiane     |                |
|--------------------------------------|-------------|----------------|-------------|----------------|
|                                      | Poutre seul | Poutre + dalle | Poutre seul | Poutre + dalle |
| <b>B (m<sup>2</sup>)</b>             | 1,3         | 1,71           | 0,77        | 1,18           |
| <b>v' (m)</b>                        | 1,07        | 1,32           | 1,09        | 1,45           |
| <b>v (m)</b>                         | 0,93        | 0,93           | 0,91        | 0,8            |
| <b>I<sub>G</sub> (m<sup>4</sup>)</b> | 0,477       | 0,827          | 0,376       | 0,665          |
| <b>I<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)</b> | 0,37        | 0,48           | 0,49        | 0,56           |
| <b>ρ</b>                             | 0,37        | 0,39           | 0,49        | 0,49           |

Tableau VII. 2: Caractéristiques mécaniques des armatures actives

| câble | Nombre des torons | Surface d'un toron | f <sub>prg</sub> (mpa) | Diamètre de la gaine(m) |
|-------|-------------------|--------------------|------------------------|-------------------------|
| T15s  | 13                | 150mm <sup>2</sup> | 1860                   | 0.08                    |

On utilise le procédé de Freyssinet et la vérification des contraintes se fait en classe II.

L'acier de type T15.

- $F_{prg}$  : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1886 MPa.
- $F_{peg}$  : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1674 MPa.
- Section nominal T15S = 150 mm<sup>2</sup>.
- $A_p$  : Aire d'une section d'armature de précontrainte = 1950 mm<sup>2</sup> (13T15).
- Diamètre de gaine pour 13T15 :  $\Phi_g = 80$  mm
- Moment sous le poids propre d'une poutre seul :  $M_{gp} = 3.61$  MN.m.
- Moment maximum (sous la combinaison (G+1.2bc3)) :  $M_{MAX} = 9.915$  MN.m.
- Moment minimum (sous le poids propre du tablier) :  $M_{MIN} = 6.78$  MN.m.

### VII-3.1 Etude de la précontrainte :

#### VII-3.1.1 Valeur minimale de la précontrainte :

$$P_{MIN} = \text{Max} (PI ; PII)$$

$$P \geq PI = \frac{A_c \times v \times v'}{I \times (v + v')} \times (M_{max} - M_{min}) = \frac{1.18 \times 1.45 \times 0.8}{0.665 \times (1.45 + 0.8)} \times (9.915 - 6.78) = 2.87 \text{ MN}$$

$$P \geq PII = \frac{M_{max}}{\frac{I}{A_c \times v'} + v' - d'} = \frac{9.915}{\frac{0.665}{1.18 \times 1.45} + 1.4 - 0.225} = 6.14 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } P_{MIN} = 6.14 \text{ MN}$$

#### VII-3.1.2 Détermination du nombre des câbles :

$P_0$  : effort de précontrainte limite qu'un câble 1T15S peut créer, il est estimé à 25% de perte.

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p); (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \}$$

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times 1860 \times 0.00195); (0.9 \times 1674 \times 0.00195) \} ; P_0 = 2.90 \text{ MN}$$

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{0.75 \times P_0} = \frac{6.14}{0.75 \times 2.90} = 2.82$$

Donc :

$$n = 3 \text{ câbles de 13T15S}$$

#### VII-3.1.3 Vérification des contraintes :

La vérification se fait en classe II selon quatre phases.

Selon BPEL91 :

En service (combinaisons rares) :

$$\overline{\sigma}_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \text{ fibre supérieure.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt2} = -f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \text{ fibre inférieure.}$$

En réalisation :

$$\overline{\sigma}_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \text{ fibre supérieure.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt2} = -0.7f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \text{ fibre inférieure}$$

Avec :

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

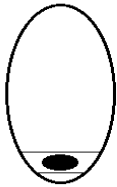
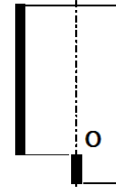
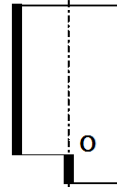
| Classe           | Exécution                                                                         | Service                                                                           |                                                                                    |                                                                                     |  |
|------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--|
|                  |                                                                                   | Rares                                                                             | Fréquentes                                                                         | Quasi perm                                                                          |  |
| <b>Classe II</b> |  |  |  |  |  |

Figure VII. 1: Vérification des contraintes.

#### ❖ Première phase :

Après le septième jour du coulage :

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre seule.
- La mise en tension est à 50%
- Les pertes considérer a 5%

#### ❖ Deuxième phase :

Après le vingt-huitième jour du coulage :

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre seule.
- La mise en tension est à 100%
- Les pertes considérer a 10%

#### ❖ Troisième phase :

Après coulage de la dalle :

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre plus dalle.
- La mise en tension est à 100%
- Les pertes considérer a 15%

❖ **Quatrième phase :**

L'ouvrage est en service :

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre plus dalle.
- La mise en tension est à 100%
- Les pertes considérer a 25%

Tableau VII. 3 : récapitulatif des contraintes admissibles.

|                                 | Phase 1 | Phase 2 | Phase 3 | Phase 4 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|---------|
| $f_{cj}$ (MPa)                  | 23.18   | 35      | 35      | 35      |
| $f_{tj}$ (MPa)                  | 1.99    | 2.7     | 2.7     | 2.7     |
| $\overline{\sigma}_{bt2}$ (MPa) | -1.39   | -1.89   | -1.89   | -1.89   |
| $\overline{\sigma}_{bt1}$ (MPa) | -2.99   | -4.05   | -4.05   | -4.05   |
| $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)  | 13.91   | 21      | 21      | 21      |
| $\Delta P$ %                    | 5       | 10      | 15      | 25      |
| Nombre des câbles               | 3       | 3       | 3       | 3       |

Tableau VII. 4: données géométrique dans chaque phase.

| <b>lg</b><br><b>(m<sup>4</sup>)</b> | <b>B</b><br><b>(m<sup>2</sup>)</b> | <b>v</b><br><b>(m)</b> | <b>v'</b><br><b>(m)</b> |
|-------------------------------------|------------------------------------|------------------------|-------------------------|
| 0,375                               | 0,77                               | 0,91                   | 1,09                    |
| 0,375                               | 0,77                               | 0,91                   | 1,09                    |
| 0,665                               | 1,18                               | 0,8                    | 1,45                    |
| 0,6650                              | 1,1800                             | 0,55                   | 1,4500                  |

Tableau VII. 5: Tableau vérification des contraintes.

| <b>Phase</b>   | <b>e<sub>0</sub></b><br><b>(m)</b> | <b>M</b><br><b>(MN.m)</b> | <b>P</b><br><b>(MN)</b> | <b><math>\sigma_{sup}</math></b><br><b>(MPa)</b> | <b><math>\sigma_{inf}</math></b><br><b>(MPa)</b> | <b>Observation</b> |
|----------------|------------------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------------------------------|--------------------------------------------------|--------------------|
| <b>Phase 1</b> | 0,87                               | 3,98                      | 4,13                    | 6.36                                             | 4,18                                             | Contrainte vérifié |
| <b>Phase 2</b> | 0,87                               | 3,98                      | 7,83                    | 3.40                                             | 18,29                                            | Contrainte vérifié |
| <b>Phase 3</b> | 1,23                               | 5,57                      | 7,40                    | 2.07                                             | 13,89                                            | Contrainte vérifié |
| <b>Phase 4</b> | 1,23                               | 9,92                      | 6,53                    | 7.12                                             | 1,35                                             | Contrainte vérifié |

## VII-3.2 Tracer et disposition constructif des câbles :

### VII-3.2.1 Section d'about :

Pour choisir la disposition des autres câbles on va respecter la disposition de plaque d'ancrage

| Unités | A (mm) | B (mm) | C (mm) | D (mm) | H (mm) | K <sub>an</sub> (mm) |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------------|
| 3C15   | 150    | 110    | 120    | 85     | 50     | M10x2                |
| 4C15   | 150    | 120    | 125    | 95     | 50     | M10x2                |
| 7C15   | 180    | 150    | 186    | 110    | 55     | M12x2                |
| 9C15   | 225    | 185    | 260    | 150    | 55     | M12x4                |
| 12C15  | 240    | 200    | 265    | 150    | 65     | M12x4                |
| 13C15  | 250    | 210    | 266    | 160    | 70     | M12x4                |
| 19C15  | 300    | 250    | 256    | 185    | 80     | M12x4                |
| 22C15  | 330    | 275    | 430    | 220    | 90     | M12x4                |
| 25C15  | 360    | 300    | 400    | 230    | 95     | M16x4                |
| 25CC15 | 350    | 290    | 360    | 220    | 95     | M16x4                |
| 27C15  | 350    | 290    | 360    | 220    | 100    | M16x4                |
| 31C15  | 385    | 320    | 546    | 230    | 105    | M16x4                |
| 37C15  | 420    | 350    | 466    | 255    | 110    | M16x4                |
| 55C15  | 510    | 420    | 536    | 300    | 145    | M20x4                |

Figure VII. 2 :Caractéristiques des plaques d'ancrage selon B.P.E.L

Notre câble est 13T15S donc son plaque d'ancrage et de A=250mm et B=210mm

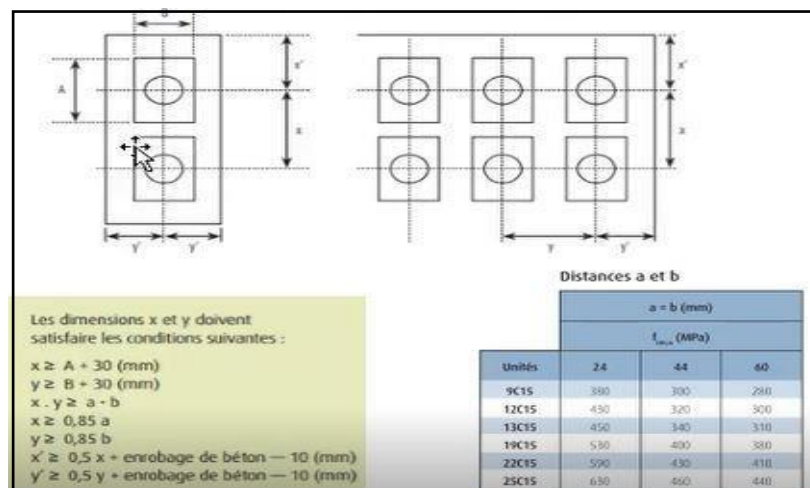


Figure VII. 33condition de disposition des plaques d'ancrage

Pour 13T15S après faire l'interpolation la valeur de a=389.5mm

Donc :  $X \geq A + 30 \text{ mm}$      $X \geq 280 \text{ mm}$

$X \geq 0,85 \times a$      $X \geq 331 \text{ mm}$

Donc on prend **X=350mm**

Pour le câble central on va prendre la moyenne de centre de gravité de la section poutre et poutre+dalle

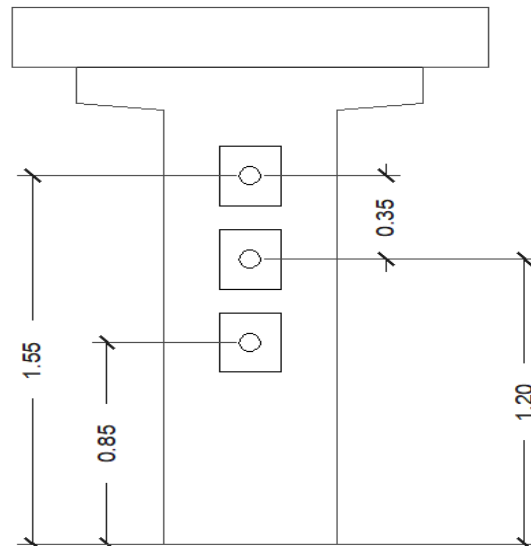


Figure VII. 4: Disposition de la plaque d'ancrage et les câbles dans l'about

### VII-3.2.2 Section médiane :

Il est nécessaire de disposer les câbles de telle façon que la distance  $c$  entre un conduit ou un paquet de conduit et parement doit satisfaire les conditions suivantes :

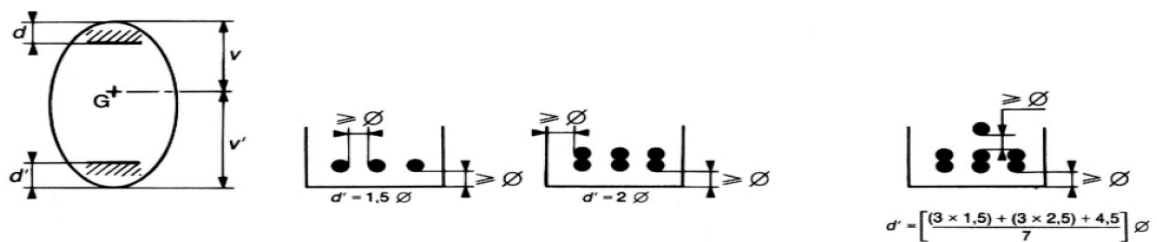


Figure VII. 5: Norme de disposition des gaines.

$\phi = 8 \text{ mm}$  (diamètre de la gaine).

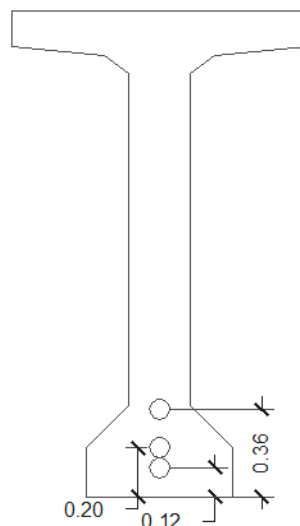


Figure VII. 6: Disposition des câbles à mis-travée.



Tableau VII. 6: Positions des câbles.

|           | Yi (m) |         |       |
|-----------|--------|---------|-------|
|           | X = 0  | X = L/2 | X = L |
| <b>C1</b> | 0,85   | 0,12    | 0,85  |
| <b>C2</b> | 1,2    | 0,2     | 1,2   |
| <b>C3</b> | 1,55   | 0,36    | 1,55  |

La prochaine étape est de tracer le câble suivant la position des gains à la section d'about et la section médian

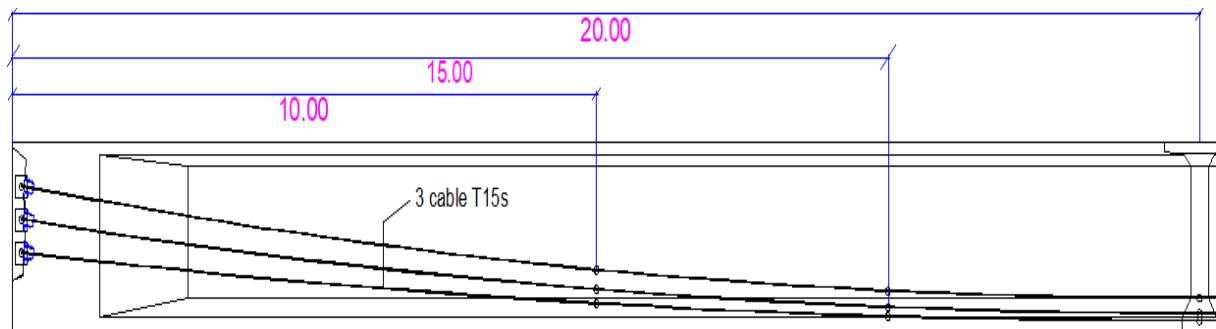


Figure VII. 7: Vue en plan des câbles.

### VII-3.3 Détermination de l'angle de relevage :

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

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

Telle que :

$V_M$  : Effort tranchant en charge sous combinaison (G+1.2BC3) ;

$V_M = 1.03 \text{ MN}$ .

$V_m$  : Effort tranchant à vide sous combinaison (G) ;

$V_m = 0.735 \text{ MN}$ .

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

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 \times h$$

$\bar{\tau}$  : Contrainte tangentielle limite en ELS :

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3}\right)}$$

$\sigma_x$  : Contrainte normale au niveau de la fibre normale :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

$B_{n(P+D)}$  : Surface nette de la section about + dalle :

$$B_{n(P+D)} = B_{(P+D)} - n\left(\pi \frac{\phi^2}{4}\right)$$

$b_n$  : Largeur net de la section d'about :

$$b_n = b_{\text{about}} - (n \times \varnothing)$$

$n$  : Nombre de gaine par lit.

$\varnothing$  : Diamètre de la gaine.

Tableau VII. 7: Valeurs des paramètres de calcul de l'angle de relevage.

| $b_n$  | $B_n$               | $P$     | $\sigma_x$ | $\bar{\tau}$ | $\bar{V}$ |
|--------|---------------------|---------|------------|--------------|-----------|
| 0.52 m | 1.69 m <sup>2</sup> | 6.53 MN | 3.85 MPa   | 2.66 MPa     | 2.49MPa   |

**D'où :  $-12.92 \leq \alpha \leq 29.601$**

On prend l'angle mesuré avec le logiciel Autocad.

Tableau VII. 8: Angle de relevage pour chaque câble.

| N° Câbles                  | 1     | 2     | 3     |
|----------------------------|-------|-------|-------|
| Angle de relevage $\alpha$ | 4.05° | 5.55° | 6.61° |

Tableau VII. 9: Valeurs des positions des câbles, les flèches et les rayons

| N° câble  | l (m) | $\alpha_{\text{rel}} (^{\circ})$ | Yi (m) |      |      | f (m) | R (m)  | $\beta(l)$ rad |
|-----------|-------|----------------------------------|--------|------|------|-------|--------|----------------|
|           |       |                                  | x=0.12 | 1    | 20   |       |        |                |
| <b>C1</b> | 38    | 4,05                             | 0,85   | 0,78 | 0,12 | 0,66  | 273,82 | 0,069          |
| <b>C2</b> | 38    | 5,55                             | 1,2    | 1,10 | 0,2  | 0,90  | 199,93 | 0,095          |
| <b>C3</b> | 38    | 6,61                             | 1,55   | 1,43 | 0,36 | 1,07  | 168,04 | 0,113          |

### VII-3.4 Calcul des caractéristiques nettes de la poutre :

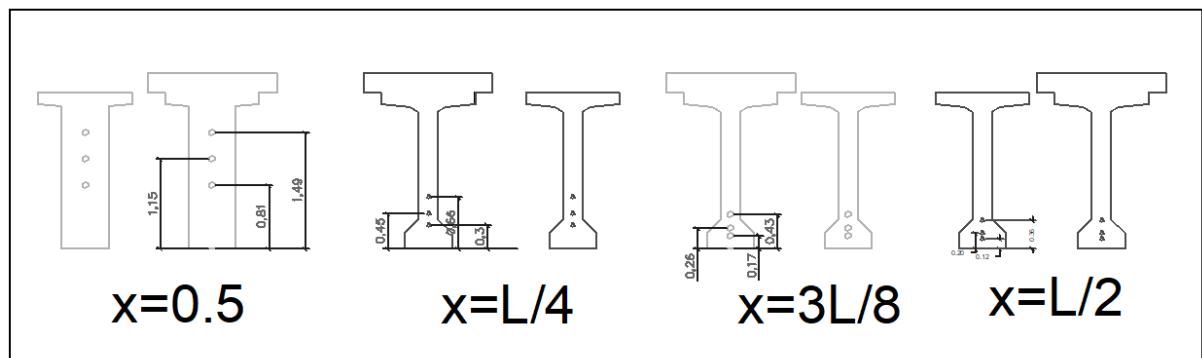


Figure VII. 8 :Section nette.

Tableau VII. 10: Caractéristiques nettes de la poutre.

|                                      | x=0.5        |                | x=L/4        |                | x=3L/8       |                | x=L/2        |                |
|--------------------------------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|
|                                      | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle |
| H (m)                                | 2,00         | 2,25           | 2,00         | 2,25           | 2,00         | 2,25           | 2,00         | 2,25           |
| B <sub>nette</sub> (m <sup>2</sup> ) | 1,28         | 1,70           | 0,76         | 1,169          | 0,76         | 1,169          | 0,76         | 1,169          |
| v <sub>n</sub> (m)                   | 0,931        | 0,924          | 0,897        | 0,784          | 0,894        | 0,784          | 0,893        | 0,784          |
| v' <sub>n</sub> (m)                  | 1,069        | 1,326          | 1,103        | 1,466          | 1,106        | 1,466          | 1,11         | 1,466          |
| I <sub>nG</sub> (m <sup>4</sup> )    | 0,476        | 0,826          | 0,370        | 0,643          | 0,366        | 0,645          | 0,364        | 0,643          |
| ρ (%)                                | 37,24        | 39,74          | 49,36        | 47,85          | 48,90        | 47,99          | 48,70        | 47,85          |

## VII-4 PERTES DE PRECONTRAINTE :

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** : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte
- ❖ **Pertes différées** : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension

### VII-4.1 Pertes de tension instantanées :

#### VII-4.1.1 Perte par frottement :

Il s'agit de la perte de tension causée par le frottement du câble dans la gaine lors de la mise en tension. Par conséquent, pour obtenir une tension donnée en un certain point du câble, une valeur plus élevée doit être atteinte lors du travail.

Cette perte est donnée par la formule suivante: selon le BPEL91 (article 3.311).

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

$\sigma_{p0}$ : Contrainte de tension à l'origine = 1488 MPa.

x : la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

$\beta$  : la déviation angulaire totale du câble en radians sur la distance x.

$$\beta = 4 \times \frac{f'}{l^2}$$

f' : la flèche maximale (mesurée à mi-longueur).

$$f' = Y_i(1m) - Y_i(20m)$$

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

f : le coefficient de frottement en courbe (rad<sup>-1</sup>). ➡ f=0.18 rad<sup>-1</sup>.

$\varphi$  : le coefficient de perte de tension par unité de longueur  $m^{-1}$ .   $\varphi=0.002 m^{-1}$

Tableau VII. 11: Perte par frottement.

| N° câble  | $x=l/2$ (m) | $\beta$ (rad) | $f\beta + \varphi x$ | $\Delta\sigma_\varphi$ (MPa) | $\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa) | $\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%) |
|-----------|-------------|---------------|----------------------|------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| <b>C1</b> | 20          | 0,069         | 0,052                | 76,09                        | 81,94                            | <b>5,51%</b>                   |
| <b>C2</b> | 20          | 0,095         | 0,057                | 82,59                        |                                  |                                |
| <b>C3</b> | 20          | 0,113         | 0,060                | 87,15                        |                                  |                                |

#### VII-4.1.2 Perte par recule d'encrage :

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 ».

$$\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x)$$

Avec :

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

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$$d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} K}}$$

$E_p$  : Module de déformation longitudinale de l'acier.

g : Intensité du recul d'ancrage.

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 12: valeurs des pertes par recul d'ancrage aux milieux des câbles.

| N° câble  | l (m) | k ( $m^{-1}$ ) | d (m) | $\Delta\sigma_{p(l/2)}$ | $\Delta\sigma_{p(0)}$ |
|-----------|-------|----------------|-------|-------------------------|-----------------------|
| <b>C1</b> | 20    | 0,0026         | 17,09 | <b>0</b>                | 133,45 (MPa)          |
| <b>C2</b> | 20    | 0,0029         | 16,38 | <b>0</b>                | 139,19 (MPa)          |
| <b>C3</b> | 20    | 0,0030         | 15,93 | <b>0</b>                | 143,09 (MPa)          |

Et parce que les pertes aux milieux sont négatives donc on va négliger les pertes par recul d'ancrage

Donc :  $\Delta\sigma_g(x)=0\%$

#### VII-4.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton :

Lorsque une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, les câbles sont tendus l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton, c'est à dire une chute de tension dans les câbles tendus précédemment.

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

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

$E_{ij}$  : module de déformation longitudinale instantané du béton.

$\sigma_{bj}$  : désignant la variation de contrainte agissant dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

$M_g$  : moment max de la poutre seule.

$B$  : surface de la poutre seule.

Tableau VII. 13: Perte par raccourcissement du béton.

| Mg (MN.m) | $E_{ij}$ (Mpa) | e (m) | B (m <sup>2</sup> ) | $I_G$ (m <sup>4</sup> ) | n câble | $\sigma_{bi}$ (Mpa) | $\sigma_e$ (Mpa) | $\sigma_e$ % |
|-----------|----------------|-------|---------------------|-------------------------|---------|---------------------|------------------|--------------|
| 3,99      | 35981,73       | 0,86  | 0,77                | 0,38                    | 3       | 17,85               | 47,14            | <b>3,17%</b> |

#### VII-4.2 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,  $\Delta\sigma_f$ .
- Perte de tension due à la relaxation d'acier,  $\Delta\sigma_p$ .

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

##### VII-4.2.1 Pertes par retrait du béton :

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.

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r \times (1 - r(j)) \times E_p$$

$\epsilon_r$  : retrait final pris égal à  $2 \times 10^{-4}$  pour la zone A de la carte climatique de l'Algérie.

$r(j)$  : une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$E_p$  : module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ( $E_p = 190\,000$  MPa).

On peut négliger  $r(j)$  devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r \times E_p$$

$$\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4} \times 190\,000 = 38 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 2.55 \%$$

##### VII-4.2.2 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.

$$\Delta\sigma_f = 2.5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$\sigma_b$  : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

Tableau VII. 14: Valeur des Pertes par fluage.

|                       |               |
|-----------------------|---------------|
| $\Delta\sigma_{Fl} =$ | 102.39 MPA    |
| $\Delta\sigma_{Fl} =$ | <b>6.88 %</b> |

#### VII-4.2.3 Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les armatures de précontrainte à longueur constante. C'est un phénomène qui dépend de la température, du temps et de la contrainte dans les aciers.

