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

# Mémoire

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

**Filière : Travaux Publics**

**Spécialité : Matériaux & Structures**

# Thème

# CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL SUR OUED MZI AU PK105+457 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVIERE LAGHOUAT

**Présenté par :**

HOCINE Abdelhak Redha
DERRADJI Wail

**Encadré par :**

Mr BABAKHOUYA Youcef
Mme MESSAOUDI Akila

**Promotion 2020/2021**

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

# *Remerciement*

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

*La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.*

*Je tiens à saisir également cette occasion et adresser mes profonds remerciements Monsieur **BABAKHOUYA YOUCEF** et Madame **MESSAOUDI AKILA** pour la patience, la disponibilité et surtout les judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*Je remercie mes très chers parents, **MANSOUR** et **OUMELKHEIR,** qui ont toujours été là pour moi,*

*« Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez*

*Donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une*

*Éducation dont je suis fier ».*

*Je remercie mes très chers **Amis***

*, je remercie tous mes Ami(e)s que j'aime tant, Ridha, Hamid, Imad, Omar, Mohamed. Ahmed*

*……. Pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon*

*attachement.*

*Merci à toutes et à tous...*

***DERRADJI WAIL***

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail*

*A ma très chère mère* ***OUMELKHEIR***

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

A Mon très cher père ***MANSOUR***

*Mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tous mes respects. Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit.*

*A mon frère* ***HOUSSAM*** *et toute la famille* ***DERRADJI.***

*A Mon binôme et confrère* ***HOCINE ABDELHAK REDHA*** *et toute sa famille.*

A Mes confrères et Mes frères :

**KESRI** ***RIDHA, MENAS HAMID, HAI IMAD, KERNOUG***

***OMAR, TERBECH MOHAMED. BOUKRIDA AHMED***.

Merci à toutes et à tous...

***DERRADJI WAIL***

# *Remerciement*

*Je remercie **ALLAH** le Tout-Puissant, Clément et Miséricordieux de m'avoir aidé à réaliser ce travail, ensuite avec de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.*

*Mes vifs remerciements sont aussi adressés à Monsieur **BABAKHOUYA YOUCEF** et Madame **MESSAOUDI AKILA** qui nous font l'honneur de diriger ce travail, nous tenons à les exprimer notre gratitude et notre profond respect.*

*Je remercie mes très chers parents, **YAHIA** et **SIHEM** qui ont toujours été là pour moi,*

*« Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier ».*

*Et aussi à toute ma famille **HOCINE***

A Mes confrères et Mes frères

***ADEL, ABDELHAK, ABDELKADER***

***RIDHA, HAMID, IMAD,***

***OMAR, MOHAMED. AHMED.***

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin réalisation de ce mémoire.

Merci à toutes et à tous...

***HOCINE Abdelhak Redha***

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail*

*A ma très chère mère **SIHEM,** à celui qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation et de ses dévouements.*

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

A mon très cher père ***YAHIA,*** *que dieu le protège.*

*Mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tous mes respects. Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit.*

*A mes frères mes sœurs et toute la famille **HOCINE : Imene, Bachir, Abdelghani, Salima, Malek, Hiba.***

*A Mon binôme et confrère **DERRADJI WAIL** et toute sa famille.*

*A ma très chère amie et sœur : **Chaimaa YOUCEF** pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement**...***

A Mes confrères et Mes frères :

**ADEL, ABDELHAK, ABDELKADER, *RIDHA, HAMID, IMAD,***

***OMAR, MOHAMED, AHMED.***

Merci à toutes et à tous...