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

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 15: Pertes par relaxation.

|                      |                  |
|----------------------|------------------|
| $\Delta\sigma_{rel}$ | <b>61,27 MPA</b> |
|                      | <b>4,12 %</b>    |

#### VII-4.3 Pertes totales :

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

$$\Delta\sigma_{Inst} = \sigma_e + \Delta\sigma_{\varphi \text{ Moy}}$$

$$\Delta\sigma_{Diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{Fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

Tableau VII. 16: Pertes totales.

|                           | MPa    | %            |
|---------------------------|--------|--------------|
| $\Delta\sigma_{Inst}$     | 129,08 | 8,67         |
| $\Delta\sigma_{Diff}$     | 191,45 | 12,87        |
| $\Delta\sigma^{\infty} =$ | 320,53 | <b>21,54</b> |

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

## VII-5 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Dans ce paragraphe, nous vérifierons si l'ouvrage répond aux exigences réglementaires. À chaque étape de construction et de service, nous vérifierons si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les limites réglementaires fixées par les règles en vigueur.

### VII-5.1 Limitation des contraintes :

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

Tableau VII. 17: Limitation des contraintes.

|                      |                             |       |     |                                   |
|----------------------|-----------------------------|-------|-----|-----------------------------------|
| $j \geq 28$<br>jours | $\overline{\sigma}_{bcj} =$ | 21,00 | MPa | Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente |
|                      | $\overline{\sigma}_{bt1} =$ | -4,05 | MPa |                                   |
|                      | $\overline{\sigma}_{bt2} =$ | -1,89 | MPa | Exécution                         |
|                      | $\overline{\sigma}_{bt2} =$ | -2,7  | MPa | Q.Rares                           |
| $j = 7$<br>jours     | $\overline{\sigma}_{bcj} =$ | 13,91 | MPa | Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente |
|                      | $\overline{\sigma}_{bt1} =$ | -2,99 | MPa |                                   |
|                      | $\overline{\sigma}_{bt2} =$ | -1,39 | MPa | Exécution                         |
|                      | $\overline{\sigma}_{bt2} =$ | -1,99 | MPa | Q.Rares                           |

### VII-5.2 Effort de précontrainte P :

La précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques P1 et P2, qui sont utilisées pour justification a ELS, où :

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 18 : Les hauteurs moyennes des câbles.

|               | Y1   | Y2   | Y3   | Ymoy  |
|---------------|------|------|------|-------|
| <b>x=0.5</b>  | 0,81 | 1,15 | 1,49 | 1,147 |
| <b>x=L/4</b>  | 0,30 | 0,45 | 0,66 | 0,468 |
| <b>x=3L/8</b> | 0,17 | 0,26 | 0,43 | 0,287 |
| <b>x=L/2</b>  | 0,12 | 0,20 | 0,36 | 0,227 |

Tableau VII. 19: Caractéristiques de chaque phase de vérification.

|         | N<br>cables | % Mt | $\Delta P$ | P1   | P2   | $d_{x=0.5}$ | $d_{x=L/4}$ | $d_{x=3L/8}$ | $d_{x=L/2}$ |
|---------|-------------|------|------------|------|------|-------------|-------------|--------------|-------------|
| Phase 1 | 3           | 50   | 4,34       | 4,29 | 4,04 | 1,15        | 0,47        | 0,29         | 0,23        |
| Phase 2 | 3           | 100  | 8,67       | 8,27 | 7,62 | 1,15        | 0,47        | 0,29         | 0,23        |
| Phase 3 | 3           | 100  | 11,89      | 8,05 | 7,29 | 1,15        | 0,47        | 0,29         | 0,23        |
| Phase 4 | 3           | 100  | 21,54      | 7,38 | 6,28 | 1,15        | 0,47        | 0,29         | 0,23        |

**Phase 1 :** Les pertes sont 50% des pertes instantanées

**Phase 2 :** Les pertes sont 100% des pertes instantanées

**Phase 3 :** Les pertes sont 50% des pertes diffères et 100% des pertes instantanées

**Phase 4 :** Les pertes sont 100% des pertes total

### VII-5.3 Justification des contraintes normales :

On va vérifier la condition suivante :  $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$ .

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 20: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

|                         |                | Phase 1 |       |        |        | Phase 2 |       |        |        |
|-------------------------|----------------|---------|-------|--------|--------|---------|-------|--------|--------|
|                         |                | x=0.5   | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2  | x=0,5   | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2  |
| e (m)                   |                | -0,08   | 0,63  | 0,82   | 0,88   | -0,08   | 0,63  | 0,82   | 0,88   |
| MEIs                    |                | 0,00    | 2,67  | 3,47   | 3,99   | 0       | 2,67  | 3,47   | 3,99   |
| P1 (MN)                 |                | 4,29    | 4,29  | 4,29   | 4,29   | 8,27    | 8,27  | 8,27   | 8,27   |
| P2 (MN)                 |                | 4,04    | 4,04  | 4,04   | 4,04   | 7,62    | 7,62  | 7,62   | 7,62   |
| $\sigma_p$<br>(MPa)     | $\sigma_{sup}$ | 0,00    | 6,48  | 8,48   | 9,78   | 0,00    | 6,48  | 8,48   | 9,78   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 0,00    | -7,97 | -7,92  | -12,13 | 0,00    | -7,97 | -10,49 | -12,13 |
| $\sigma_{P1}$<br>(MPa)  | $\sigma_{sup}$ | 4,00    | -0,94 | -2,92  | -3,59  | 7,71    | -1,81 | -5,63  | -6,92  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 2,59    | 13,78 | 16,30  | 17,15  | 4,99    | 26,60 | 31,44  | 33,10  |
| $\sigma_{P2}$<br>(MPa)  | $\sigma_{sup}$ | 3,76    | -0,88 | -2,75  | -3,38  | 7,11    | -1,67 | -5,19  | -6,38  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 2,44    | 12,98 | 15,35  | 16,16  | 4,60    | 24,51 | 28,97  | 30,50  |
| $\sigma_{Max}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 4,00    | 5,55  | 5,56   | 6,19   | 7,71    | 4,67  | 2,85   | 2,85   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 2,59    | 5,82  | 8,38   | 5,02   | 4,99    | 18,63 | 20,95  | 20,96  |
| $\sigma_{Min}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 3,76    | 5,60  | 5,73   | 6,40   | 7,11    | 4,82  | 3,29   | 3,40   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 2,44    | 5,01  | 7,43   | 4,02   | 4,60    | 16,54 | 18,48  | 18,37  |



Avec :

$P$  : Effort de précontrainte ;

$B_n$  : Surface nette de la section considérée ;

$I_n$  : Inertie nette de la section considérée ;

$e_0$  : Excentricité du câble de précontraint moyen ;

$M$  : Moment extérieur ;

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

Tableau VII. 21: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

|                         |                | Phase 3 |         |          |         | Phase 4 |         |          |         |
|-------------------------|----------------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|----------|---------|
|                         |                | $x=0,5$ | $x=L/4$ | $x=3L/8$ | $x=L/2$ | $x=0,5$ | $x=L/4$ | $x=3L/8$ | $x=L/2$ |
| e (m)                   |                | 0,18    | 1,00    | 1,18     | 1,24    | 0,18    | 1,00    | 1,18     | 1,24    |
| $M_{Els}$               |                | 0,00    | 4,11    | 5,20     | 5,57    | 0       | 5,05    | 9,3      | 9,92    |
| P1 (MN)                 |                | 8,05    | 8,05    | 8,05     | 8,05    | 7,38    | 7,38    | 7,38     | 7,38    |
| P2 (MN)                 |                | 7,29    | 7,29    | 7,29     | 7,29    | 6,28    | 6,28    | 6,28     | 6,28    |
| $\sigma_p$<br>(MPa)     | $\sigma_{sup}$ | 0,00    | 5,01    | 6,32     | 6,79    | 0,00    | 6,16    | 11,31    | 12,09   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 0,00    | -9,38   | -11,82   | -12,71  | 0,00    | -11,52  | -21,14   | -22,63  |
| $\sigma_{P1}$<br>(MPa)  | $\sigma_{sup}$ | 3,14    | -2,91   | -4,66    | -5,28   | 2,88    | -2,67   | -4,27    | -4,84   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 7,05    | 25,22   | 28,46    | 29,66   | 6,46    | 23,12   | 26,08    | 27,18   |
| $\sigma_{P2}$<br>(MPa)  | $\sigma_{sup}$ | 2,84    | 0,33    | -0,57    | -4,78   | 5,16    | 0,63    | -1,08    | -4,12   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 6,38    | 22,83   | 25,76    | 26,85   | 5,50    | 19,67   | 22,20    | 23,14   |
| $\sigma_{Max}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 3,14    | 2,10    | 1,67     | 1,51    | 2,88    | 3,49    | 7,04     | 7,25    |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 7,05    | 15,84   | 16,64    | 16,95   | 6,46    | 11,59   | 4,95     | 4,55    |
| $\sigma_{Min}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 2,84    | 5,34    | 5,75     | 2,01    | 5,16    | 6,78    | 10,23    | 7,97    |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 6,38    | 13,45   | 13,95    | 14,14   | 5,50    | 8,15    | 1,06     | 0,50    |

✓ Les contraintes normales sont vérifiées.

#### VII-5.4 Justification des contrainte tangentielle

Le but de cette démonstration est de vérifier que la combinaison de l'influence de l'effort tranchant et de l'influence du moment fléchissant et de l'effort normal ne mettra pas en danger la sécurité de la structure. La quatrième phase de la vérification des contraintes tangentielles sera calculée, c'est-à-dire il faut vérifier l'effort tranchant maximal Les inégalités suivantes

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0.4 f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[ 0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t \right] \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

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

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Détermination de la contrainte normale «  $\sigma_x$  » :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec : } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

$P$  : Effort de précontrainte.

$B_n$  : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 22: Effort de précontrainte.

|    |              | Pcos $\alpha$ | Psin $\alpha$ |
|----|--------------|---------------|---------------|
| P1 | 2,28         | 2,27          | 0,16          |
| P2 | 2,28         | 2,27          | 0,22          |
| P3 | 2,28         | 2,26          | 0,26          |
|    | <b>Somme</b> | <b>6,80</b>   | <b>0,64</b>   |

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

Avec :

$V_{red}$  : Effort tranchant réduit.

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

$b_n$  : Largeur nette de la section.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 23: Contrainte tangentielle «  $\tau$  ».

| $B_n$ (m <sup>2</sup> ) | $\sigma_x$ (MPa) | $\tau_1$ (MPa) | $V_{ser}$ (MN) | $V_{red}$ (MN) | $S_n$ (m <sup>3</sup> ) | $I_n$ (m <sup>4</sup> ) | $\tau$ (MPa) |
|-------------------------|------------------|----------------|----------------|----------------|-------------------------|-------------------------|--------------|
| 1,70                    | 4.01             | 2,41           | 1,03           | 0,39           | 0,62                    | 0,83                    | 0,56         |

On constate que  $\tau = 0,56 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2,71 \text{ MPa}$

✓ **Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.**

### VII-5.5 Justifications de la poutre a l'ELU

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

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

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec :  $\beta_u \geq 30^\circ$

D'où :

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

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

Tableau VII. 24: Calcul de l'angle  $\beta_u$ .

| $V_{u \text{ ult}}$<br>(MPa) | $V_{\text{red}}$<br>(MPa) | $S_n$<br>(m <sup>3</sup> ) | $I_n$<br>(m <sup>4</sup> ) | $b_n$<br>(m) | $F_{t28}$<br>(MPa) | $B_n$<br>(m <sup>2</sup> ) | $\sigma_x$<br>(MPa) | $\tau_u$<br>(MPa) | $\beta_u$<br>(°) |
|------------------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------|--------------------|----------------------------|---------------------|-------------------|------------------|
| 1,51                         | 0.78                      | 0,62                       | 0,83                       | 0,52         | 2,7                | 1,69                       | 4,01                | 1,25              | 16               |

$16^\circ \leq 30^\circ$  (Condition vérifiée).

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

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

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

Avec :

$A_t$  : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

$s_t$  : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$b_n$  : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.43 \text{ cm/ml}$$

On pond un espacement de 20 cm

On va utiliser un cadre de HA10=1.13cm<sup>2</sup>

**VII-5.6 Justification du béton :**

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Elle est vérifiée par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.25 \leq 5.83 \quad (\text{Condition vérifiée.})$$

**VII-5.7 Armatures longitudinales de peau :**

Pour les armatures de peau on prend 3cm<sup>2</sup>/ml de périmètre de section, notre périmètre est égale à 6.62m.

Donc dans notre cas on prend **26HA10 As=20.42cm<sup>2</sup>**

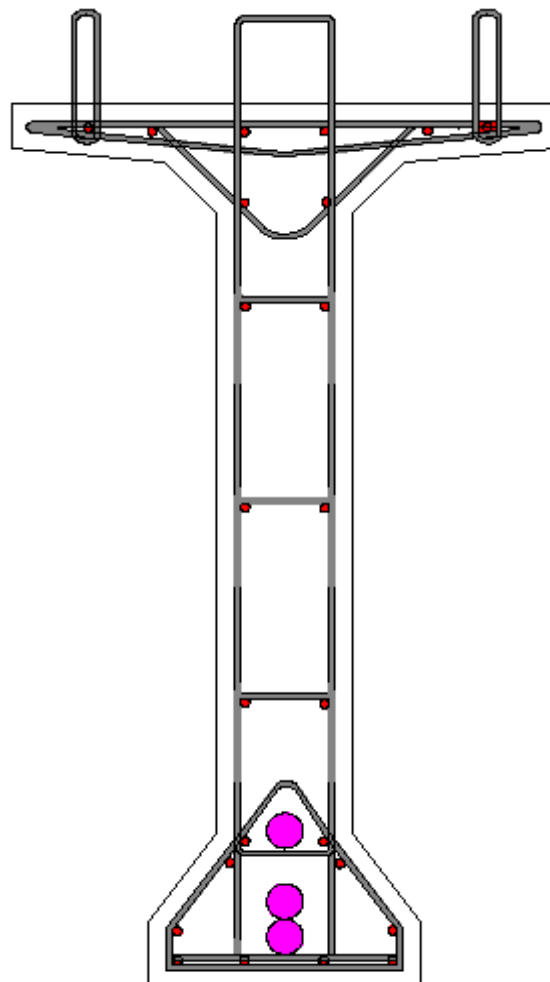
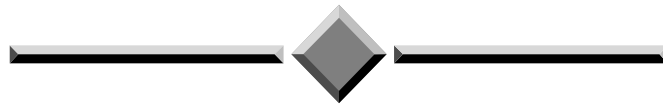
**VII-5.8 Plan de ferrailage de la poutre :**

Figure VII. 9: Plan de ferrailage de la poutre.

# CHAPITRE VIII

CALCUL DES DEFORMATIONS  
ET  
ETUDE DE L'HOURLDI



## VIII-1 CALCUL DES DEFORMATION :

### VIII-1.1 Introduction :

La dalle d'un pont à poutre est un élément de structure plane, telle que la fonction principale est de transmettre les charges qui s'appliquent sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau.

Les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers

### VIII-1.2 Flèches et contre flèches :

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018. Les flèches sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre flèche).

#### VIII-1.2.1 Flèches due au poids propre :

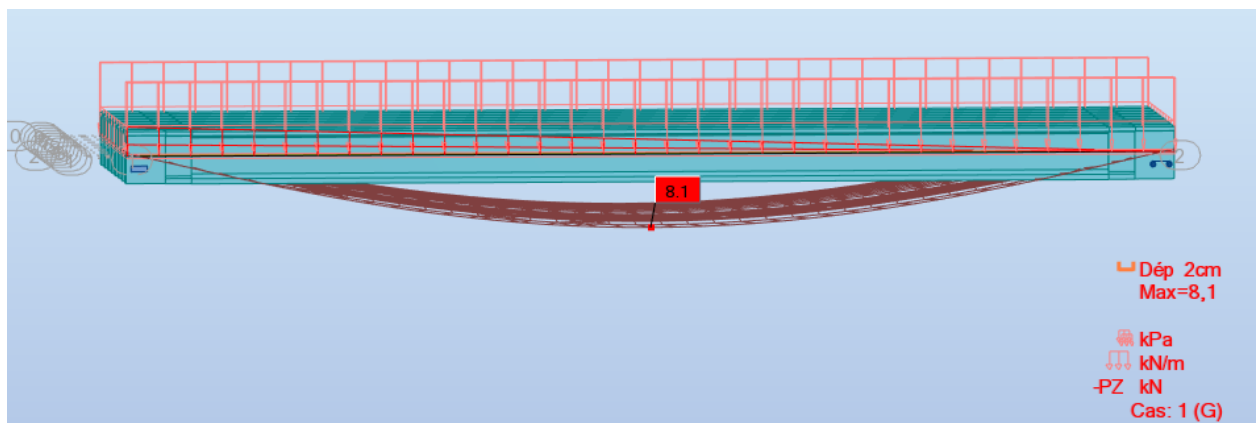


Figure VIII. 1: Flèche max de la poutre due au poids propre.

D'après ce diagramme, la flèche maximale de la poutre due au poids propre (CP+CCP) est égale à 8.1 cm.

$$f_G = 8.1 \text{ cm}$$

#### VIII-1.2.2 Contre flèche de précontrainte :

On a les données suivantes :

$$P_{\text{câble moy}} = 8.27 \text{ MN} \quad e_1 = 8 \text{ cm} ; \quad e_2 = 82 \text{ cm}$$

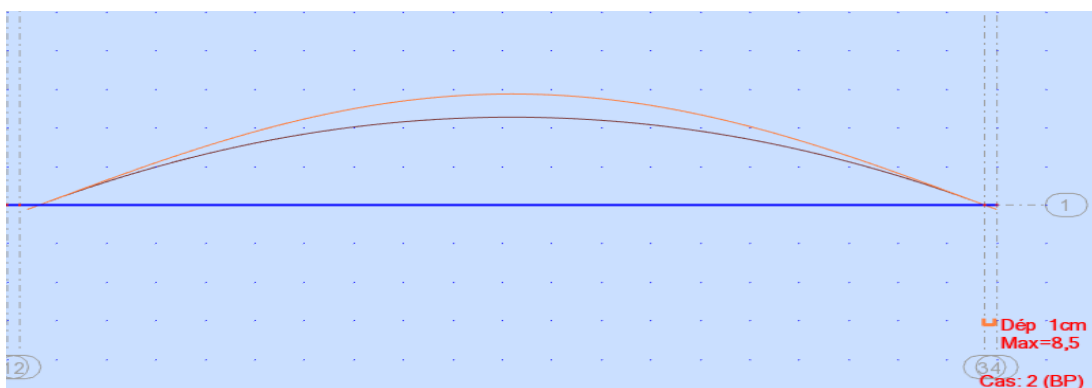


Figure VIII. 2: Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes est égale à 8.5 cm.

$$f_p = - 8.5 \text{ cm}$$

#### VIII-1.2.3 Flèche de construction :

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (8.5 - 8.1) = 0.3 \text{ cm}$$

$$f_c = 0.3 \text{ cm}$$

#### VIII-1.2.4 Flèche maximale à l'ELS :

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

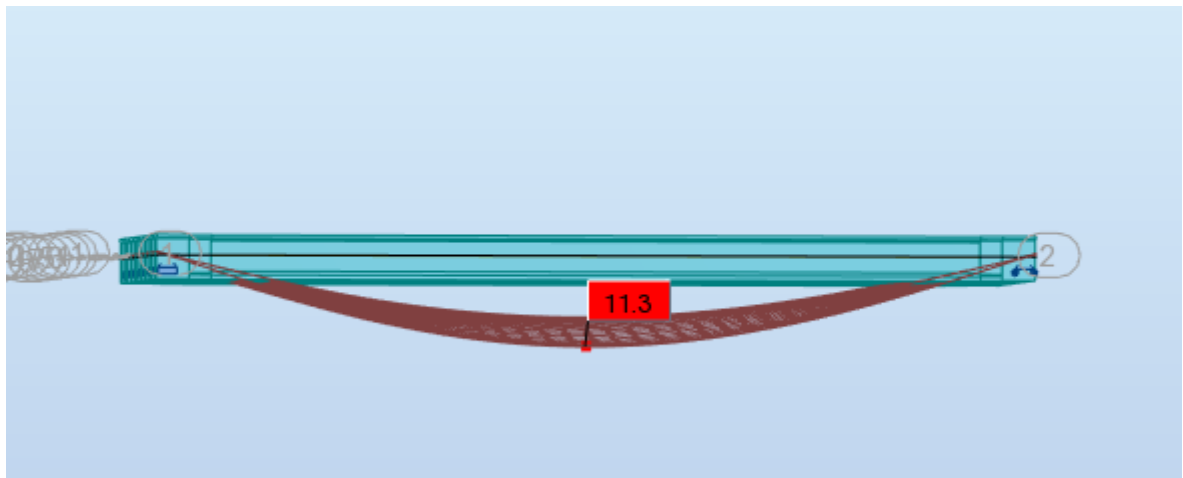


Figure VIII. 3: Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 11,80 cm. Donc on obtient :

$$f_{ELS} = 11.30 \text{ cm}$$

Flèche totale :

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

$$f = f_{ELS} + f_p + f_c \rightarrow f = 3,10 \text{ cm}$$

La flèche admissible : ( $L/500 = 8.00 \text{ cm}$ ) doit être supérieur à la flèche calculée (3.10 cm)

Donc, **(la condition est vérifiée).**

## VIII-2 ETUDE DE L'HOURLDIS

L'hourdis assure la répartition transversale des efforts dans le tablier, Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

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

### VIII-2.1 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

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

### VIII-2.2 Etude de la flexion transversale

On fait une modélisation avec logiciel **ROBOT structural Analysis 2018** pour obtenir les valeurs des moments transversaux en configuration tridimensionnel modèle coque.

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément **Barre**, On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels

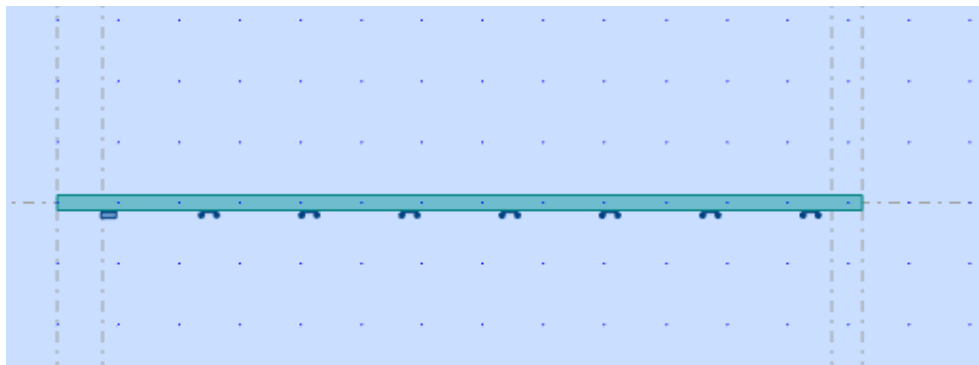


Figure VIII. 4: Modélisation de l'hourdis sur robot.

On a obtenu des résultats sous forme des diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants sous des combinaisons les plus défavorables à l'ELS et à l'ELU.

- Les efforts maximums de la dalle à l'ELS et à l'ELU :

❖ A L'ELU :

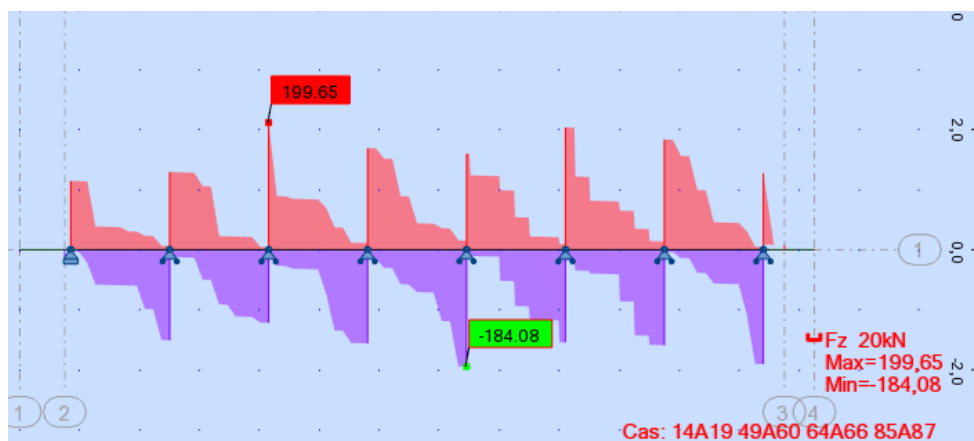


Figure VIII. 5: Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU.



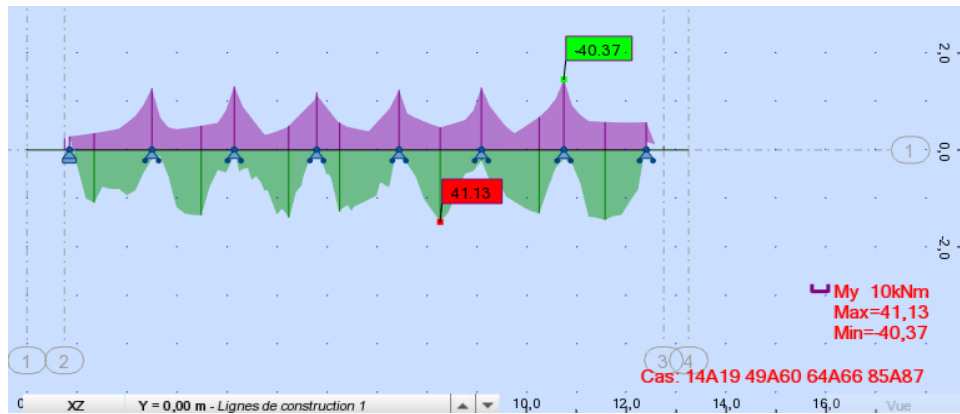


Figure VIII. 6: Moment Max- Dalle à l'ELU.

On a obtenu les résultats suivants :

- Fibre supérieur :  $M_{ELU}=40.37$  KNm.
- Fibre inférieur :  $M_{ELU}=41.13$  KNm.
- $T_{ELU}=199.65$  KN.

#### ❖ A L'ELS

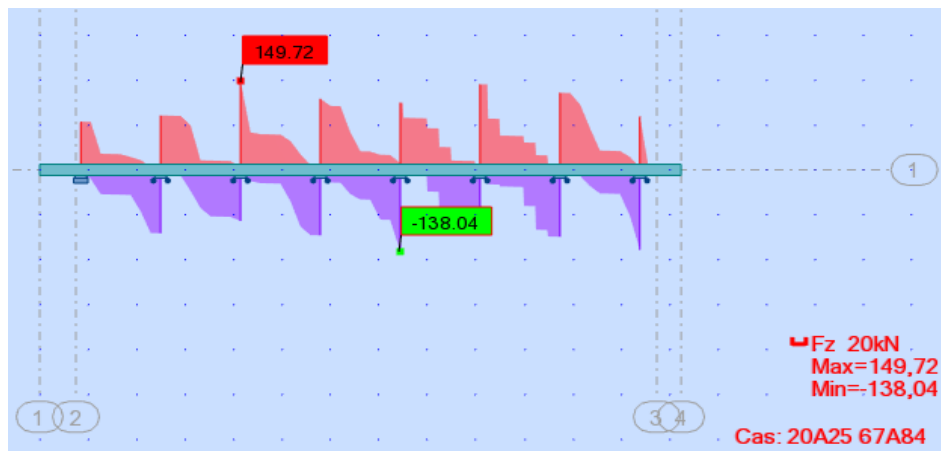


Figure VIII. 7: Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS.

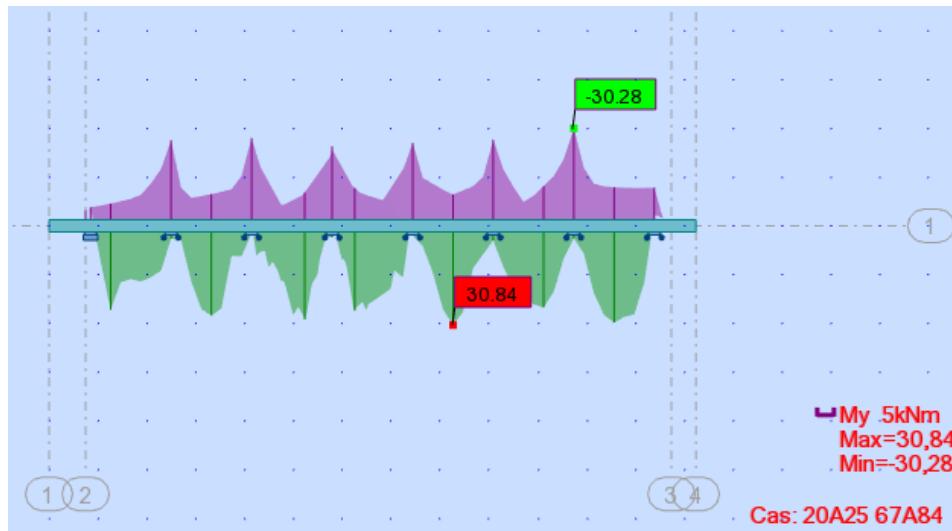


Figure VIII. 8: Moment Max- Dalle à l'ELS

On a obtenu les résultats suivants :

- Fibre supérieure :  $M_{ELS}=30.28$  KNm.
- Fibre inférieur :  $M_{ELS}=30.84$  KNm.
- $T_{ELS}=149.72$  KN.

### VIII-2.3 Ferrailage :

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'annexe

Le ferrailage longitudinal est le **tiers** de celui de ferrailage transversal, en respectant un ferrailage minimal de  $\text{cm}^2 / \text{ml}$  :

Tableau VIII. 1: Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.

| Nappe      | Armatures transversales |        |        | Armatures longitudinales |        |        |
|------------|-------------------------|--------|--------|--------------------------|--------|--------|
|            | As (cm <sup>2</sup> )   | Ø (mm) | e (cm) | As (cm <sup>2</sup> )    | Ø (mm) | e (cm) |
| Supérieure | 7.3                     | 7 HA14 | 20     | 2.43                     | HA12   | 20     |
| Inférieure | 7.4                     | 7 HA14 | 20     | 2.46                     | HA12   | 20     |

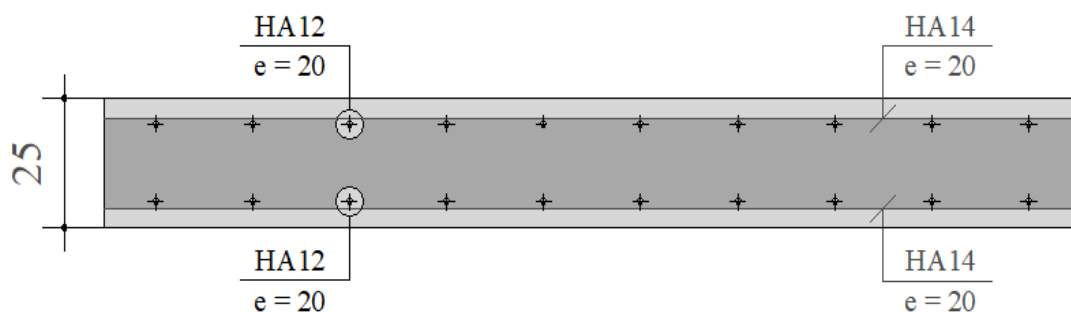
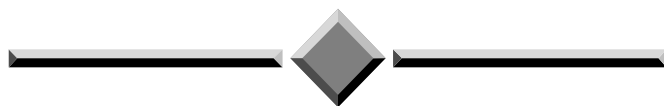


Figure VIII. 9: Ferrailage de la dalle.

# CHAPITRE IX

## CALCUL DES EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE



## IX-1 INTRODUCTION :

Les équipements du pont jouent un rôle important 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.

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

## IX-2 APPAREILS D'APPUI:

Le tablier du pont est soutenu par des appareils d'appuis, qui sont principalement utilisés pour transmettre une force verticale ou accompagnée d'une force horizontale.

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

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

### IX-2.1 Choix de type d'appareil d'appui

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

### IX-2.2 Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Un appareil d'appuis en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement pendant la vulcanisation.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût est relativement modéré.

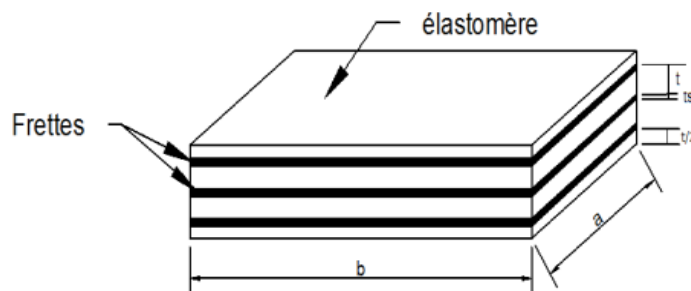


Figure IX. 1: Appareil d'appuis en élastomère fretté.

**IX-2.3 Dimensionnement des appareils d'appui :****IX-2.3.1 Aire de l'appareil d'appui:**

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$$

$\sigma_m$  : La contrainte moyenne de compression due à l'effort  $N_{Max}$ .

$R_{max}$  : Réaction maximale dans l'appui.

2 MPa : Condition de non cheminement.

20 MPa : condition de non écrasement.

On désigne par  $(a \times b)$  l'aire de l'appareille d'appui d'où :

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe del'ouvrage.

La poutre la plus sollicité par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de :

$$N_{max} = R_{max} = 1514.90 \text{ KN}$$

$$2 \times 10^3 \leq \frac{1514.90}{a \times b} \leq 20 \times 10^3$$

$$\text{D'où, } a \times b \geq 758 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } a = 35 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

**IX-2.3.2 Hauteur nette de l'élastomère:****❖ Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{D'où : } 3.5 \leq T \leq 7$$

**❖ Dimension des frettes :**

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

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad ; \quad \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \quad , \text{ pour l'acier 24-1}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \quad \text{Et} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

$$G = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 12.33 \text{ MPa} \quad ; \quad \beta = 9.72$$

$$\text{D'où : } t_s \geq 1.86 \text{ mm}$$

On prendra :

Feuilles d'élastomère :  $t_i = 10 \text{ mm}$

Frettes métalliques :  $t_s = 2 \text{ mm}$

Enrobage des chants:  $E_c = 4 \text{ mm}$

Enrobage extérieur  $E_e = 5 \text{ mm}$

Selon la disponibilité dans le tableau, on prendra :

$$T_d = 4 \times t_i + 5 \times t_s + 5 \times 2 = 60 \text{ mm}$$

$$T = 4 \times t_i + 2 \times E_e = 50 \text{ mm}$$

### IX-2.4 Vérification des appareils d'appuis :

#### IX-2.4.1 Résistance à la compression :

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

$$N = 1514.90 \text{ KN} \rightarrow \sigma_m = 12.33 \leq 20 \text{ MPa}$$

#### IX-2.4.2 Sécurité au flambement

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

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

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

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

$P_c$  : La charge critique de flambement.

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

$d$  : La somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc.

$h$  : La hauteur totale de l'appareil d'appui.

$S$  : Le facteur de forme.

$h_c$  : Epaisseur totale du caoutchouc.

$t$  : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

D'où :

$$S = 8.75$$

$$P_c = 9 \text{ MN.}$$

$$P_u = 1.51 \text{ MN.}$$

On remarque que :  $4.53 \leq 7.29$  (Condition vérifiée).

#### IX-2.4.3 Limitation de la distorsion :

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

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

$$\delta_c = 0.7 + 4 \times (\delta_0 - 0.7) \times (0.25 - p) \quad \text{si } p \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 \times (1 - 2p) \quad \text{si } p \geq 0.25$$

Avec :

$$P = P_u / P_c$$

$$\delta = \gamma / T_d$$

$$\delta_0 = c / h_c \quad \text{avec } 0.7 \leq \delta_0 \leq 2$$

$c$  : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire ( $c = 350 \text{ mm}$ ).

$h_c$  : épaisseur totale d'élastomère (40 mm).

$\delta$  : La distorsion de l'appareil d'appui.

D'où :

$$P = 0.17 \leq 0.25$$

$$\delta_0 = 8.75 \rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 2$$

$$D'où : \delta_c = 0.94$$

$$\gamma = 0.068 \text{ m} \rightarrow \delta = 0.76 \leq 0.82$$

Donc la condition est vérifiée.

### IX-3 DES D'APPUIS :

Le dès d'appui permet de:

- Diffuser les charges localisées provenant directement du tablier
- Rattraper le dévers du tablier.

#### IX-3.1 Dimensions du dé d'appui :

Les dimensions ( $a_1$ ,  $b_1$ ,  $h$ ) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0.175 ; \text{ On Prend : } h = 0.2\text{m}$$

$$a_1 \geq a + h/2 = 0.45$$

$$b_1 \geq b + h/2 = 0.45$$

$$\text{On prend, } a_1 = b_1 = 0.50 \text{ m}$$

#### IX-3.2 Ferrailage du dé d'appui :

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

$$A_C = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 1514,9 \times 10}{434,78} = 8.71 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec } \sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPA}$$

On prend : **6HA14**

##### IX-3.2.1 Armatures horizontales :

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

$$\bullet \quad A_h = \frac{0,125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 1514,9 \times 10}{434,78} = 4.36 \text{ cm}^2 ; \text{ On prend: } \mathbf{6HA10}.$$

##### IX-3.2.2 Frette supérieure :

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

$$\bullet \quad A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 1514,9 \times 10}{434,78} = 1.39 \text{ cm}^2 ;$$

On prend 3 **HA8**

##### IX-3.2.3 Frette inférieure

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

$$A_i = \frac{0,10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,10 \times 1514,9 \times 10}{434,78} = 3.48 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } \mathbf{4HA12}.$$

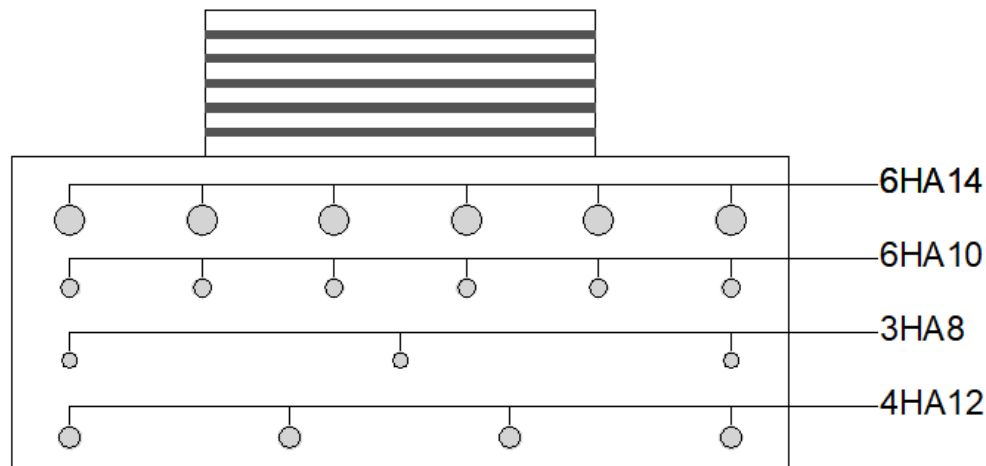


Figure IX. 2: Ferrailage d'un dé D'appui

### IX-4 Joint de chaussée:

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température et pour les ouvrages en béton, au retrait et au fluage.

Par ailleurs les charges d'exploitation engendrent également des déplacements ou déformation

Le choix de joint de chaussée et basée sur l'intensité du trafic, on distingue :

- Les joints de chaussée lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules/jours.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules/jours.
- Le choix du joint de chaussée dépend des conditions suivantes :
- Le déplacement dû au retrait, fluage et température et au freinage doit être inférieure à  $w$ .
- Le déplacement dû aux variations linéaires et séisme, doit être aussi inférieur à  $1.3w$ . Avec,  $w$  : le déplacement qui caractérise le type du joint choisis.

Le souffle est un déplacement relatif maximal :

$$W = W_D + 0.4W_T + \frac{1}{3}W_S$$

Avec:

$W$  : souffle total du joint.

$W_D$ : souffle des déformations différées (fluage retrait).

$W_T$ : souffle thermique.

$W_S$ : souffle sismique.

$$W = 0.0107 + 0.4 \times 0.0048 + \frac{1}{3} \times 0.084$$

$$W = 0.040 \text{ m}$$

On prend un joint de chaussée **type Wd60** qui permet un mouvement de  $\pm 60\text{mm}$



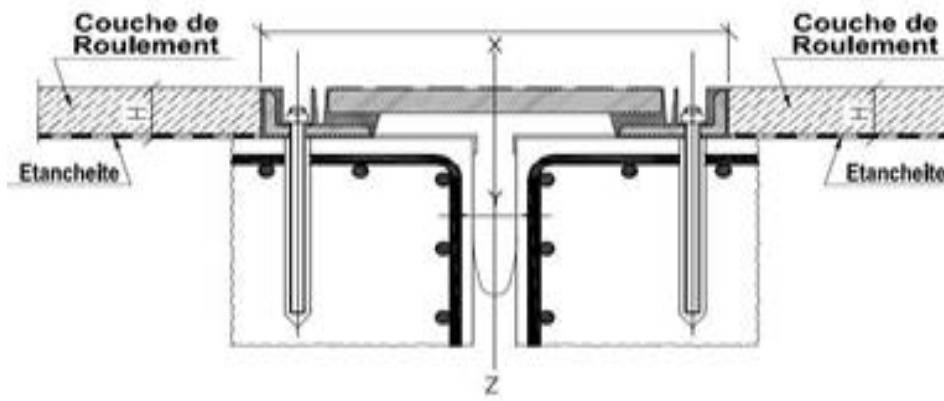


Figure IX. 3: Joint de chaussée type –Wd60.

## IX-5 Etude sismique

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

### IX-5.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé en **groupe II** (pont important).
- La région de Tlemcen se trouve dans une zone sismique **I**. (sismicité faible).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.12** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé),  $\xi = 5 \%$ .
- Le module de cisaillement dynamique des appareils d'appuis est **G = 1.2MPa**.

$$K_{ap} \text{ (KN/m)} = \frac{a \times b}{T} \times G \quad \longrightarrow \quad K_{ap} = 2940 \text{ KN/m}$$

### IX-5.2 Méthode de calcul

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément, parmi lesquels le critère de la courbure suivant : « **M Piles ≤ 0.43 M tablier** »

Tableau IX. 1: Masse des piles

| PLIES      | H (m) | S(m2) | M(KN)         |
|------------|-------|-------|---------------|
| P1         | 8     | 14    | 2800          |
| P2         | 20    | 14    | 7000          |
| P3         | 20    | 14    | 7000          |
| P4         | 36.8  | 18    | 16560         |
| P5         | 44.4  | 18    | 19980         |
| P6         | 38    | 18    | 17100         |
| P7         | 31.1  | 18    | 13995         |
| P8         | 18.8  | 14    | 6604          |
| P9         | 8     | 14    | 2800          |
| $\Sigma =$ |       |       | <b>93 839</b> |

$$M_{\text{Chevêtre}} = 1.7 \times 5 \times 13.25 \times 9 \times 25 = 25340.625 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Piles}} = 119\,179.75 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Tablier}} = 51\,131.95 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Piles}} \leq 0.43 M_{\text{Tablier}} \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Donc on applique « la méthode du spectre de réponse ».

### IX-5.3 Spectre de réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on a besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

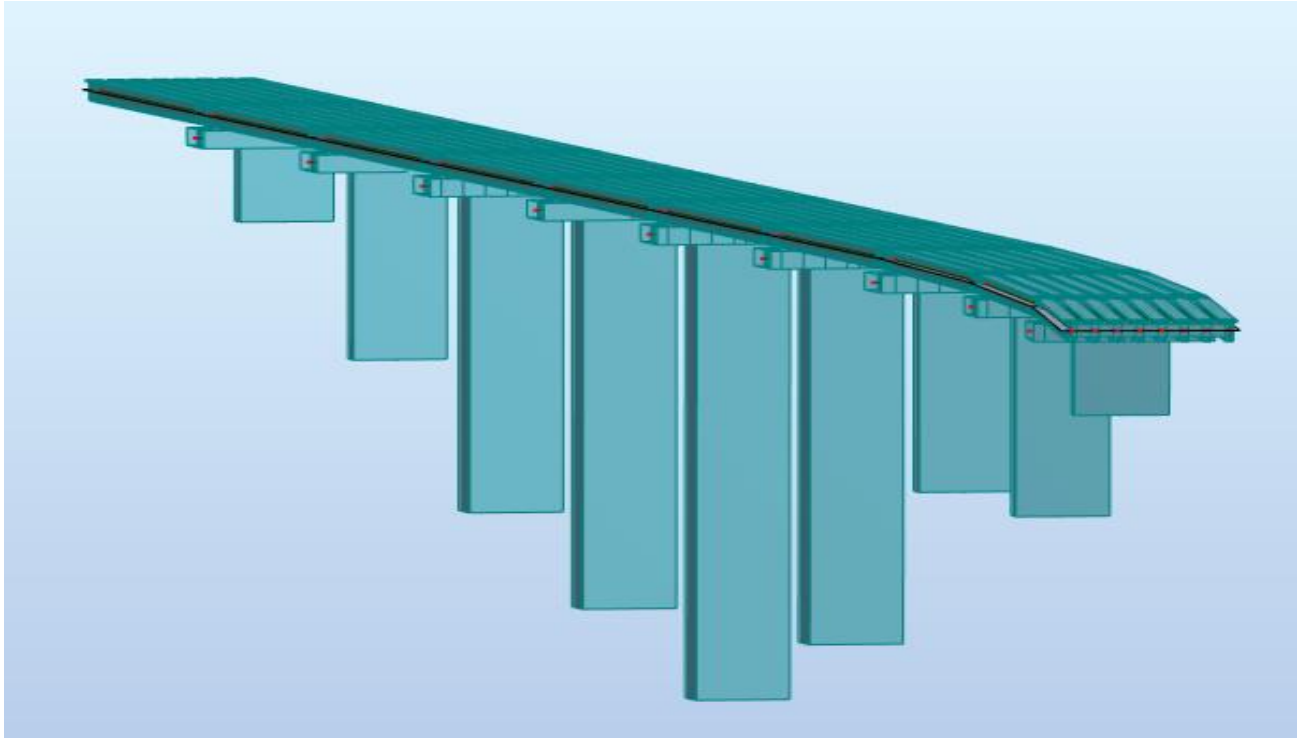


Figure IX. 4:Modèle de calcul

Le spectre de réponse élastique **Sae** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

#### IX-5.4 Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$\mathbf{Sae}(\mathbf{T}, \xi) = \begin{cases} \mathbf{AgS}(1 + \frac{\mathbf{T}}{\mathbf{T}_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq \mathbf{T} \leq \mathbf{T}_1 \\ 2.5\eta\mathbf{AgS} & \mathbf{T}_1 \leq \mathbf{T} \leq \mathbf{T}_2 \\ 2.5\eta\mathbf{AgS}(\frac{\mathbf{T}_2}{\mathbf{T}}) & \mathbf{T}_2 \leq \mathbf{T} \leq 3.0\mathbf{s} \\ 2.5\eta\mathbf{AgS}(\frac{3\mathbf{T}_2}{\mathbf{T}^2}) & \mathbf{T} \geq 3.0\mathbf{s} \end{cases}$$

**Sae (T, ξ)** : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement **ξ** et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.

**A** : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.12**

**g** : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s<sup>2</sup>**

**S** : coefficient du site **S = f(S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

**T** : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3)

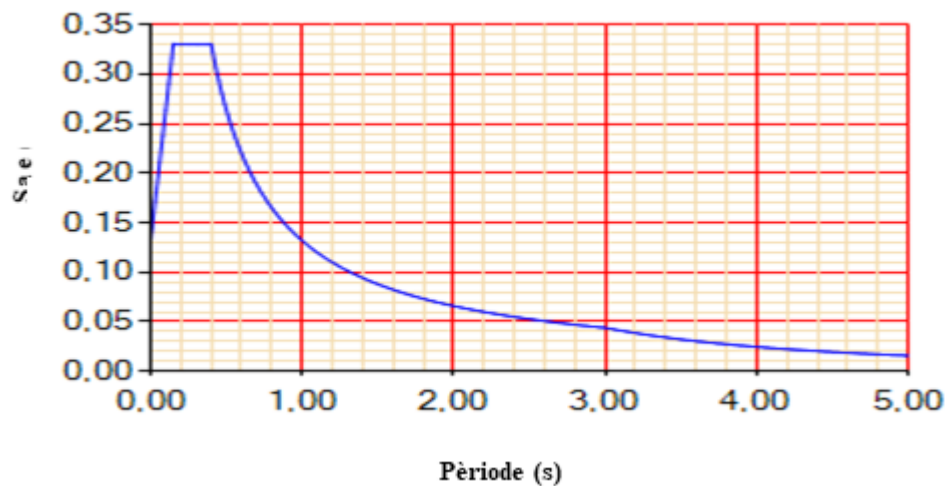


Figure IX. 5 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

### IX-5.5 Spectre de réponse de la composante verticale

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) selon le R.P.O.A, est négligeable

### IX-5.6 Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives  $\Sigma(M_i)_c$  atteint au moins **90%** de la masse totale du pont  $M_T$  (ou **70%** à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Tableau IX. 2: Modes propres.

| Modes | Période (s) | Cumul de participation (%) |          |          | Participation de masse (%) |       |      |
|-------|-------------|----------------------------|----------|----------|----------------------------|-------|------|
|       |             | Cumul UX                   | Cumul UY | Cumul UZ | UX                         | UY    | UZ   |
| 1     | 1.87        | 41.33                      | 0.00     | 0.00     | 41.33                      | 0.01  | 0.00 |
| 2     | 1.60        | 42.11                      | 0.01     | 0.00     | 0.78                       | 0.01  | 0.00 |
| 3     | 1.57        | 45.90                      | 0.01     | 0.00     | 3.8                        | 0.00  | 0.00 |
| 4     | 1.53        | 45.91                      | 17.25    | 0.00     | 0.00                       | 17.25 | 0.00 |
| 5     | 1.51        | 63.81                      | 17.25    | 0.00     | 17.9                       | 0.00  | 0.00 |
| ...   | ...         | ...                        | ...      | ...      | ...                        | ...   | ...  |
| 70    | 0.59        | 92.15                      | 78.11    | 0.00     | 0.00                       | 3.75  | 0.00 |

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en **Annexe D**)

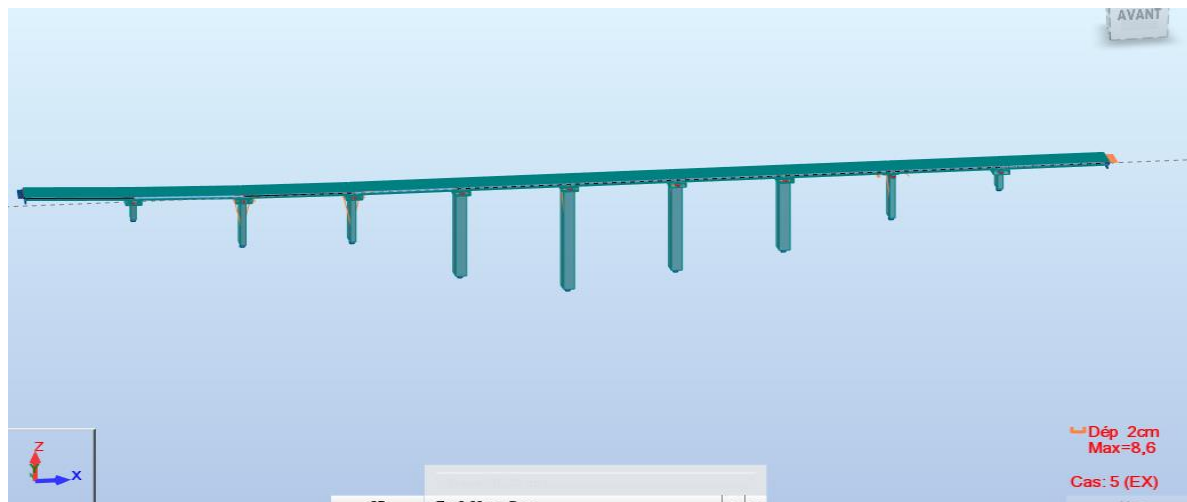
**IX-5.7 Déplacement selon EX et EY :**

Figure IX. 6:Le déplacement Ex

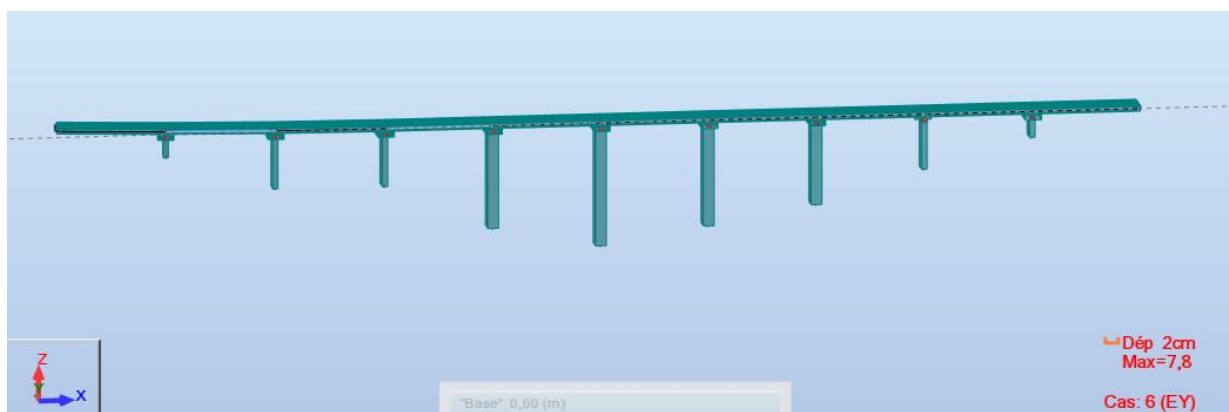
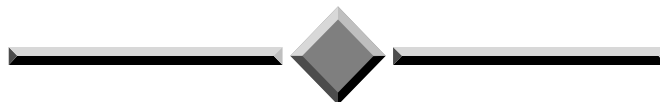


Figure IX. 7 : Le déplacement Ey.

# CHAPITRE X

## ETUDE DE LA PILE



## X-1 INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

## X-2 ETUDE DE LA PILE :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Tableau X. 1 : hauteurs des piles.

| Piles       | P1 | P2 | P3 | P4   | P5   | P6 | P7   | P8    | P9 |
|-------------|----|----|----|------|------|----|------|-------|----|
| Hauteur (m) | 8  | 20 | 20 | 36.8 | 44.4 | 38 | 31.1 | 18.87 | 8  |

### X-2.1 Conception de la pile :

La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

Aquatique et terrestre.

- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Pour notre ouvrage, on choisit

- Piles caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

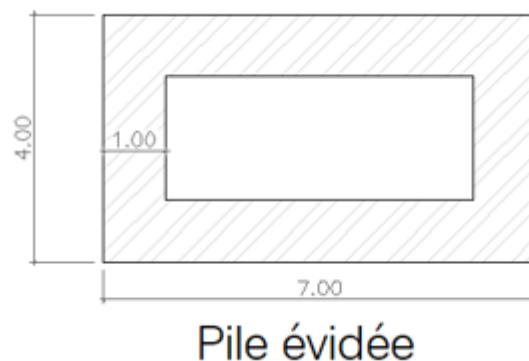


Figure X. 1: Dimensions de la pile

### X-2.2 Evaluation des efforts sur la pile :

Evaluation des efforts pour 02 Travées chargées. (Repaire à la base de la semelle)

Tableau X. 2: Récapitulatif des charges verticales sur pile.

| Désignation              | N (KN)   | H (KN) | FV/o (x/o) | FH/o(y,o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|--------------------------|----------|--------|------------|-----------|-------------------|-------------------|
| Poids propre du Semelle  | 6360.00  | /      | 0.00       | 1.00      | 0.00              | /                 |
| Poids propre de la pile  | 19980.00 | /      | 0.00       | 24.20     | 0.00              | /                 |
| Poids propre du Chevêtre | 3378.75  | /      | 0.00       | 47.25     | 0.00              | /                 |
| Poids propre du Tablier  | 11837.88 | /      | 0.00       | 48.10     | 0.00              | /                 |
| Hf+r                     | /        | 189.19 | /          | 48.10     | /                 | 9099.99           |
| HT°                      | /        | 85.14  | /          | 48.10     | /                 | 4095.00           |
| Somme                    | 35196.63 | 274.32 | /          | /         | 0.00              | 11556.99          |
| La charge (Al)           | 1768.82  | /      | 0.00       | /         | 0.00              | /                 |
| La charge (Bc)           | 1492.44  | /      | 0.00       | /         | 0.00              | /                 |
| Mc120                    | 1087.77  | /      | 0.00       | /         | 0.00              | /                 |
| D240                     | 1858.46  | /      | 0.00       | /         | 0.00              | /                 |
| La charge de freinage Al | /        | 101.84 | /          | 48.10     | /                 | 4898.32           |
| La charge de freinage Bc | /        | 180.00 | /          | 48.10     | /                 | 8658.00           |

### X-2.3 Les combinaisons de charges :

Tableau X. 3 : les combinaisons à ELS et à ELU.

| ELS          | N (KN)   | H (KN) | ML (KNm) | ELU                  | N (KN)   | H (KN) | ML (KN)  |
|--------------|----------|--------|----------|----------------------|----------|--------|----------|
| G            | 35196.63 | 240.27 | 11556.99 | 1,35G                | 47515.45 | 332.03 | 15970.48 |
| G+1.2Al+0.6T | 37319.21 | 362.47 | 17434.98 | 1.35G+1.6Al+0.9T     | 50345.56 | 494.96 | 23807.80 |
| G+1.2Bc+0.6T | 36987.56 | 456.27 | 27824.58 | 1.35G+1.26B+0.9T     | 49903.36 | 620.03 | 29823.28 |
| G+Mc120+0.6T | 36284.40 | 240.27 | 11556.99 | 1.36G+1.35Mc120+0.9T | 50024.37 | 332.03 | 15970.48 |
| G+D240+0.6T  | 37055.09 | 240.27 | 11556.99 | 1.35G+1.35D240+0.9T  | 47515.45 | 332.03 | 15970.48 |



### X-2.4 Ferrailage des éléments de la pile :

### X-2.4.1 Ferrailage de cheville :

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant. Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

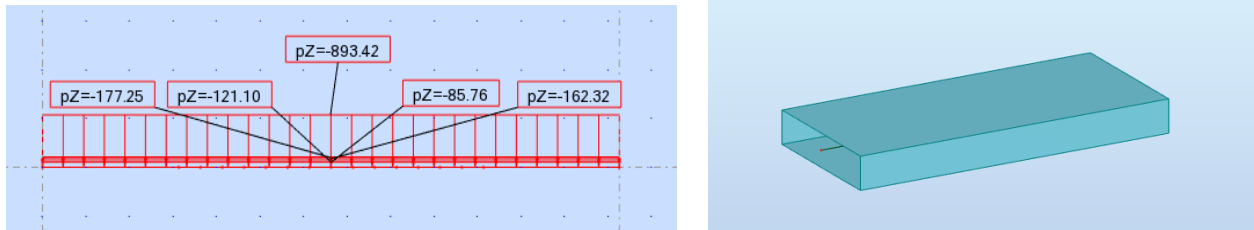


Figure X. 2: les charges de chevre.

➤ **Moment fléchissant**

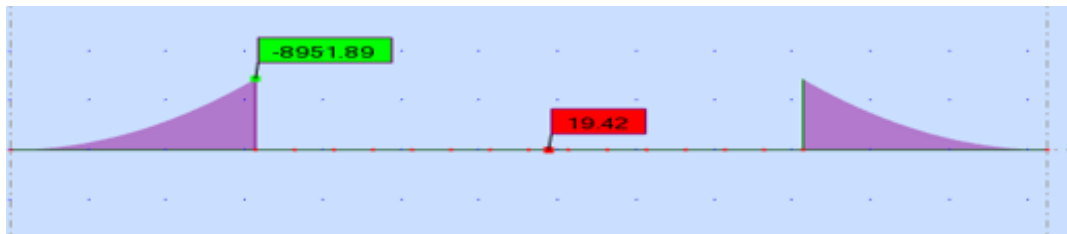


Figure X. 3: Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

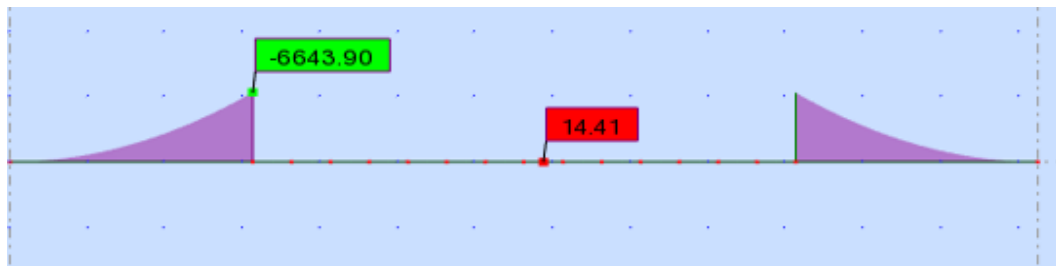


Figure X. 4: Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

➤ **Effort tranchant**

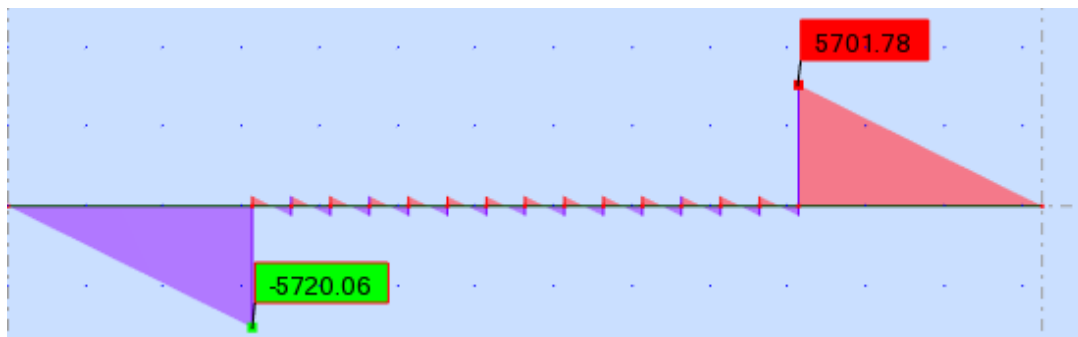


Figure X. 5: Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

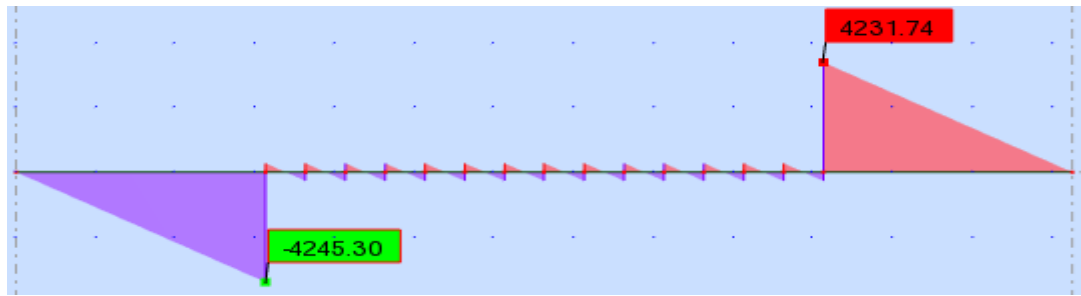


Figure X. 6: Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

➤ **Récapitulatif des efforts :**

Tableau X. 4: récapitulatif des efforts.

| Combinaison | Moment fléchissant (KN.m) | Effort tranchant (KN) |
|-------------|---------------------------|-----------------------|
| ELU         | 8951.89                   | 5720.06               |
| ELS         | 6643.9                    | 4245.30               |

Le calcul de ferrailages sont données dans l'annexe E

➤ **Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement**

L'élancement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

$l_f$  : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$i = 2 \times l_0$  ( $l_0$  est la hauteur du pile).

$i$  : rayon de giration de la section :  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$  (transversal) et  $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$  (longitudinal).

$$i_x = \sqrt{\frac{93.5}{18}} = 2.28$$

$$i_y = \sqrt{\frac{34}{18}} = 1.37$$

$$\lambda_x = \frac{2 \times 44.4}{2.28} = 38.95 \leq 70$$

$$\lambda_y = \frac{2 \times 44.4}{1.37} = 62.45 \leq 70$$

✓ **Pas de risque de flambement**

**X-2.4.2. Ferrailage de la pile :**

Sous moment de flexion oblique : La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

Il faut d'abord vérifier la condition d'orientation :  $\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$

$t_x$  et  $t_y$  : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

$h$  et  $b$  : sont les grandes dimensions de la section (hauteur et largeur).

Le paramètre  $t_x / b$  est également limité à **0.14** :  $t_x / b \leq 0.25$

Le champs d'application d'un abaque s'étend sur toutes les sections présentant les bons paramètres, quelles que soient leurs dimensions effectives et la qualité de leur béton, grâce à la notion des efforts intérieurs relatifs et sans dimension  $n$ ,  $m_x$  et  $m_y$  :

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \quad \text{et} \quad m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \quad \text{et} \quad m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}}$$

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale  $\omega$  :

$$\omega = \mu \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} = \frac{F_{\text{atot}}}{bh} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \rightarrow F_{\text{atot}} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

$F_{\text{atot}}$  : aire total de l'armature passive.

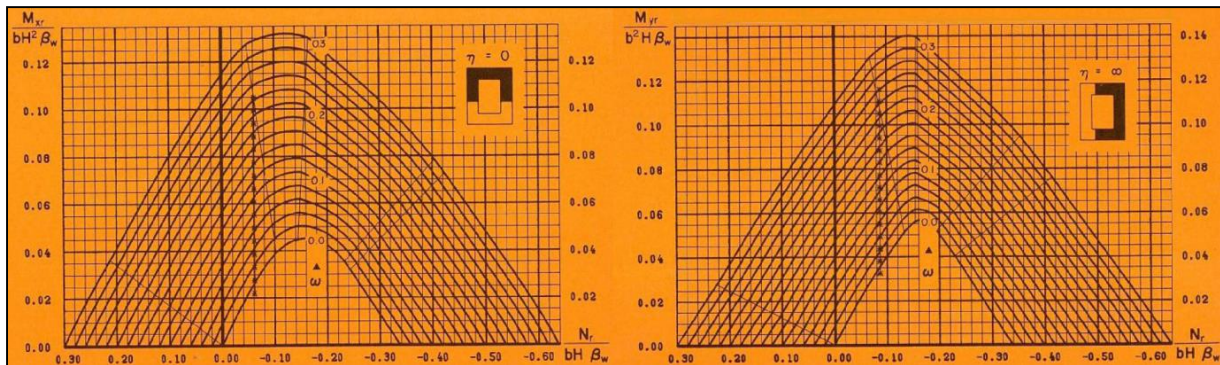


Figure X. 7: Abaques de WALTHER.

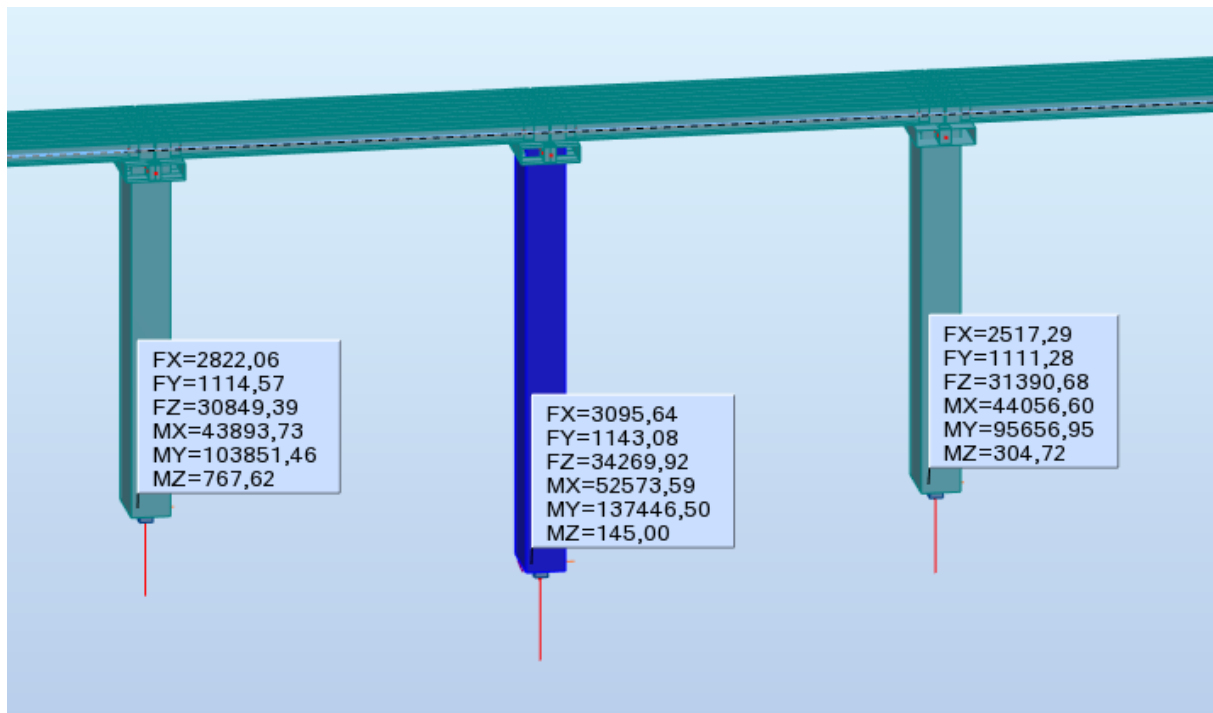


Figure X. 8 : La combinaison à ELA sur pile 5

**Tableau X. 5:** Ferrailage de la pile 5 (sections rectangulaires creuses).

| Dimension                                | Pile 05                  |          |
|------------------------------------------|--------------------------|----------|
|                                          | ELU                      | ELA      |
| N (KN)                                   | 49903.36                 | 34269.92 |
| M <sub>L</sub> (KN.m/ml)                 | 28583.23                 | 52573.59 |
| M <sub>T</sub> (KN.m)                    | 0.00                     | 137446.5 |
| n                                        | 0.065                    |          |
| m <sub>x</sub>                           | 0.01                     |          |
| m <sub>y</sub>                           | 0.025                    |          |
| ω (η = 0)                                | <b>0.05</b>              |          |
| ω (η = ∞)                                | <b>0.08</b>              |          |
| F <sub>atot</sub> (cm <sup>2</sup> )     | <b>1209.6</b>            |          |
| F <sub>a</sub> (coté b cm <sup>2</sup> ) | <b>241.92</b>            |          |
| F <sub>a</sub> (coté h cm <sup>2</sup> ) | <b>362.88</b>            |          |
| Ø (coté b) (mm)                          | <b>25HA25 (2 nappes)</b> |          |
| Ø (coté h) (mm)                          | <b>37HA25 (2 nappes)</b> |          |

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferrailage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

**St :** L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA, à :

$$St = \text{Min} (24\phi_t ; 8\phi_l ; 0.25d) \leq 20 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

**Tableau X.6:** Ferrailage transversal de pile

| Dimension                         | Pile 05          |                  |
|-----------------------------------|------------------|------------------|
|                                   | coté b           | coté h           |
| A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> ) | 241.92           | 362.88           |
| St (cm)                           | 20               | 20               |
| A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) | <b>30.24</b>     | <b>45.36</b>     |
| Ø <sub>t</sub> (mm)               | HA16 / e = 20 cm | HA16 / e = 20 cm |

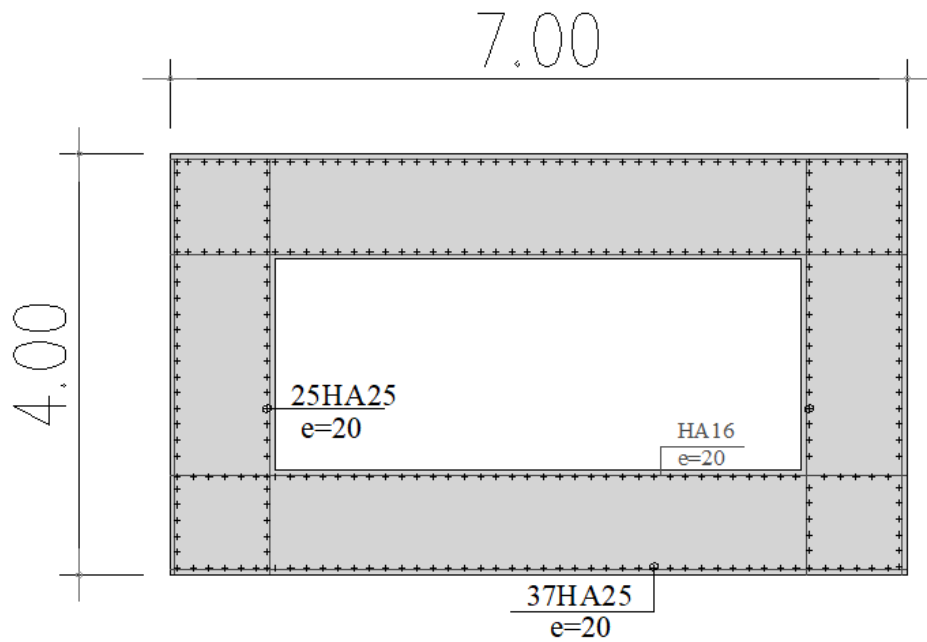


Figure X. 9: Ferrailage de la Pile.

### X-3 FONDATIONS :

#### X-3.1 Semelles :

##### X-3.1.1 Choix du type de fondations :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

##### X-3.1.2 Dimensions de la semelle :

Les dimensions de la semelle sous pile sont :

- Epaisseur :  $h=2.00$  m
- Largeur :  $l=9.60$  m
- Longueur :  $L=13.25$  m

##### X-3.1.3 Réactions revenant à chaque pieu :

Les réactions sous les combinaisons sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau X.7: Les réactions à l'ELA.

| ELA                                    |                     |                     |
|----------------------------------------|---------------------|---------------------|
| Les combinaisons                       | 1 <sup>er</sup> fut | 3 <sup>em</sup> fut |
|                                        | R min (kn)          | R max (kn)          |
| $G+E1_{max} + H_{(f+r)}+0.4HT^{\circ}$ | 1408.43             | 8160.16             |

Tableau X 8: Les réactions à l'ELS et l'ELU.

| ELS              |                     |                     | ELU                  |                     |                     |
|------------------|---------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| Les combinaisons | 1 <sup>er</sup> fut | 3 <sup>em</sup> fut | Les combinaisons     | 1 <sup>er</sup> fut | 3 <sup>em</sup> fut |
|                  | R min (kn)          | R max (kn)          |                      | R min (kn)          | R max (kn)          |
| G                | 2531.77             | 3334.3368           | 1,35G                | 3405.09             | 4514.1516           |
| G+1.2Al+0.6T     | 2504.55             | 3715.3154           | 1.35G+1.6Al+0.9T     | 3368.80             | 5022.123            |
| G+1.2Bc+0.6T     | 2116.17             | 4048.4278           | 1.35G+1.26B+0.9T     | 3123.08             | 5194.144            |
| G+Mc120+0.6T     | 2622.42             | 3424.9846           | 1.36G+1.35Mc120+0.9T | 3614.17             | 4723.2285           |
| G+D240+0.6T      | 2686.64             | 3489.2086           | 1.35G+1.35D240+0.9T  | 3405.09             | 4514.1516           |

$R_{\max}=5194.14$  KN en utilisant le rapport géotechnique on va prendre une longueur de pieux

De 13 m

#### X-3.1.4 Ferrailage de la semelle :

On utilise la méthode des bielles Pour le ferrailage de la semelle telle que :

- $\alpha \geq 45^\circ$  ,  $\tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$
- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$
- avec :  $H = 2.00\text{m}$
- $b = 1\text{ m}$
- $L = 3.60\text{ m}$
- D'où :  $h = 2 - 0.1 = 1.9\text{ m}$

On remarque que :  $h = 1.9 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.55$  (la condition est vérifiée).

$\alpha_1 = \alpha_2 = 50.84^\circ \geq 45^\circ$  (la condition est vérifiée).

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

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\sigma_{n \text{ adm}}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

➤ **ELS:**

$$A_s = \frac{4.05}{333.33} \times \frac{1.55}{1.9} \times 10^4 \quad \text{Donc} \quad A_s = 99.08 \text{ cm}^2$$

➤ **ELU:**

$$A_s = \frac{5.19}{434.78} \times \frac{1.55}{1.9} \times 10^4 \quad \text{Donc} \quad A_s = 97.38 \text{ cm}^2$$

➤ **ELA :**

$$A_s = \frac{8.160}{500} \times \frac{1.55}{1.9} \times 10^4 \quad \text{Donc} \quad A_s = 133.1 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversale supérieures :**

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux ("poutres incorporées") et de largeur égale à la somme du diamètre des pieux et de la hauteur  $h$  de la semelle ( $L' = \Phi + h = 3.1 \text{ m}$ ) donc :

On prend  $A_s = 99.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{s1} = 99.08/3.1 = 31.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 7\text{HA}25 \text{ avec } St=15 \text{ cm}$$

• **Armatures transversale supérieures**

$$A_{s1}' > A_s / 4 \implies A_{s1}' = 99.08/4 = 24.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 8\text{HA}20 \text{ avec } St=15\text{cm}.$$

• **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{s2} > A_s / 2 \implies A_{s2} = 49.4 \text{ cm}^2 \text{ donc on prend } 10\text{HA}25 \text{ avec } St=15\text{cm}$$

• **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{s4} > A_s / 10 \implies A_4 = 9.9 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 7\text{HA}14 \text{ avec } St=20\text{cm}$$

• **Armatures latérales :**

$$A_{s5} > A_s / 10 \implies A_5 = 9.9 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 7\text{HA}14 \text{ avec } St=20\text{cm}$$

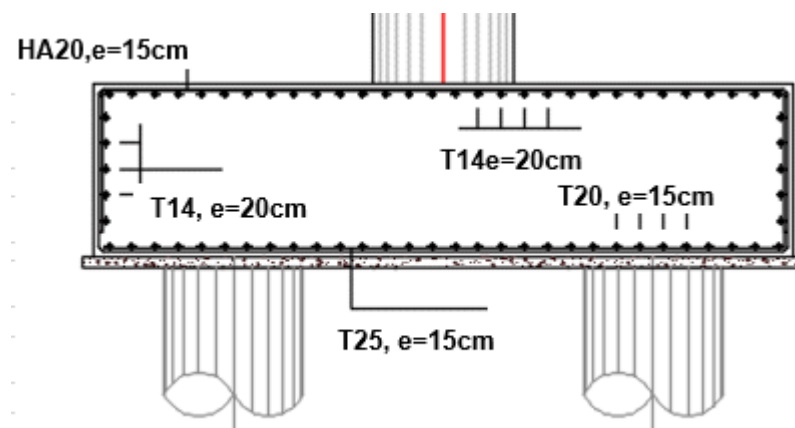


Figure X. 10: Ferrailage de la semelle.

### X-3.2 Etude des pieux :

#### X-3.2.1 Nombre des pieux :

On prend trois (03) files de pieux, chaque fil contient quatre(04) pieux.

La figure dans la page suivante.

#### X-3.2.2 Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

**N**: Effort normal maximal / minimal.

**n** : Nombre de pieu.

**M** : Moment maximale.

**x ; y** : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau X.9 : Vérification des pieux.

| ELU                                                             |         | ELS                                                             |           | ELA                                                             |         |
|-----------------------------------------------------------------|---------|-----------------------------------------------------------------|-----------|-----------------------------------------------------------------|---------|
| <b>Q<sub>adm ELU</sub>= 6173.58 KN</b>                          |         | <b>Q<sub>adm ELS</sub>= 4566.65KN</b>                           |           | <b>Q<sub>adm ELA</sub>= 8801.77 KN</b>                          |         |
| R <sub>Max</sub>                                                | 5194.5  | R <sub>Max</sub>                                                | 4048.4278 | R <sub>Max</sub>                                                | 8160.8  |
| R <sub>min</sub>                                                | 3123.08 | R <sub>min</sub>                                                | 2116.15   | R <sub>min</sub>                                                | 1408.43 |
| R <sub>Max</sub> < Q <sub>adm ELU</sub><br>Pas de poinçonnement |         | R <sub>Max</sub> < Q <sub>adm ELS</sub><br>Pas de poinçonnement |           | R <sub>Max</sub> < Q <sub>adm ELA</sub><br>Pas de poinçonnement |         |
| R <sub>min</sub> > 0<br>Pas de soulèvement                      |         | R <sub>min</sub> > 0<br>Pas de soulèvement                      |           | R <sub>min</sub> > (-1/3 Q <sub>U</sub> )<br>Pas de soulèvement |         |



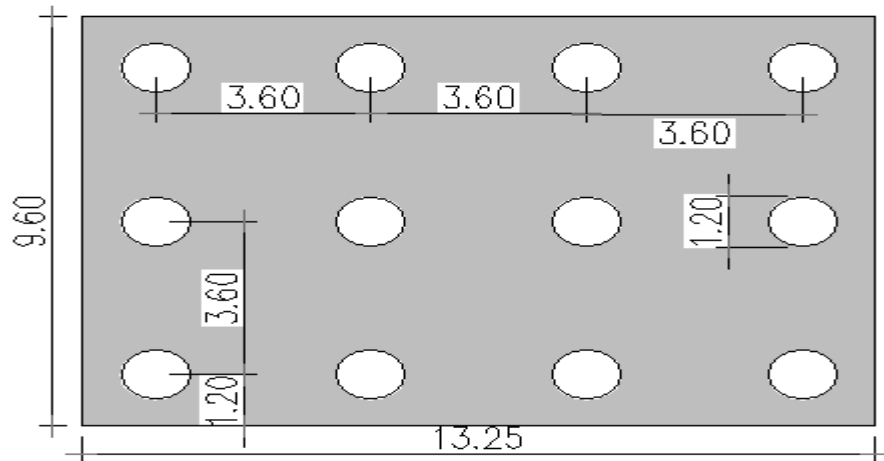


Figure X. 11 : Plan de disposition des pieux sous la semelle.

### X-3.2.4 Ferrailage des pieux :

#### ➤ Actions sur les pieux :

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

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u b y = 0$$

**b** : Diamètre du pieu ;

**C<sub>u</sub>** : Module de réaction du sol ;

**y** : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

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

**α** : longueur élastique du pieu.

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER  $\lambda$  :

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

**E** : Module d'élasticité du béton.

**I** : Moment d'inertie du pieu.

**b** : Longueur du pieu.

#### Application Numérique :

- $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$
- $E = 33\,000 \text{ MPa}$
- $b = 1,20 \text{ m}$
- $I = 0,101 \text{ m}^4$
- $L = 13 \text{ m}$

$\lambda = 0,228$  d'où :  $\lambda L = 2,96$

D'où, en tire les valeurs de  $(X_{\phi}^H, X_{\phi}^M)$  pour  $\lambda \times L = 2,96$  à partir du tableau **WERNER**.

$$\lambda L = 2,96 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1,156 \\ X_{\phi}^M = 1,449 \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant en tête du pieu :**

**ELS:**  $H_{Max} = 456.24 \text{ KN}$        $\bar{P} = 38.02 \text{ kN}$   
**ELU:**  $H_{Max} = 620,04 \text{ KN}$        $\bar{P} = 51.67 \text{ kN}$   
**ELA :**  $H_{Max} = 2984.6 \text{ KN}$        $\bar{P} = 248.71 \text{ kN}$

➤ **Moments fléchissant :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :  $\bar{M} = -\frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

**ELS :**       $M_{ELS} = 131.3 \text{ KN.m}$   
**ELU :**       $M_{ELU} = 178.49 \text{ KN.m}$   
**ELA :**       $M_{ELA} = 859.3 \text{ KN.m}$

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

• **Section d'acier**

Avec Robot expert  $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$  Donc : on prend **24 HA25** ( $A_s = 117,81 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de **St = 15 cm**.

• **Cercles transversales**

Avec Robot expert : **1 Cerce H16**, **St = 10** dans les zones critiques (2,4 m) et **20 cm** dans les zones courantes.

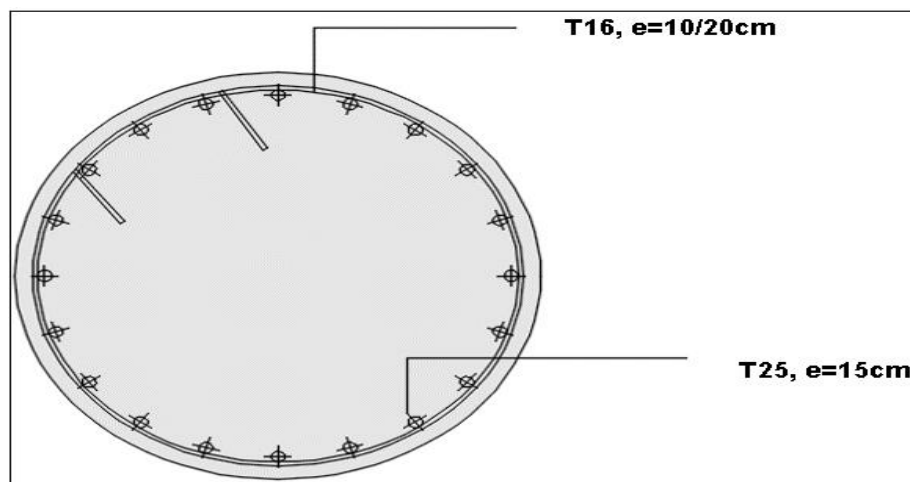


Figure X. 12 : Ferrailage des pieux.

# CHAPITRE XI

## ETUDE LA CULEE



## XI-1 INTRODUCTION :

La culée est l'élément de base de l'infrastructure du pont, construite des deux côtés de la structure, c'est donc l'élément qui assure la connexion entre le tablier du pont et le milieu environnant. Il y a deux fonctions principales, ce n'est donc pas seulement le support de tablier, mais aussi le mur de soutènement qui résiste à la poussée du sol et à la surcharge du remblai.

## XI-2 CONCEPTION DE LA CULEE:

### XI-2.1 Le choix du type de la culée :

Il existe deux types de culée :

Les culées remblayées et les culées enterrées.

En se basant sur les données géotechniques du site, on a opté pour notre viaduc une culée Remblayée fondée sur pieux, elle comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux (02) murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.

### XI-2.2 Pré-dimensionnement de la culée :

On s'intéresse au dimensionnement de la culée (C2) au PK 6+132 vu que c'est la plus grande culée.

Tableau XI. 1: Dimensions des éléments de la culée.

| Eléments de la culée       | Rôle                                                            | Dimension                                                                                                                                                      |
|----------------------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Mur de garde grève</b>  | Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.                   | $h_{m\text{gg}} = 2,75 \text{ m}$<br>$e_{m\text{gg}} = \max (0,30 \text{ m}, h/8) = 0.35 \text{ m}$<br>$L_{m\text{gg}} = L_{\text{tablier}} = 13.25 \text{ m}$ |
| <b>Mur frontal</b>         | Transmission des charges verticales et soutien des remblais.    | $h_{m\text{f-culée}} = 4 \text{ m}$<br>$e_{m\text{f}} = 1,51 \text{ m}$<br>$L_{m\text{f}} = L_{\text{tablier}} = 13.25 \text{ m}$                              |
| <b>Mur en retour</b>       | Porteur des corniches et soutien des remblais.                  | $e_{m\text{r}} = 0.8 \text{ m}$<br>$h_{m\text{r-culée}} = 6.75 \text{ m}$<br>$l_{m\text{r-culée}} = 8.69 \text{ m}$                                            |
| <b>Dalle de transition</b> | Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide.       | $L_{dt} = 12 \text{ m}$<br>$l_{dt} = 4 \text{ m}$<br>$e_{dt} = 0.30 \text{ m}$                                                                                 |
| <b>Corbeau</b>             | Appuis de la dalle de transition.                               | $L_{dt} = 12 \text{ m}$<br>$l_{dt} = 0.95 \text{ m}$<br>$e_{dt} = 0.55 \text{ m}$                                                                              |
| <b>La semelle</b>          | Supportant le poids propre de la culée et la charge du tablier. | $e_s = 2 \text{ m}$<br>$L_s = 13.2 \text{ m}$<br>$l_s = 6 \text{ m}$                                                                                           |

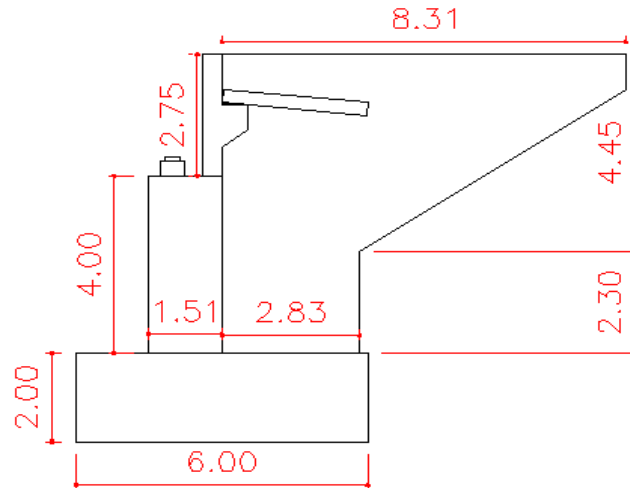


Figure XI. 1: Vue de face culée.

### XI-3 Evaluation des efforts agissants sur les culées :

#### XI-3.1 Détermination du coefficient de poussée Kad :

Selon RPOA ver-2008, la poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de Mononobé-Okabé comme décrite ci-dessous :

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $K_H$  et  $K_V$ , telles que :  $K_V = 0,3 K_H$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta - \beta)} \quad (\text{Selon RPOA 2008 5.6})$$

$$\cos^2 \theta \left( 1 + \sqrt{\frac{\cos \theta \cos \beta}{\cos^2 \theta}} \right)$$

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{K_H}{1 \pm K_V} \right)$$

$K_H = A = 0.12$  : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 RPOA).

Les trois cas de séismes correspondant à :

- 1<sup>ère</sup> cas : cas normale sans séisme «  $k_h = k_v = 0$  »
- 2<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le haut » :  $k_h = 0,12$  ;  $k_v = 0,036$
- 3<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » :  $k_h = 0,12$  ;  $k_v = -0,036$

Tableau XI. 2: Coefficient de poussé.

| Désignation         |                      | $K_H$ | $K_V$  | $\theta^\circ$ | $K_{ad}$ |
|---------------------|----------------------|-------|--------|----------------|----------|
| Condition normal    | 1 <sup>ère</sup> cas | 0     | 0      | 0              | 0.33     |
| Condition sismiques | 2 <sup>ème</sup> cas | 0.12  | 0.036  | 7.10           | 0.43     |
|                     | 3 <sup>ème</sup> cas | 0.12  | -0.036 | 6.61           | 0.41     |

**Calcul des poussées dues aux terres :**

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = 1/2 \times \gamma (1 \pm K_V) K_{ad} \times H^2 \times L$$

H : est la hauteur du mur

$\gamma$  : est le poids des terres  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^2$

Tableau XI. 3: Evaluations des efforts statiques de la culée.

| Désignation                     | N (KN)  | H (KN)  | $I_{FV}(x/o)$ | $I_{FH}(y/o)$ | $M_{FV/o}$ | $M_{FH/o}$ |
|---------------------------------|---------|---------|---------------|---------------|------------|------------|
| Semelle                         | 3975.00 | /       | 0.00          | 1.00          | 0.00       | /          |
| Mur F                           | 2000.75 | /       | 0.28          | 4.00          | 550.21     | /          |
| DDT                             | 180.00  | /       | 1.35          | 7.66          | 243.00     | /          |
| Mur en R                        | 646.80  | /       | 2.87          | 6.20          | 1856.32    | /          |
| Corbeau                         | 111.00  | /       | 0.15          | 7.23          | 16.65      | /          |
| MGG                             | 523.38  | /       | -0.20         | 7.26          | -104.68    | /          |
| Poids des Terres sur talon      | 3132.00 | /       | 1.35          | 4.70          | 4228.20    | /          |
| Poids des T sur DDT             | 606.96  | /       | 1.43          | 8.27          | 867.95     | /          |
| Poussée des terres              | /       | 3012.93 | /             | -2.92         | /          | -8787.70   |
| Poids Sur 10kN/m <sup>2</sup>   | 384,23  | /       | 2,12          | /             | 814,56     | /          |
| Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup> | /       | 382.59  | /             | 4.38          | /          | -1673.85   |
| G (Tablier)                     | 5918.94 | /       | -1.16         | /             | -6865.97   | /          |

|                  |         |        |       |      |          |          |
|------------------|---------|--------|-------|------|----------|----------|
| $R_{A(l)}$       | 1768.82 | /      | -1.16 | /    | -2051.83 | /        |
| $R_{Bc}$         | 1492.44 | /      | -1.16 | /    | -1731.23 | /        |
| $R_{Mc120}$      | 1087.77 | /      | -1.16 | /    | -1261.82 | /        |
| $R_{D240}$       | 1858.46 | /      | -1.16 | /    | -2155.82 | /        |
| Fluage + Retrait | /       | 189.19 | /     | 6.00 | /        | -1135.13 |
| Température      | /       | 85.14  | /     | 6.00 | /        | -510.81  |
| Freinage Al      | /       | 82.12  | /     | 6.00 | /        | -492.71  |
| Freinage Bc      | /       | 180.00 | /     | 6.00 | /        | -1080.00 |

## XI-4 Ferrailage des éléments de la culée :

### XI-4.1 Mur frontale :

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans L'annexe E.

Tableau XI. 4:efforts maximaux sur le mur frontal

| G+0.6T+1.2A(l) +H (Retrait + Fluage) |          |
|--------------------------------------|----------|
| <b>N(KN)</b>                         | 10042.27 |
| <b>M(KN.m)</b>                       | 7620.09  |

Le ferrailage se fait en flexion composée utilisant les efforts de la condition (ELS), appliqués sur la section (150×100) cm<sup>2</sup> avec :

$$M = 575.10 \text{ KN.m/ml}; N = 757.91 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage est effectué avec ROBOT Expert.

#### ❖ Ferrailage verticale :

$A_s = 14.8 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 4HA25 pour  $A_s = 16.5 \text{ cm}^2$  (coté remblais)  $St = 20 \text{ cm}$

#### ❖ Ferrailage de construction :

$A_{s1} = A_s/3 = 5.5 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 4HA16 (coté tablier)  $St = 20 \text{ cm}$

#### ❖ Ferrailage transversal :

$A_{s2} = A_s/4 = 4.12 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 4HA14  $St = 20 \text{ cm}$

**XI-4.2 Mur Garde grève :**

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes:

- Poussée des terres ;
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève ;
- Force de freinage dû à la charge de Bc.

**XI-4.2.1 Calcul des sollicitations :**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

**➤ Moment dû à la poussée des terres :**

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :  $M_T = \frac{P \times H}{3}$  Avec :  $P = \frac{1}{2} K_{ah} \times g \times H^2 \times L$

**K<sub>a</sub>** : Coefficient de poussée des terres ( $K_a = 0.33$ ).  
**γ<sub>r</sub>** : Poids volumique du remblai ( $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$ ).  
**h** : Hauteur du mur garde grève ( $h = 2.75 \text{ m}$ ).  
**L** : longueur du remblai (on fait le calcul par 1ml).

**- À l'ELU :**

$$M_T = 27.80 \text{ KN.m /ml}$$

**- À l'ELS :**

$$M_T = 20.57 \text{ KN.m /ml}$$

**➤ Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 60 KN chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 60 KN distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 tonnes répartie sur un rectangle de (0.25m × 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx, \text{ avec : } K = K_a \times \delta \times \gamma \times bc$$

**δ** : Coefficient de majoration dynamique ( $\delta = 1.051$ ) ;



$\gamma$  : Coefficient de pondération ( $\gamma = 1.2$  à l'ELS et  $\gamma = 1.6$  à l'ELU).

$$K_{ELS} = 0.33 \times 1 \times 1.2 \times 1.2 = 0.63$$

$$K_{ELU} = 0.33 \times 1 \times 1.6 \times 1.2 = 0.48$$

Le tableau ci-dessous est issu de la page 394 du document technique Setra Piles et Palées PP73, interprète la valeur  $M_p/k$  de différentes valeurs de hauteur.

Tableau XI. 5: les valeurs de  $M_p/k$ .

| h(m)             | 0,5  | 0,75 | 1    | 1,5  | 2    | 2,5  | 3    |
|------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $M_p/k$ (t.m/ml) | 2,23 | 3,4  | 4,41 | 6,11 | 7,45 | 8,56 | 9,49 |

Par interpolation on obtient :

$$\text{À ELS} \rightarrow M_p = 9.03 \times 0.5 \times 10 = \mathbf{45.29 \text{ KN.m}}$$

$$\text{À ELU} \rightarrow M_p = 9.03 \times 0.67 \times 10 = \mathbf{60.38 \text{ KN.m}}$$

➤ **Moment dû à la force de freinage :**

Nous considérons l'impact d'une seule roue, qui est de 6 tonnes, et nous supposons que la distribution de Force est dans une direction inclinée de  $45^\circ$  par rapport au bord du rectangle

d'impact d'où : 
$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

$\mu$  : Coefficient de pondération. ( $\mu = 1.2$  à l'ELS et  $\mu = 1.6$  à l'ELU)

$P$  : charge du a la charge Bc. ( $P = 60 \text{ KN}$ )

$$\text{- À l'ELU : } M_f = \frac{2 \times 1.6 \times 60 \times 2.75}{0.25 \times 2 + 2.75} = \mathbf{91.83 \text{ KN.m}}$$

$$\text{- À l'ELS : } M_f = \frac{2 \times 1.2 \times 60 \times 2.75}{0.25 \times 2 + 2.75} = \mathbf{68.87 \text{ KN.m}}$$

Le moment total a l'encastrement :

$$\text{- À l'ELS : } M = M_T + M_p + M_f = \mathbf{134.75 \text{ KN.m/ml}}$$

$$\text{- À l'ELU : } M = M_T + M_p + M_f = \mathbf{180.01 \text{ KN.m/ml}}$$

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire ( $1 \times 0.35$ ) m.

❖ **Ferrailage verticale :**

$$A_s = 22.4 \text{ cm}^2 \text{ donc on opte pour 5HA25 (coté remblais) } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Ferrailage de construction :**

$$A_{s1} = A_s/3 = 7.47 \text{ cm}^2 \text{ donc on opte pour 5HA14 (coté tablier) } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Ferraillage transversal :**

$A_{s2} = A_s/4 = 5.60 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 5HA12 St = 20cm

**XI-4.3 Dalle de transition :**

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémités.

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet du :

- Poids propre et revêtement.
- Poids du remblai.
- Surcharges.

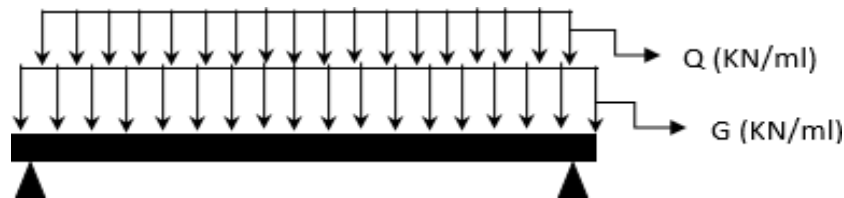


Figure XI. 2: Charges sur la dalle de transition.

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 6: Evaluations des efforts de la dalle de transition.

| Type de charge | Q (kN/ml) | M (KN.m/ml ) | V (kN) |
|----------------|-----------|--------------|--------|
| Poids propre   | 7,5       | 15           | 15     |
| Revêtement     | 1,92      | 3,84         | 3,84   |
| Remblai        | 14.4      | 28.8         | 28.8   |
| Surcharges     | 10        | 20           | 20     |

➤ **Combinaisons des efforts :**- **A l'ELS :**

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 71.64 \text{ KN.m/m}$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2V_Q = 71.64 \text{ KN/m}$$

- **A l'ELU :**

$$M_{ser} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 94.31 \text{ KN.m/m}$$

$$V_{ser} = 1.35V_G + 1.6V_Q = 94.31 \text{ KN.m/m}$$

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.30) m.

❖ **Ferrailage verticale :**

$A_s = 15.6 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 5HA20 (nappe inferieure)  $St = 20 \text{ cm}$

❖ **Ferrailage de construction :**

$A_{s1} = A_s/3 = 5.20 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 5HA14 (nappe supérieure)  $St = 20 \text{ cm}$

❖ **Ferrailage transversal :**

$A_{s2} = A_s/4 = 3.9 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 5HA12  $St = 20 \text{ cm}$

#### XI-4.4 Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

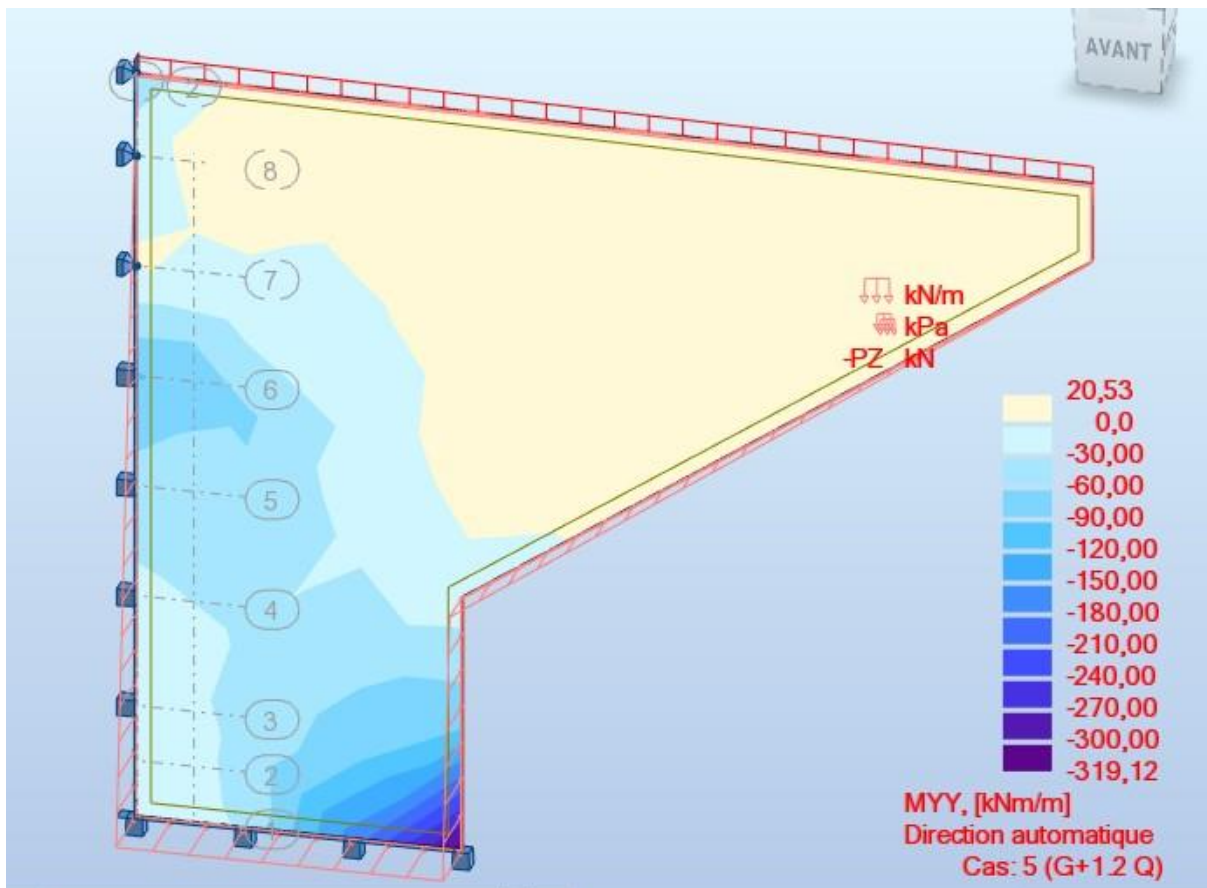


Figure XI. 3: Les moments MYX sur le mur en retour avec le logiciel.

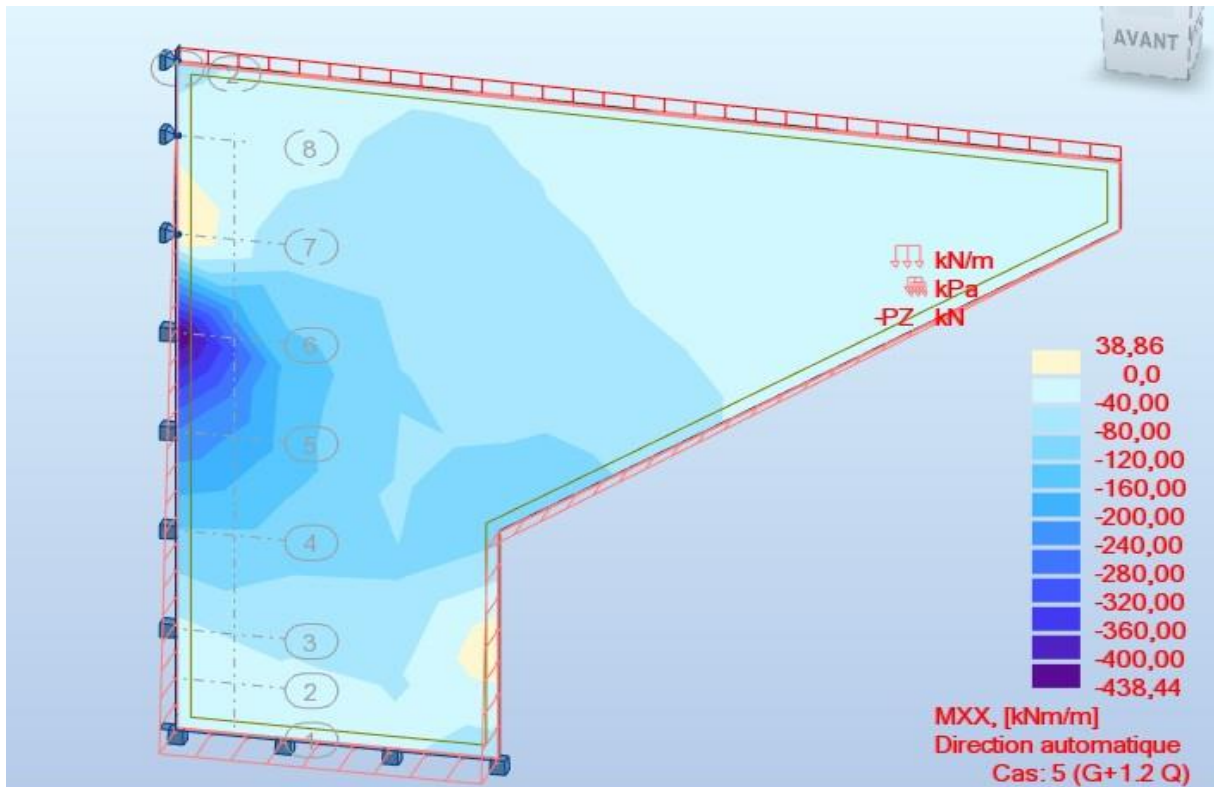


Figure XI. 4: Les moments MXX sur le mur en retour avec le logiciel.

❖ **Ferraillage verticale :**

$A_s = 16.7 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 4HA25 St = 20 cm

**Armature de construction :**

$A_{s1} = A_s/3 = 5.55 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 5HA14 St = 20 cm

❖ **Ferraillage horizontale :**

$A_s = 22.5 \text{ cm}^2$  donc on opte pour 5HA25 St = 20 cm

**Armature de construction :**

$A_{s1} = A_s/3 = 7.5 \text{ cm}^2$  soit 5HA14 St 20 cm

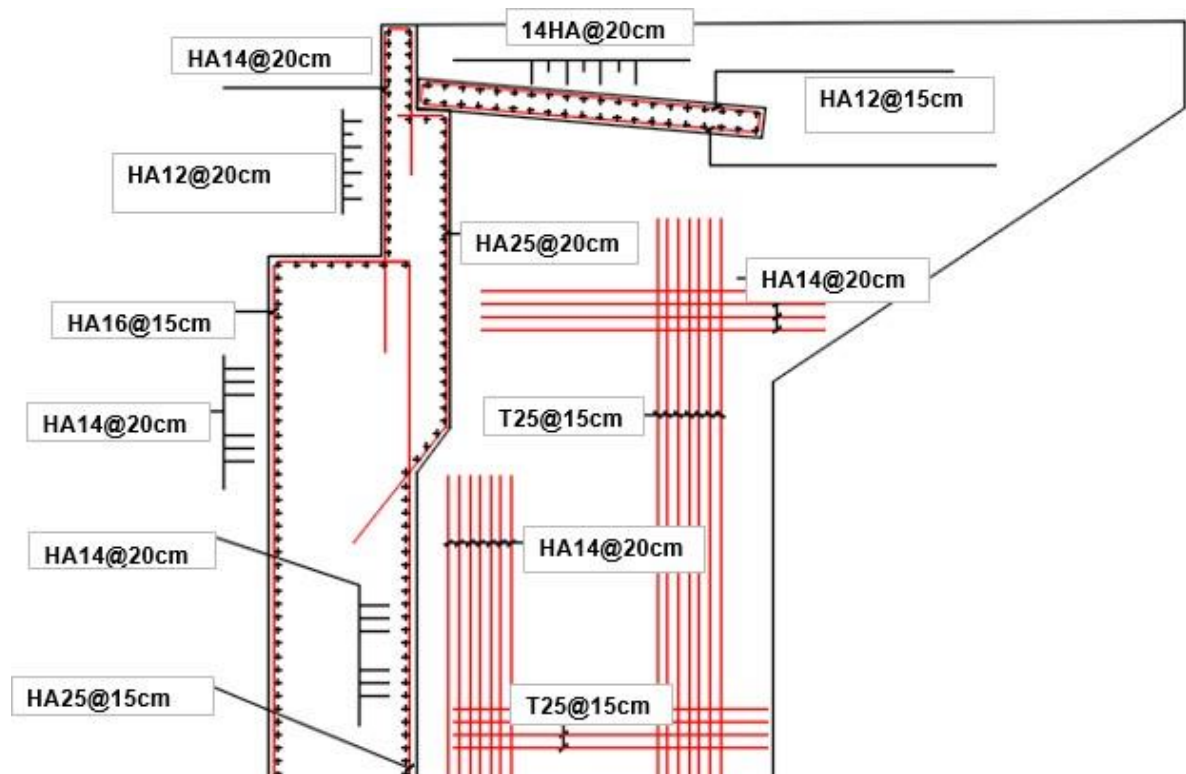
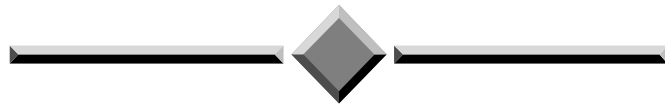
**XI-5 PLAN DE FERRAILLAGE FINAL DE LA CULEE :**

Figure XI. 5: Ferrailage des éléments de culée

# CONCLUSION GENERALE



## CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établis est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les cinq années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

J'ai touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude d'un pont, et y a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ...etc.

La réalisation de ce modeste travail, m'a permis de me perfectionner dans l'utilisation des logiciels de calculs et de conception, notamment ROBOT et AUTOCAD.

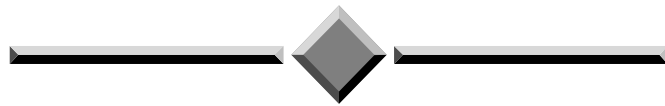
J'ai aussi compris que le rôle de l'ingénieur est de s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées par le site, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur Coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

A la fin de ce travail, j'ai pu acquies une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément les ponts à poutres aussi c'est une occasion pour intégrer le milieu professionnel.



# REFERENCES

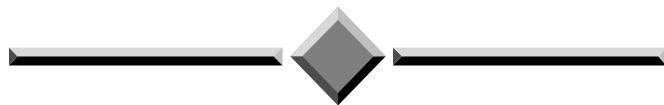
# BIBLIOGRAPHIQUES



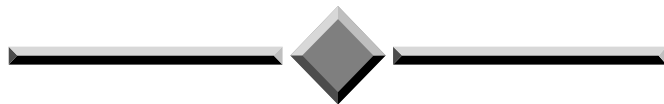
## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
- [2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
- [3] : 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.
- [4] : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2019/2020.
- [5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.
- [6] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
- [7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).
- [8] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.
- [9] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publics de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.
- [10] : Richard Bares et Charles Massonnet, "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes ». Maison d'Edition Technique, Prague, éditeur, 92, rue Bonaparte, Paris-6.
- [11] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [12] : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [13] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [14] : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2019/2020
- [15] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- [16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferraillements types.
- [17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.
- [18] : Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC
- [19] : Mongi BEN OUÉZDOU, COURS OUVRAGES D'ART, Tome 1 : Conception, ENIT, BP 3, Belvédère 1002 Tunis
- [20] : Mémoire PFE de : » étude comparative d'un tablier a poutre précontrainte par post-tension et pré tension, ENSTP ,2008. »
- [21] : Mémoire PFE de conception et étude du viaduc v6 du pk 9+728 au pk 9+973 de la pénétrante reliant la ville de Sig a l'autoroute est-ouest, ENSTP, 2019/2020.

# ANNEXES



# ANNEXE A



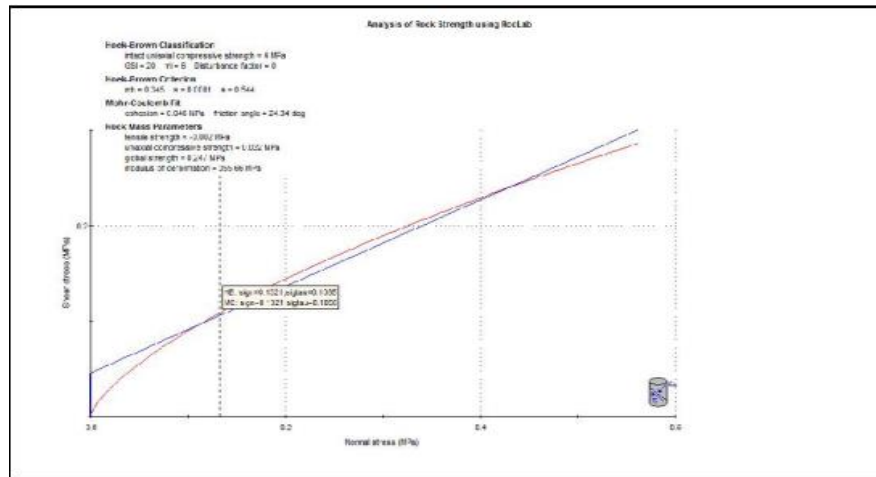
## I. Les sondages carottés :



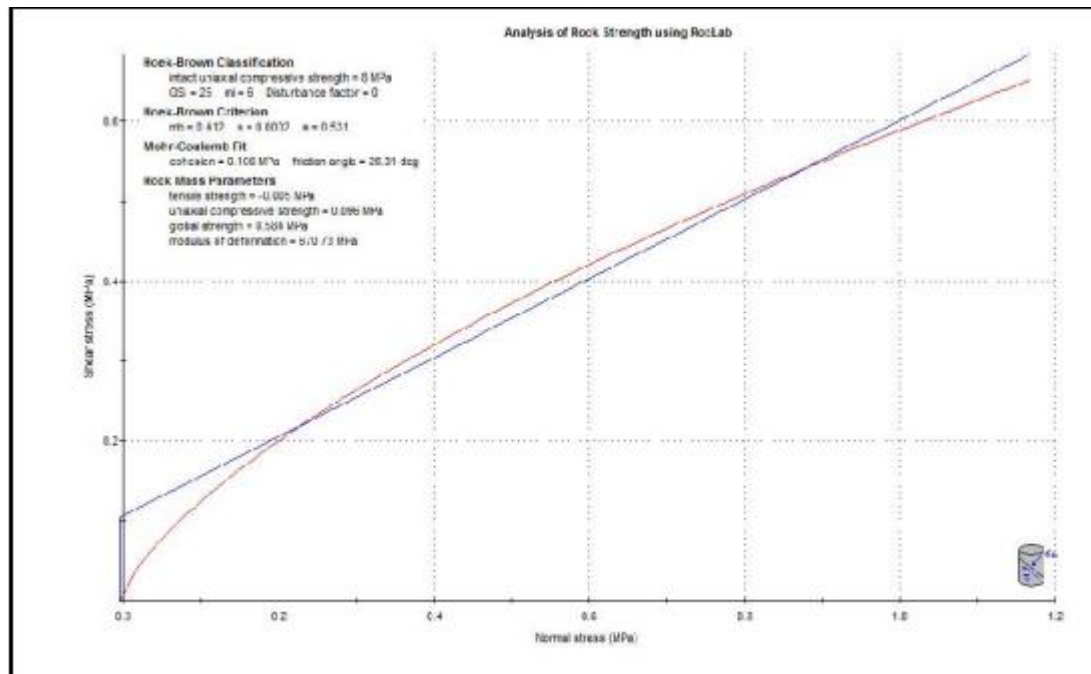
**Figure A.1 :** Sondage carotté Marne faiblement altéré sur 25 m de profondeur.



**Figure A.2 :** Sondage carotté Basalte rocheux sondage a pk 5+741.

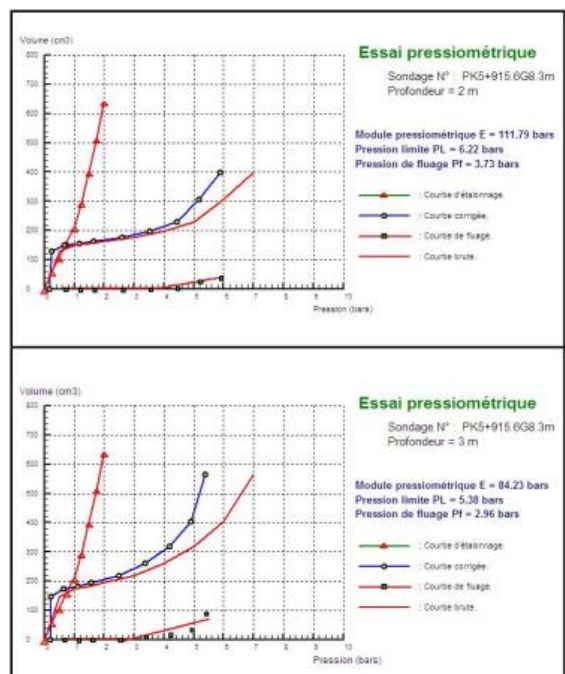
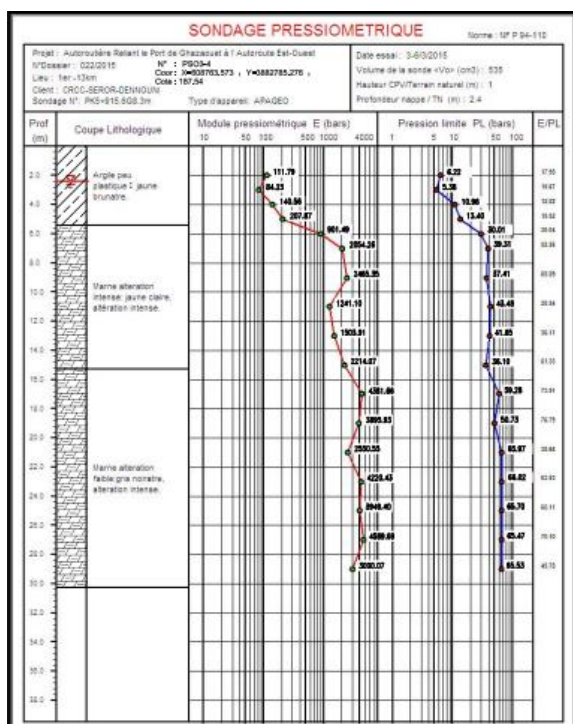
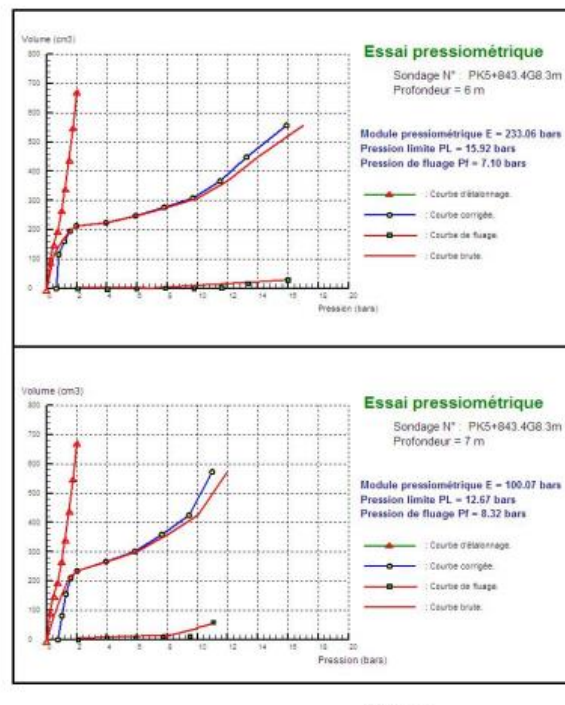
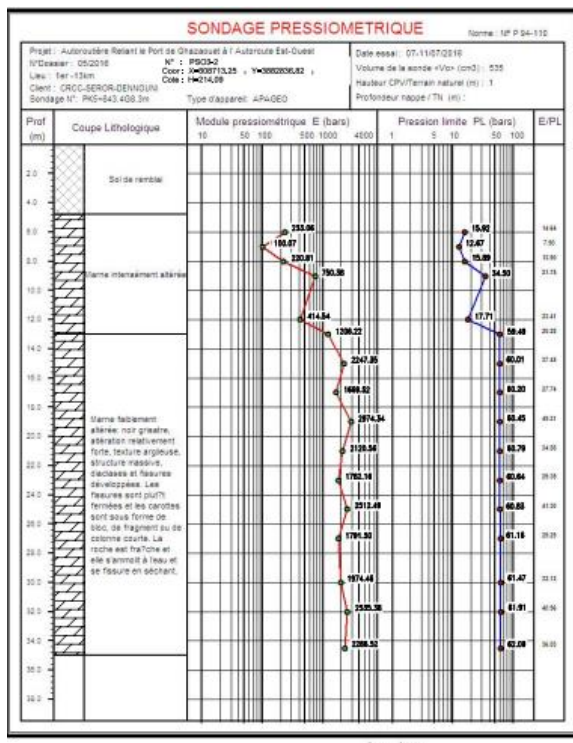


**Figure A.3 :** Courbe d'analyse mécanique a marne fortement altéré.

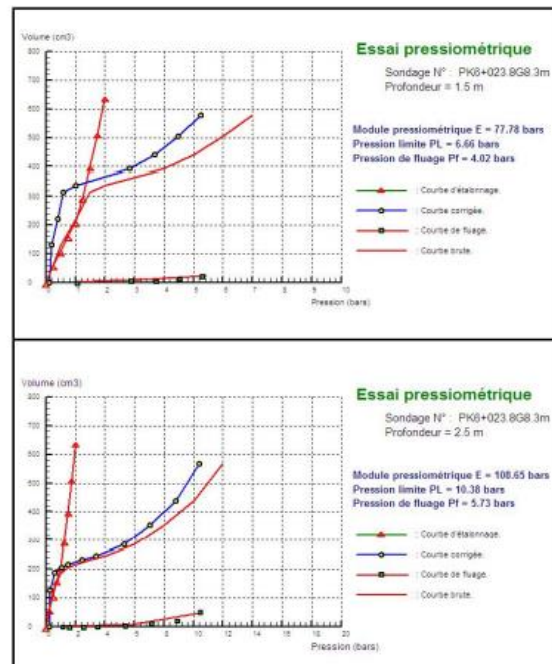
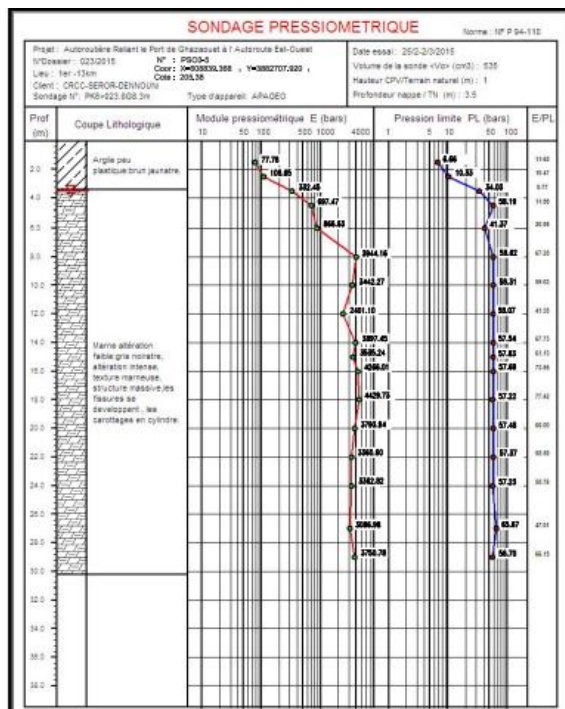


**Figure A.4 :** Courbe d'analyse mécanique a marne faiblement altéré.

## II. Essai pressiométrique:







## I - Symbole lithologique

Rendite artificielle (TR)

Terre végétale (TV)

Argile très plastique (At)

Argile peu plastique (Ap)

Limon très plastique (Lt)

Limon peu plastique (Lp)

Argile sablonneuse (AS)

Argile graveleuse (AG)

Sable (S), Sable argileux (SA)

Grave (G), Grave argileuse (GA)

Cailloux (C), Cailloux argileux (CA)

Solide (Sc)

Argile (Ar)

Grès (Gr)

Congrès (Cc)

Marno (Ma)

Marno-calcaires (Ma)

Calcaire massifs (Ca)

Calcaire (Ca)

Dolomite (Do)

Tuf calcaire (Tuf)

Tuf basaltique (Tuf)

Tuf volcanique (Tuf)

Cendre volante

Boulle rocheux

Grès

## II - Symbole des coupes

Sondage 1

Sondage 2

Sondage 3

Sondage 4

Sondage 5

Sondage 6

Sondage 7

Sondage 8

Sondage 9

Sondage 10

Sondage 11

Sondage 12

Sondage 13

Sondage 14

Sondage 15

Sondage 16

Sondage 17

Sondage 18

Sondage 19

Sondage 20

Sondage 21

Sondage 22

Sondage 23

Sondage 24

Sondage 25

Sondage 26

Sondage 27

Sondage 28

Sondage 29

Sondage 30

Sondage 31

Sondage 32

Sondage 33

Sondage 34

Sondage 35

Sondage 36

Sondage 37

Sondage 38

Sondage 39

Sondage 40

Sondage 41

Sondage 42

Sondage 43

Sondage 44

Sondage 45

Sondage 46

Sondage 47

Sondage 48

Sondage 49

Sondage 50

Sondage 51

Sondage 52

Sondage 53

Sondage 54

Sondage 55

Sondage 56

Sondage 57

Sondage 58

Sondage 59

Sondage 60

Sondage 61

Sondage 62

Sondage 63

Sondage 64

Sondage 65

Sondage 66

Sondage 67

Sondage 68

Sondage 69

Sondage 70

Sondage 71

Sondage 72

Sondage 73

Sondage 74

Sondage 75

Sondage 76

Sondage 77

Sondage 78

Sondage 79

Sondage 80

Sondage 81

Sondage 82

Sondage 83

Sondage 84

Sondage 85

Sondage 86

Sondage 87

Sondage 88

Sondage 89

Sondage 90

Sondage 91

Sondage 92

Sondage 93

Sondage 94

Sondage 95

Sondage 96

Sondage 97

Sondage 98

Sondage 99

Sondage 100

Sondage 101

Sondage 102

Sondage 103

Sondage 104

Sondage 105

Sondage 106

Sondage 107

Sondage 108

Sondage 109

Sondage 110

Sondage 111

Sondage 112

Sondage 113

Sondage 114

Sondage 115

Sondage 116

Sondage 117

Sondage 118

Sondage 119

Sondage 120

Sondage 121

Sondage 122

Sondage 123

Sondage 124

Sondage 125

Sondage 126

Sondage 127

Sondage 128

Sondage 129

Sondage 130

Sondage 131

Sondage 132

Sondage 133

Sondage 134

Sondage 135

Sondage 136

Sondage 137

Sondage 138

Sondage 139

Sondage 140

Sondage 141

Sondage 142

Sondage 143

Sondage 144

Sondage 145

Sondage 146

Sondage 147

Sondage 148

Sondage 149

Sondage 150

Sondage 151

Sondage 152

Sondage 153

Sondage 154

Sondage 155

Sondage 156

Sondage 157

Sondage 158

Sondage 159

Sondage 160

Sondage 161

Sondage 162

Sondage 163

Sondage 164

Sondage 165

Sondage 166

Sondage 167

Sondage 168

Sondage 169

Sondage 170

Sondage 171

Sondage 172

Sondage 173

Sondage 174

Sondage 175

Sondage 176

Sondage 177

Sondage 178

Sondage 179

Sondage 180

Sondage 181

Sondage 182

Sondage 183

Sondage 184

Sondage 185

Sondage 186

Sondage 187

Sondage 188

Sondage 189

Sondage 190

Sondage 191

Sondage 192

Sondage 193

Sondage 194

Sondage 195

Sondage 196

Sondage 197



## III- Essai au laboratoire :

Tableau A.1 : Analyse granulométrique.

| N° Sondage | Profondeur (m) | N° couche | Symbole Lithologique | Pourcentage des passants (%) (mm) |       |       |      |      |      |       |
|------------|----------------|-----------|----------------------|-----------------------------------|-------|-------|------|------|------|-------|
|            |                |           |                      | 200                               | 20.0  | 2.0   | 0.2  | 0.08 | 0.02 | 0.002 |
| PSO3-1     | 2.80~3.00      | ①         | ApS                  | 100.0                             | 89.2  | 75.4  | 64.5 | 60.4 | 44.8 | 9.9   |
|            | 4.60~4.80      | ②         | At                   | 100.0                             | 100.0 | 100.0 | 96.6 | 94.3 | 88.1 | 56.0  |
| PSO3-4     | 2.50~2.70      | ②         | ApS                  | 100.0                             | 100.0 | 96.4  | 84.9 | 81.4 | 66.0 | 23.2  |
|            | 7.30~7.50      | ③         | ApS                  | 100.0                             | 100.0 | 94.9  | 81.9 | 76.1 | 54.0 | 20.5  |
|            | 11.70~11.90    | ③         | ApS                  | 100.0                             | 100.0 | 93.6  | 78.6 | 72.0 | 46.8 | 18.6  |
| SO3-2      | 1.80~2.00      | ②         | ApS                  | 100.0                             | 100.0 | 100.0 | 96.9 | 93.5 | 79.3 | 33.5  |
|            | 3.80~4.00      | ②         | ApS                  | 100.0                             | 100.0 | 96.0  | 67.8 | 59.7 | 37.3 | 15.4  |
|            | 5.80~6.00      | ②         | ApS                  | 100.0                             | 100.0 | 94.9  | 57.9 | 52.1 | 28.9 | 7.4   |
|            | 10.00~10.20    | ③         | ApS                  | 100.0                             | 100.0 | 94.5  | 70.5 | 61.3 | 32.6 | 11.5  |

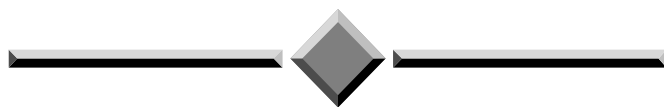
Tableau A.2 : Limite d'atterberg + teneur en eau

| N° Sondage | Profondeur (m) | N° couche | Symbole Lithologique | $e_0$ | W (%) | Limites d'atterberg |        |        |       | GTR  |
|------------|----------------|-----------|----------------------|-------|-------|---------------------|--------|--------|-------|------|
|            |                |           |                      |       |       | WL (%)              | WP (%) | IP (%) | $I_c$ |      |
| PSO3-1     | 2.80~3.00      | ①         | ApS                  |       | 16.5  | 41.1                | 20.0   | 21.1   | 1.16  | A2m  |
|            | 4.60~4.80      | ②         | At                   | 1.012 | 29.5  | 67.9                | 30.9   | 37.0   | 1.04  | A3m  |
| PSO3-4     | 2.50~2.70      | ②         | ApS                  |       | 16.8  | 45.6                | 23.9   | 21.7   | 1.3   | A2s  |
|            | 7.30~7.50      | ③         | ApS                  |       | 15.2  | 40.5                | 22.6   | 17.9   | 1.4   | A2ts |
|            | 11.70~11.90    | ③         | ApS                  |       | 13.8  | 39.2                | 21.4   | 17.8   | 1.4   | A2ts |
| SO3-2      | 1.80~2.00      | ②         | ApS                  | 0.829 | 25.5  | 45.3                | 21.2   | 24.0   | 0.8   | A2th |
|            | 3.80~4.00      | ②         | ApS                  | 0.760 | 21.4  | 43.4                | 20.6   | 22.8   | 1.0   | A2h  |
|            | 5.80~6.00      | ②         | ApS                  |       | 20.0  | 39.7                | 22.5   | 17.2   | 1.1   | A2m  |
|            | 10.00~10.20    | ③         | ApS                  | 0.519 | 14.6  | 35.9                | 19.7   | 16.2   | 1.3   | A2s  |

Tableau A.3 : Caractéristique de résistance à cisaillement.

| Etat          | N° de couche | Nom géotechnique         | Rc (Mpa) | GSI | Mi | C (KPa) | $\Phi$ (°) |
|---------------|--------------|--------------------------|----------|-----|----|---------|------------|
| à court terme | ③            | marne fortement altérée  | 4        | 20  | 6  | 46      | 24.3       |
|               | ④            | Marne faiblement altérée | 8        | 25  | 6  | 106     | 26.3       |
|               | ⑤            | Basalte rocheux          | 20       | 25  | 15 | 252     | 38.55      |
| à long terme  | ③            | marne fortement altérée  | 4        | 15  | 6  | 38      | 22.3       |
|               | ④            | Marne faiblement altérée | 8        | 20  | 6  | 90      | 24.4       |
|               | ⑤            | Basalte rocheux          | 20       | 20  | 15 | 219     | 36.56      |

# ANNEXE B



**I.CLASSIFICATION DES PONTS:**

Tableau B.1 : Les classes des ponts routier

| Classe du pont                | Largeur (m)       |
|-------------------------------|-------------------|
| <b>1<sup>ère</sup> Classe</b> | $L_r \geq 7m$     |
| <b>2<sup>ème</sup> Classe</b> | $5.5m < L_r < 7m$ |
| <b>3<sup>ème</sup> Classe</b> | $L_r \leq 5.5m$   |

**II.SYSTEMES DES CHARGES :**Tableau B.2 : Valeurs du coefficient  $a_1$ 

| Classe du pont                | Nombre de voies chargées |     |     |      |          |
|-------------------------------|--------------------------|-----|-----|------|----------|
|                               | 1                        | 2   | 3   | 4    | $\geq 5$ |
| <b>1<sup>ère</sup> Classe</b> | 1                        | 1   | 0.9 | 0.75 | 0.7      |
| <b>2<sup>ème</sup> Classe</b> | 1                        | 0.9 | -   | -    | -        |
| <b>3<sup>ème</sup> Classe</b> | 0.9                      | 0.8 | -   | -    | -        |

Tableau B.3 : Valeurs de  $V_0$ 

| Classe du pont                | $V_0$  |
|-------------------------------|--------|
| <b>1<sup>ère</sup> Classe</b> | 3.5 m  |
| <b>2<sup>ème</sup> Classe</b> | 3 m    |
| <b>3<sup>ème</sup> Classe</b> | 2.75 m |

Tableau B.4 : Coefficient de  $b_c$ 

| Classe du pont                | Nombre de voies chargées |      |      |      |          |
|-------------------------------|--------------------------|------|------|------|----------|
|                               | 1                        | 2    | 3    | 4    | $\geq 5$ |
| <b>1<sup>ère</sup> Classe</b> | 1.20                     | 1.10 | 0.95 | 0.80 | 0.70     |
| <b>2<sup>ème</sup> Classe</b> | 1.00                     | 1.00 | -    | -    | -        |
| <b>3<sup>ème</sup> Classe</b> | 1.00                     | 0.80 | -    | -    | -        |

Tableau B-5 : Coefficients de  $b_t$ 

| Classe du pont          | I   | II  |
|-------------------------|-----|-----|
| <b><math>b_t</math></b> | 1.2 | 1.0 |

**III. CHARGES HORS TRAFIC:**

Tableau B-6 : Température extrêmes en Algérie.

| Zone       | Désignation                      | T <sub>min</sub> (C°) | T <sub>max</sub> (C°) |
|------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| <b>I</b>   | Algérie du Nord (climat tempéré) | -15                   | 35                    |
| <b>II</b>  | Le proche et moyen Sud           | -20                   | 45                    |
| <b>III</b> | L'extrême Sud                    | -30                   | 50                    |

Tableau B-7 : Valeur du coefficient d'accélération sismique A

| Groupe de pont | Zone sismique |      |      |      |
|----------------|---------------|------|------|------|
|                | I             | IIa  | IIb  | III  |
| <b>1</b>       | 0.15          | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| <b>2</b>       | 0.12          | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| <b>3</b>       | 0.10          | 0.15 | 0.20 | 0.25 |

Amortissement : La valeur du taux d'amortissement critique  $\xi$  (en %) pour les matériaux courants est :

- Acier soudé : 2
- Acier boulonné : 4
- Béton précontrainte : 2
- Béton non armé : 3
- Béton armé : 5
- Elastomère fretté : 7

# ANNEXE C



**Tableau guyon massonet :**Tableau C.1: Coefficient de  $K_0$  pour  $\Theta=0.6$  et  $\alpha=0$ 

| $\Theta=0.6$ | $K_0$   |         |         |         |        |        |        |        |        |
|--------------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|
|              | -b      | -3b/4   | -b/2    | -b/4    | 0      | b/4    | b/2    | 3b/4   | b      |
| 0            | 0,3347  | 0,6968  | 1,0447  | 1,3316  | 1,4594 | 1,3316 | 1,0447 | 0,6968 | 0,3347 |
| b/4          | -0,1808 | 0,2154  | 0,6119  | 0,9977  | 1,3316 | 1,5237 | 1,4853 | 1,3177 | 1,1155 |
| b/2          | -0,5241 | -0,1615 | 0,2117  | 0,6119  | 1,0447 | 1,4853 | 1,8575 | 2,0778 | 2,2358 |
| 3b/4         | -0,7808 | -0,4806 | -0,1615 | 0,2154  | 0,6968 | 1,3177 | 2,0778 | 2,9106 | 3,7122 |
| b            | -1,0112 | -0,7808 | -0,5241 | -0,1808 | 0,3347 | 1,1155 | 2,2358 | 3,7122 | 5,448  |

Tableau C.2: Coefficient de  $K_0$  pour  $\Theta=0.65$  et  $\alpha=0$ 

| $\Theta=0.65$ | $K_0$   |         |         |         |        |        |        |        |        |
|---------------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|
|               | -b      | -3b/4   | -b/2    | -b/4    | 0      | b/4    | b/2    | 3b/4   | b      |
| 0             | 0,1776  | 0,6223  | 1,0524  | 1,4121  | 1,5752 | 1,4121 | 1,0524 | 0,6223 | 0,1776 |
| b/4           | -0,2731 | 0,1624  | 0,6014  | 1,0347  | 1,4121 | 1,6143 | 1,518  | 1,2565 | 0,952  |
| b/2           | -0,5207 | -0,169  | 0,1974  | 0,6014  | 1,0524 | 1,518  | 1,8946 | 2,0666 | 2,1547 |
| 3b/4          | -0,6691 | -0,4303 | -0,169  | 0,1624  | 0,6223 | 1,2565 | 2,0666 | 2,9669 | 3,8208 |
| b             | -0,7883 | -0,6691 | -0,5207 | -0,2731 | 0,1776 | 0,952  | 2,1547 | 3,8208 | 5,8338 |

Tableau C.3: Coefficient de  $K_0$  pour  $\Theta=0.6$  et  $\alpha=1$ 

| $\Theta=0.6$ | $K_1$  |        |        |        |        |        |        |        |        |
|--------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|              | -b     | -3b/4  | -b/2   | -b/4   | 0      | b/4    | b/2    | 3b/4   | b      |
| 0            | 0,7878 | 0,8839 | 0,9996 | 1,1215 | 1,1878 | 1,1215 | 0,9996 | 0,8839 | 0,7878 |
| b/4          | 0,5792 | 0,6761 | 0,7992 | 0,9545 | 1,1215 | 1,2361 | 1,2207 | 1,151  | 1,0792 |
| b/2          | 0,4349 | 0,5243 | 0,641  | 0,7992 | 0,9996 | 1,2207 | 1,3994 | 1,4582 | 1,4686 |
| 3b/4         | 0,3362 | 0,4171 | 0,5243 | 0,6761 | 0,8839 | 1,151  | 1,4582 | 1,7518 | 1,9607 |
| b            | 0,2627 | 0,3362 | 0,4349 | 0,5792 | 0,7878 | 1,0792 | 1,4686 | 1,9607 | 2,5312 |

Tableau C.4: Coefficient de  $K_0$  pour  $\Theta=0.65$  et  $\alpha=1$ 

| $\Theta=0.65$ | $K_1$  |        |        |        |        |        |        |        |        |
|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|               | -b     | -3b/4  | -b/2   | -b/4   | 0      | b/4    | b/2    | 3b/4   | b      |
| 0             | 0,7485 | 0,8588 | 0,9965 | 1,1468 | 1,231  | 1,1468 | 0,9965 | 0,8588 | 0,7485 |
| b/4           | 0,5289 | 0,633  | 0,7702 | 0,9493 | 1,1468 | 1,2818 | 1,2516 | 1,1561 | 1,0648 |
| b/2           | 0,3823 | 0,4734 | 0,5966 | 0,7702 | 0,9965 | 1,2516 | 1,4559 | 1,5073 | 1,5005 |
| 3b/4          | 0,286  | 0,3648 | 0,4734 | 0,633  | 0,8588 | 1,1561 | 1,5073 | 1,8418 | 2,0695 |
| b             | 0,2171 | 0,286  | 0,3823 | 0,5289 | 0,7485 | 1,0648 | 1,5005 | 2,0659 | 2,7342 |

Chargement Bc :

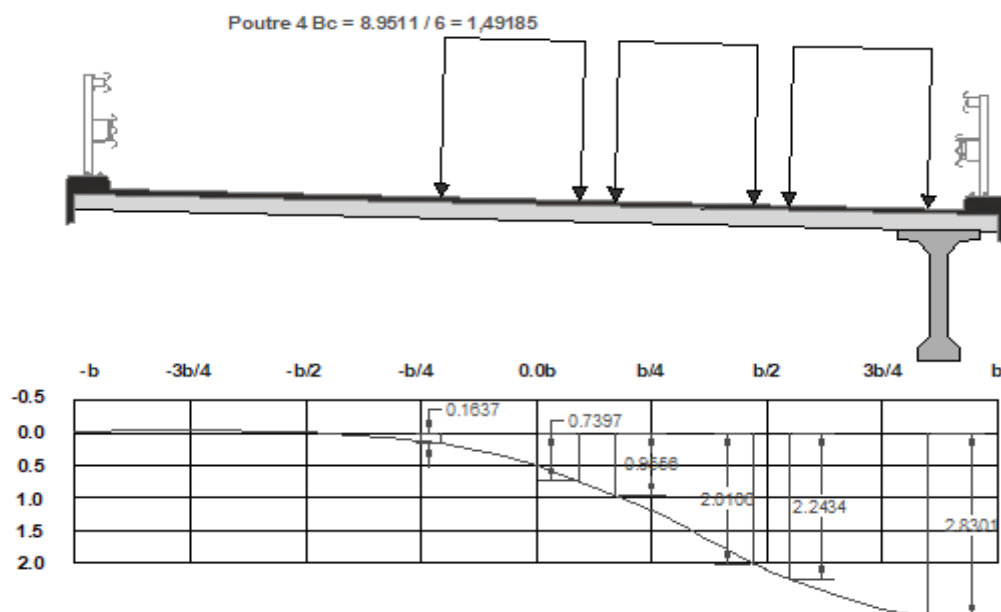
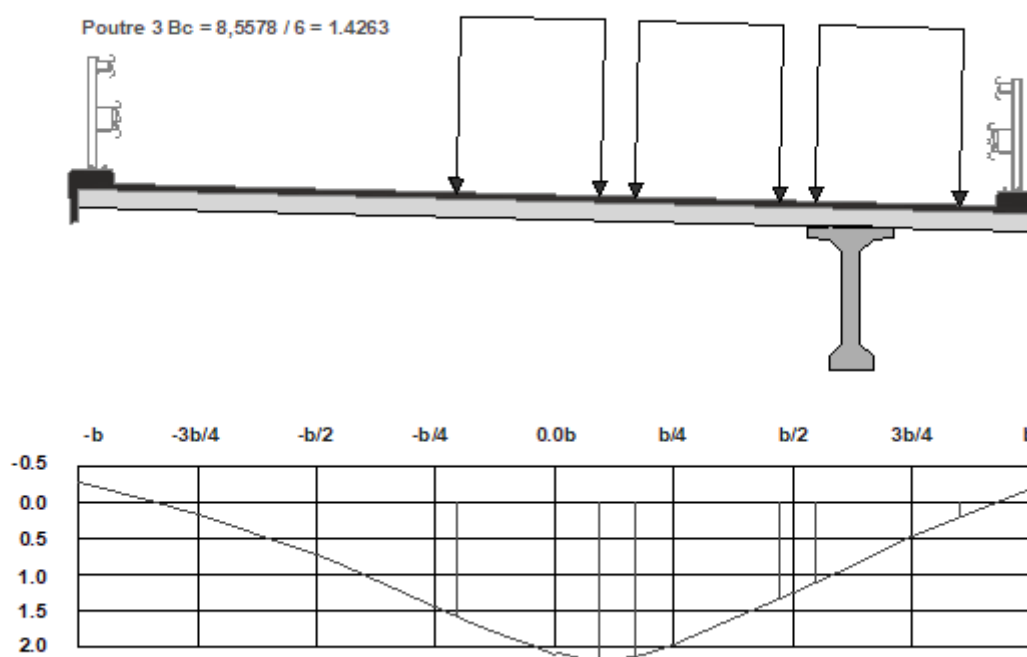
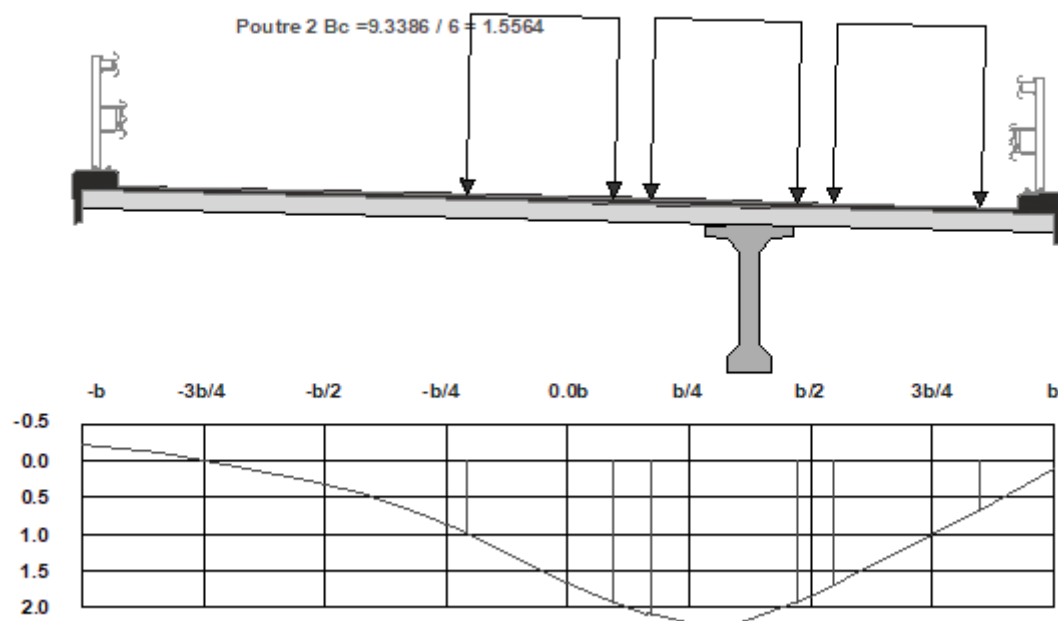


Figure C.1 : Chargement Bc sur Li de la poutre 1

Figure C.2 : Chargement  $B_c$  sur Li de la poutre 2Figure C.3 : Chargement  $B_c$  sur Li de la poutre 3



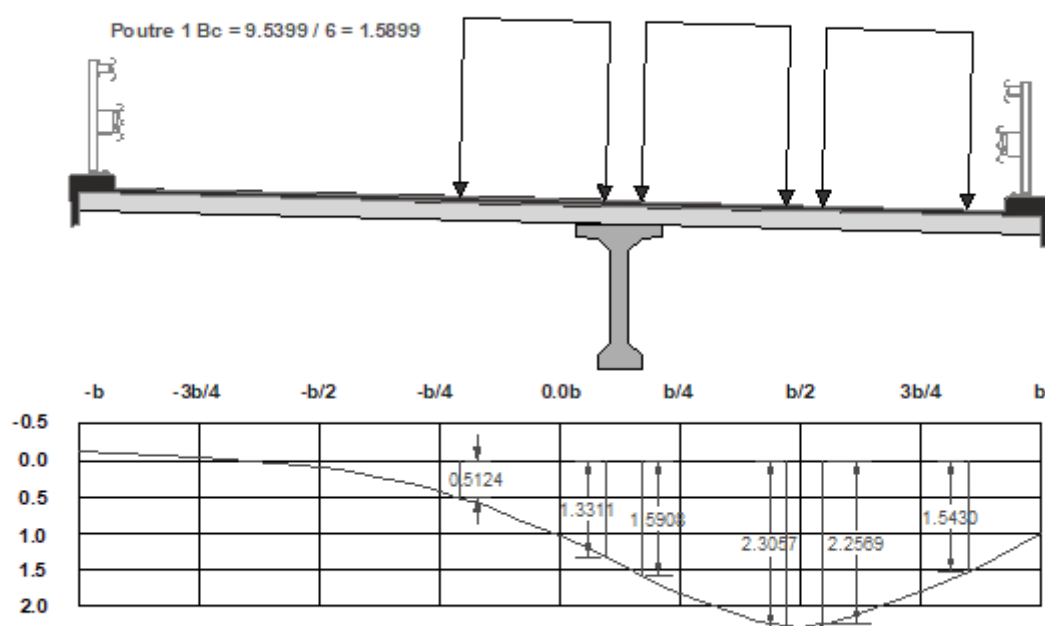
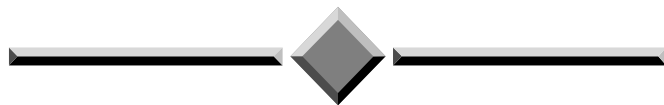


Figure C.4 : Chargement Bc sur Li de la poutre 4

# ANNEXE D



Les combinaisons des charges sur la plie plus longue.

➤ **ELU :**

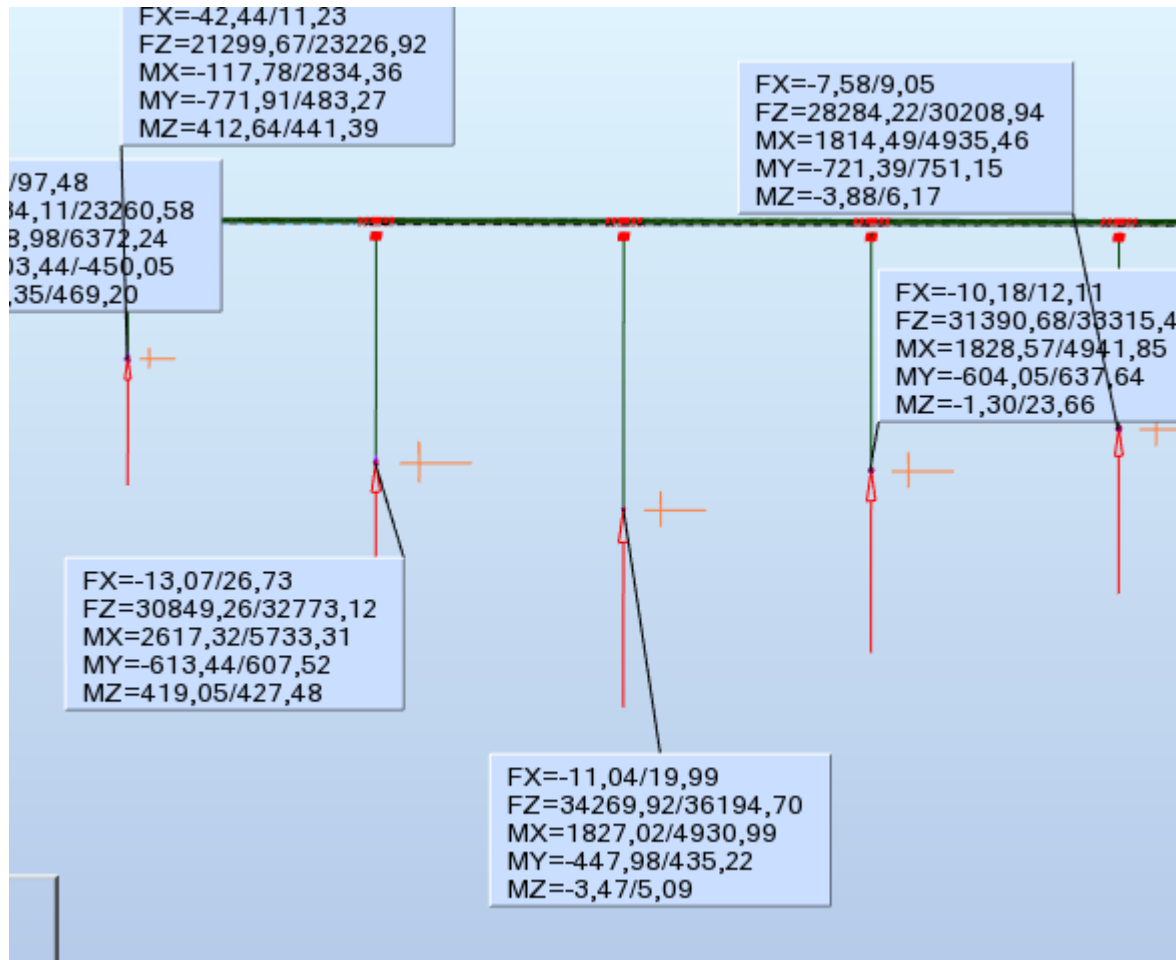


Figure D.1 :La Combinaison  $G+1.2B_c+0.6T$ .

## ➤ ELU

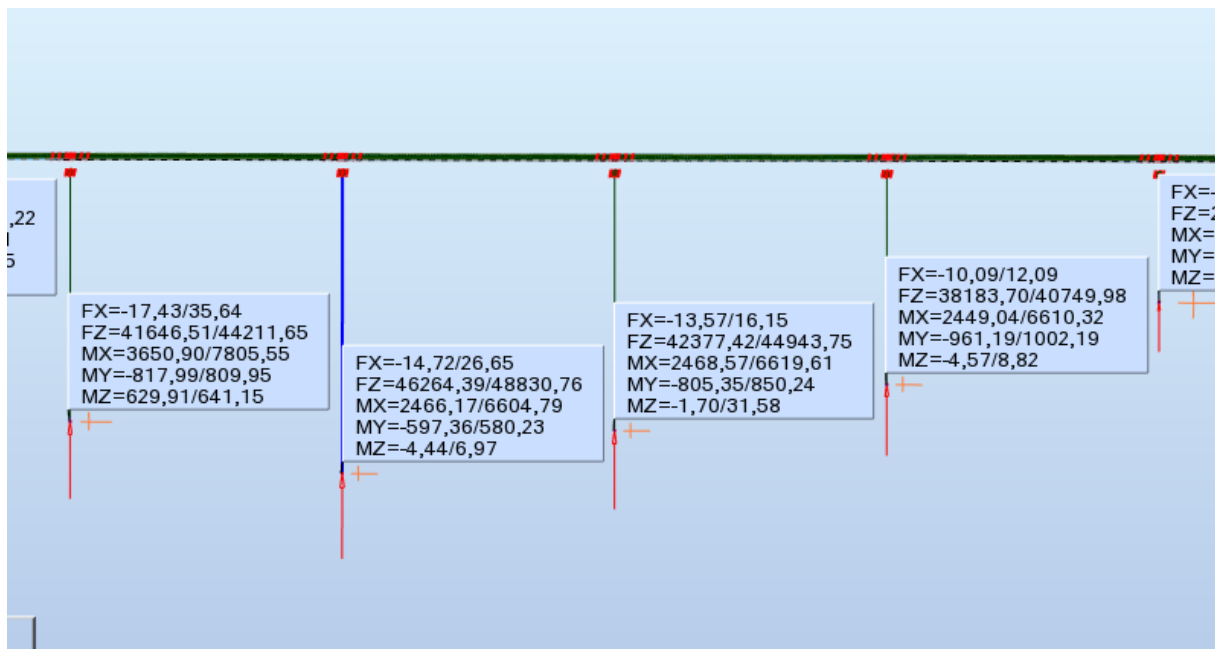


Figure D.2 :La Combinaison 1.35G+1.6Bc+0.9T

## ➤ ELA

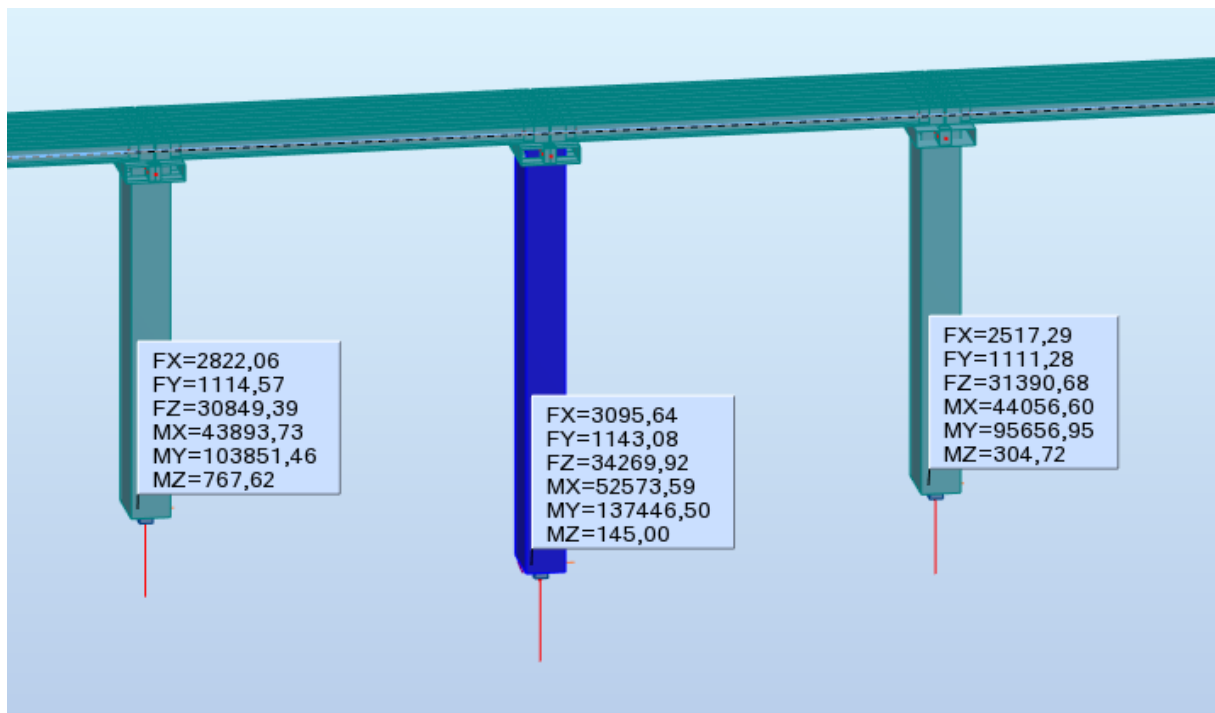
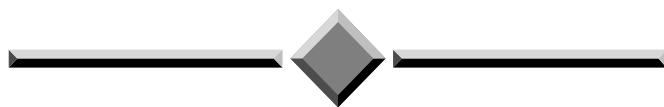


Figure 3.2 : La combinaison à ELA sur pile 5.

Les résultats de calcul des modes propres :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 4/ 1     | 0,53           | 1,87          | 41,33                  | 0,00                   | 0,0                    | 41,33               | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 2     | 0,62           | 1,60          | 42,11                  | 0,01                   | 0,0                    | 0,78                | 0,01                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 3     | 0,64           | 1,57          | 45,90                  | 0,01                   | 0,0                    | 3,80                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 4     | 0,65           | 1,53          | 45,91                  | 17,25                  | 0,0                    | 0,00                | 17,25               | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 5     | 0,66           | 1,51          | 63,81                  | 17,25                  | 0,0                    | 17,90               | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 6     | 0,70           | 1,42          | 70,41                  | 17,25                  | 0,0                    | 6,60                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 7     | 0,72           | 1,38          | 70,41                  | 19,10                  | 0,0                    | 0,00                | 1,85                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 8     | 0,73           | 1,37          | 70,41                  | 34,13                  | 0,0                    | 0,00                | 15,03               | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 9     | 0,74           | 1,36          | 70,50                  | 37,00                  | 0,0                    | 0,09                | 2,87                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 10    | 0,74           | 1,35          | 71,51                  | 37,04                  | 0,0                    | 1,01                | 0,04                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 11    | 0,75           | 1,33          | 71,51                  | 40,50                  | 0,0                    | 0,00                | 3,46                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 12    | 0,77           | 1,30          | 71,51                  | 41,08                  | 0,0                    | 0,00                | 0,58                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 13    | 0,77           | 1,30          | 71,52                  | 51,13                  | 0,0                    | 0,00                | 10,05               | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 14    | 0,78           | 1,28          | 71,67                  | 53,36                  | 0,0                    | 0,16                | 2,23                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 15    | 0,79           | 1,26          | 71,89                  | 53,46                  | 0,0                    | 0,22                | 0,10                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 16    | 0,79           | 1,26          | 71,89                  | 58,98                  | 0,0                    | 0,00                | 5,52                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 17    | 0,80           | 1,26          | 72,19                  | 65,19                  | 0,0                    | 0,30                | 6,21                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 18    | 0,80           | 1,26          | 80,53                  | 65,20                  | 0,0                    | 8,34                | 0,01                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 19    | 0,80           | 1,25          | 81,68                  | 65,22                  | 0,0                    | 1,15                | 0,02                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 20    | 0,80           | 1,25          | 83,17                  | 65,23                  | 0,0                    | 1,49                | 0,01                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 21    | 0,81           | 1,24          | 83,18                  | 66,24                  | 0,0                    | 0,00                | 1,02                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 22    | 0,81           | 1,23          | 83,55                  | 66,25                  | 0,0                    | 0,37                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 23    | 0,81           | 1,23          | 83,55                  | 66,31                  | 0,0                    | 0,00                | 0,06                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 24    | 0,82           | 1,22          | 83,55                  | 66,31                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 25    | 0,83           | 1,21          | 83,60                  | 66,31                  | 0,0                    | 0,05                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 26    | 0,84           | 1,20          | 83,61                  | 66,31                  | 0,0                    | 0,01                | 0,01                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 27    | 0,84           | 1,19          | 83,61                  | 66,32                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 28    | 0,84           | 1,18          | 83,61                  | 66,32                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 29    | 0,85           | 1,18          | 83,61                  | 66,32                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 30    | 0,85           | 1,18          | 83,61                  | 66,32                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 31    | 0,85           | 1,17          | 83,61                  | 66,52                  | 0,0                    | 0,01                | 0,20                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 32    | 0,85           | 1,17          | 83,61                  | 66,52                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] |
| 4/ 30    | 0,85           | 1,18          | 83,61                  | 66,32                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 31    | 0,85           | 1,17          | 83,61                  | 66,52                  | 0,0                    | 0,01                | 0,20                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 32    | 0,85           | 1,17          | 83,61                  | 66,52                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 33    | 0,86           | 1,17          | 83,62                  | 66,52                  | 0,0                    | 0,01                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 34    | 0,86           | 1,17          | 83,62                  | 66,52                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 35    | 0,86           | 1,16          | 83,62                  | 67,11                  | 0,0                    | 0,00                | 0,59                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 36    | 0,86           | 1,16          | 83,62                  | 67,11                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 37    | 0,86           | 1,16          | 83,62                  | 67,12                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 38    | 0,87           | 1,16          | 83,62                  | 67,12                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 39    | 0,87           | 1,15          | 83,62                  | 67,18                  | 0,0                    | 0,00                | 0,06                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 40    | 0,87           | 1,15          | 83,62                  | 67,18                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 41    | 0,87           | 1,15          | 83,62                  | 67,18                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 42    | 0,87           | 1,15          | 83,62                  | 67,19                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 43    | 0,87           | 1,14          | 83,62                  | 67,19                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 44    | 0,87           | 1,14          | 83,62                  | 67,20                  | 0,0                    | 0,00                | 0,01                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 45    | 0,88           | 1,14          | 83,62                  | 67,20                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 46    | 0,88           | 1,14          | 83,62                  | 67,20                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 47    | 0,88           | 1,13          | 83,62                  | 67,25                  | 0,0                    | 0,00                | 0,05                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 48    | 0,89           | 1,13          | 83,63                  | 67,34                  | 0,0                    | 0,00                | 0,09                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 49    | 1,04           | 0,96          | 83,63                  | 67,34                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 50    | 1,11           | 0,90          | 83,64                  | 67,61                  | 0,0                    | 0,01                | 0,27                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 51    | 1,14           | 0,88          | 83,64                  | 67,90                  | 0,0                    | 0,00                | 0,29                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 52    | 1,14           | 0,88          | 83,65                  | 68,12                  | 0,0                    | 0,01                | 0,22                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 53    | 1,20           | 0,84          | 84,13                  | 68,12                  | 0,0                    | 0,48                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 54    | 1,23           | 0,81          | 85,73                  | 68,12                  | 0,0                    | 1,60                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 55    | 1,34           | 0,74          | 85,73                  | 70,60                  | 0,0                    | 0,00                | 2,48                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 56    | 1,47           | 0,68          | 87,08                  | 70,60                  | 0,0                    | 1,35                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 57    | 1,48           | 0,67          | 88,62                  | 70,60                  | 0,0                    | 1,54                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 58    | 1,51           | 0,66          | 88,62                  | 70,60                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 59    | 1,55           | 0,65          | 88,62                  | 70,80                  | 0,0                    | 0,00                | 0,20                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 60    | 1,55           | 0,65          | 88,62                  | 70,85                  | 0,0                    | 0,00                | 0,05                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 60    | 1,55           | 0,65          | 88,62                  | 70,85                  | 0,0                    | 0,00                | 0,05                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 61    | 1,55           | 0,65          | 88,63                  | 70,85                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 62    | 1,55           | 0,64          | 88,63                  | 71,05                  | 0,0                    | 0,00                | 0,20                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 63    | 1,55           | 0,64          | 88,63                  | 71,05                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 64    | 1,57           | 0,64          | 88,64                  | 71,05                  | 0,0                    | 0,01                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 65    | 1,59           | 0,63          | 88,66                  | 71,05                  | 0,0                    | 0,02                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 66    | 1,60           | 0,62          | 88,72                  | 71,05                  | 0,0                    | 0,06                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 67    | 1,62           | 0,62          | 88,72                  | 71,05                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 68    | 1,62           | 0,62          | 88,72                  | 74,36                  | 0,0                    | 0,00                | 3,31                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 69    | 1,66           | 0,60          | 92,15                  | 74,36                  | 0,0                    | 3,43                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 70    | 1,69           | 0,59          | 92,15                  | 78,11                  | 0,0                    | 0,00                | 3,75                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 71    | 1,87           | 0,54          | 94,33                  | 78,11                  | 0,0                    | 2,18                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 72    | 2,18           | 0,46          | 94,33                  | 82,57                  | 0,0                    | 0,00                | 4,46                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 73    | 2,27           | 0,44          | 94,33                  | 82,58                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 74    | 2,34           | 0,43          | 94,33                  | 82,58                  | 0,0                    | 0,00                | 0,01                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |
| 4/ 75    | 2,34           | 0,43          | 94,33                  | 82,59                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 33569076,29     | 33569076,29     | 0,0             |

# ANNEXE E



## 1 Ferrailage de la dalle :

Le Calcul de Section en Flexion Simple

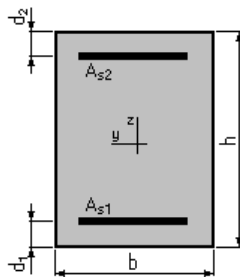
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

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

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 40,37             | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 30,28             | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                          |                   |                                      |
|-------------------|------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 7,3 \text{ (cm}^2\text{)}$     | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 0,37 \text{ (\%)} $              |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)} $       |                   |                                      |

#### Analyse par Cas:

|                           |                         |        |                   |        |
|---------------------------|-------------------------|--------|-------------------|--------|
| <b>Cas ELU</b>            | $M_{\max} = 40,37$      | (kN*m) | $M_{\min} = 0,00$ | (kN*m) |
| Coefficient de sécurité:  | 1,51                    |        | Pivot: A          |        |
| Position de l'axe neutre: | $y = 2,0$               | (cm)   |                   |        |
| Bras de levier:           | $Z = 19,2$              | (cm)   |                   |        |
| Déformation du béton:     | $\varepsilon_b = 1,11$  | (‰)    |                   |        |
| Déformation de l'acier:   | $\varepsilon_s = 10,00$ | (‰)    |                   |        |
| Contrainte de l'acier:    |                         |        |                   |        |
| tendue:                   | $\sigma_s = 434,8$      | (MPa)  |                   |        |

**Cas ELS**  $M_{\max} = 30,28$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 5,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 18,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 228,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 228,6$  (MPa)

## II.2 Ferrailage du pieu :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

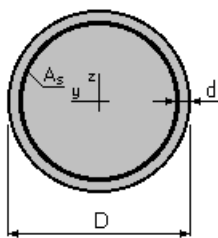
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:



$D = 120,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)



**3. Efforts appliqués:**

| Cas N° | Type | N (kN) | M <sub>y</sub> (kN*m) | M <sub>z</sub> (kN*m) |
|--------|------|--------|-----------------------|-----------------------|
| 1.     | ELU  | 0,00   | 178,49                | 0,00                  |
| 2.     | ELS  | 0,00   | 131,30                | 0,00                  |
| 3.     | ELA  | 0,00   | 859,30                | 0,00                  |

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \min} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum  $A_{s \max} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum  $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum  $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELU**      **N = 0,00 (kN)**      **M<sub>y</sub> = 178,49 (kN\*m)**      **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 12,50      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 28,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 99,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,35 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $\sigma'_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas N° 2: Type ELS**      **N = 0,00 (kN)**      **M<sub>y</sub> = 131,30 (kN\*m)**      **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 5,78

Position de l'axe neutre:  $y = 35,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 97,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 8,3$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 8,3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**      **N = 0,00 (kN)**      **M<sub>y</sub> = 859,30 (kN\*m)**      **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,99      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 27,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 99,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,18$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

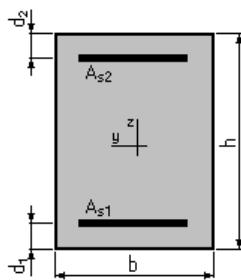
Contrainte de l'acier:

Tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

Comprimée:  $\sigma'_s = 466,7$  (MPa)

**III-Ferraillage du chevrete :****. Hypothèses:****Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

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

**2. Section:**

$b = 500,0$  (cm)

$h = 170,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 8951,89           | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 6643,90           | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

|                   |                                        |                   |                                   |
|-------------------|----------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 211,2$ (cm <sup>2</sup> )    | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> ) |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 82,5$ (cm <sup>2</sup> ) |                   |                                   |
| théorique         | $\rho = 0,26$ (%)                      |                   |                                   |
| minimum           | $\rho_{\min} = 0,10$ (%)               |                   |                                   |

**Analyse par Cas:**

|                           |                      |        |                   |        |
|---------------------------|----------------------|--------|-------------------|--------|
| <b>Cas ELU</b>            | $M_{\max} = 8951,89$ | (kN*m) | $M_{\min} = 0,00$ | (kN*m) |
| Coefficient de sécurité:  | 1,63                 |        | Pivot: A          |        |
| Position de l'axe neutre: | $y = 15,0$           | (cm)   |                   |        |
| Bras de levier:           | $Z = 159,0$          | (cm)   |                   |        |
| Déformation du béton:     | $\epsilon_b = 1,00$  | (‰)    |                   |        |
| Déformation de l'acier:   | $\epsilon_s = 10,00$ | (‰)    |                   |        |
| Contrainte de l'acier:    |                      |        |                   |        |

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 6643,90$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 39,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 151,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 207,3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 207,3$  (MPa)

#### IV -Ferrailage de mur frontale :

Le Calcul de Section en Flexion Composée

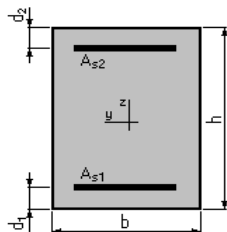
##### 1. Hypotheses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

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

##### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 151,0$  (cm)

$d_1 = 3,0$  (cm)

$d_2 = 3,0$  (cm)

##### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------|------|--------|----------|
| 1.     | ELS  | 757,91 | 575,10   |

##### 4. Résultats:

###### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 14,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 14,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,10$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

**Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELS      N = 757,91 (kN)    M = 575,10 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,74  
 Position de l'axe neutre:  $y = 56,2$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 129,3$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,9$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 12,9$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$  (MPa)

Le détail de calcul :

| Désig                    | N (KN)  | H (KN)   | IFV(x/o) | IFH(y/o) | MFV/o     | MFH/o    |
|--------------------------|---------|----------|----------|----------|-----------|----------|
| Mur F                    | 2000.75 | /        | 0        | 2        | 0         | /        |
| DDT                      | 180     | /        | 0.96     | 5.6      | 172.8     | /        |
| Corbeau                  | 111     | /        | 0.93     | 5.22     | 103.23    | /        |
| MGG                      | 523.38  | /        | 0.61     | 5.33     | 319.25875 | /        |
| Poussée des terres       | /       | 1792.998 | /        | 2.25     | /         | -4034.25 |
| Poussée Sur 10kN/m²      | /       | 295.1438 | /        | 3.375    | /         | -996.11  |
| poind des terres sur ddt | 606.96  |          | 0.96     | 5.6      | 582.6816  | /        |
| Rg                       | 5918.94 | /        | 0.30     | /        | -1775.68  | /        |
| R(Al)                    | 1768.82 | /        | 0.30     | /        | -530.65   | /        |
| Rbc                      | 1492.44 | /        | 0.30     | /        | -447.73   | /        |
| RMc120                   | 1087.77 | /        | 0.30     | /        | -326.33   | /        |
| RD240                    | 1858.46 | /        | 0.30     | /        | -557.54   | /        |
| RST                      | 0.00    | /        | 0.30     | /        | 0.00      | /        |
| Hf+r                     | /       | 189.19   | /        | 4.00     | /         | -756.76  |
| HT°                      | /       | 85.14    | /        | 4.00     | /         | -340.54  |
| Frein Al                 | /       | 82.12    | /        | 4.00     | /         | -328.47  |
| Frein Bc                 | /       | 180.00   | /        | 4.00     | /         | -720.00  |

➤ **La combinaison à ELS :**

|                   | <b>N<br/>(KN)</b> | <b>H<br/>(KN)</b> | <b>M<sub>H</sub><br/>(KN.m)</b> | <b>M<sub>v</sub><br/>(KN.m)</b> | <b>ΔM<br/>(KN.m)</b> |
|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| G+0.6T            | 9341.03           | 535.41            | -5991.44                        | -597.71                         | -6589.15             |
| G+0.6T+1.2Q       | 9341.03           | 889.59            | -5991.44                        | 469.79                          | -5521.64             |
| G+0.6T+1.2A(I)+ST | 10042.27          | 633.96            | -6385.60                        | -1234.49                        | -7620.09             |
| G+0.6T+1.2Bc+ST   | 10031.96          | 751.414           | -6855.44                        | -1134.99                        | -7990.43             |
| G+0.6T+Mc120      | 10428.80          | 535.41            | -5991.44                        | -924.04                         | -6915.48             |
| G+0.6T+D240       | 11199.49          | 535.41            | -5991.44                        | -1155.25                        | -7146.69             |