***HOCINE Abdelhak Redha***

## ملخص

***هذا العمل يهدف إلى تصميم ودراسة جسر يدخل ضمن مشروع السكة الحديدية بين مدينة الجلفة والاغواط***

***نبتدأهذه المذكرة ببحث حول تدهور السكة الحديدية و طرق صيانتها بعد ذلك نتطرق الى دراسةالمشروع الذي بذاته***

***ينقسم إلى تلاتة أجزاء رئيسية الاول يتمثل في تقديم موقع إنجاز المشروع وخصائصه الثاني يتناول فيه ثلاث متغيرات***

***يتم فيه الاختيار الامثل لواحد من بينهم وفقا للمعايير المتبعة هذا المجال ثالثا بعد تحديد الاخير نشرع في دراسة عناصر***

***الهياكل بدا من السطح بالتحقق من قوة الخرسانة والحديد الئ الركائز الوسطية و الطرفية***

***للتذكيرقمنا بالاستعانة ببرامج من اجل دراسة هذا المشروع.***

***الكلمات المفتاحية جسر خرسانة سابقة الاجهاد.***

## *Résumé*

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

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

## *ABSTRACT*

The purpose of this project is to design and study highway bridges. This memory began with a library search of the components of the rail, rail degradation and maintenance. The research on the project in this subsequent work consists of three main parts. The first part includes showing the implementation locations with these characteristics in order to design variants. Once the variant is selected, we start to study the structure of the elements, starting with the definition of the bridge deck with active and passive reinforcement, and then we complete the supports (bends and abutments) to ensure the stability of the foundation. Finally, the modularization of the bridge is realized through software.

# Table Des Matières

Listes des figures ..... VIII
Liste des tableaux ..... XI
Introduction Générale ..... 2

**Chapitre I : Recherche Bibliographie**

I.1 Introduction ..... 4
I.2 Composantes de la voie ferrée utilisées dans notre projet étudié ..... 4
I.2.1 Rail. ..... 4
I.2.2 Les traverses ..... 4
I.2.2.1 Les traverse en béton ..... 5
I.2.2.2 Les traverse en bois ..... 5
I.2.2.1 Les traverse en métalliques ..... 5
I.2.3 Ballast. ..... 5
I.2.4 Sous couches ou prés ballast ..... 6
I.2.5 Plateforme de l'assise Ferroviaire. ..... 6
I.2.6 Les attaches métalliques /élastiques ..... 6
I.2.7 Semelles d'amortissement des chocs dynamique ..... 6
I.2.8 Assemblage Rail -Rail ..... 7
I.2.8.1 Semelles d'amortissement des chocs dynamique (LRS) ..... 7
I.2.8.2 Voie Eclissé ..... 8
I.3 Dégradation et maintenance ..... 9
I.3.1 Généralité ..... 9
I.3.2 Dégradation des rails ..... 8
I.3.3 Maintenance des Rails ..... 10
I.3.4 Dégradation des systèmes d'attaches ..... 13
I.3.5 Maintenance des attaches ..... 13
I.3.6 Dégradation de la géométrie de la voie ..... 13
I.3.7 Maintenance de la géométrie de la voie ..... 14
I.3.7.1 Bourrage manuel ..... 14
I.3.7.2 Bourrage mécanique lourd ..... 14

I.3.7.2 Stabilisation dynamique des voies ..... 15
I.4 Méthode de renouvellement lourd de voie ..... 16
I.4.1 Dégarnisseuse Transversale ..... 16
I.4.2 Dégarnisseuse longitudinal ..... 17
I.4.3 Train PUSCAL ..... 17
I.4.4 Train aspirateur à ballast ..... 20
I.4.5 Engins de travaux publics et wagons spéciaux ..... 20
I.5 Conclusion ..... 20

**Chapitre II : Présentation de l'ouvrage.**

II.1 Introduction ..... 22
II.2 Présentation du projet ..... 23
II.2.1 Objectif du projet. ..... 22
II.2.2 Situation du projet ..... 22
II.2.3 L'obstacle à franchir ..... 23
II.3 Donnée du projet ..... 23
II.3.1 Les Données Fonctionnelles. ..... 23
II.3.1.1 Tracé en plan ..... 23
II.3.1.1 Profil en long ..... 23
II.3.1.1 Profil en travers ..... 24
II.3.2 Les Données Fonctionnelles. ..... 25
II.3.2.1 Topographie ..... 25
II.3.2.2 Géotechnique ..... 25
II.3.2.3 Sismicité Du Site ..... 26
II.3.2.3 Climatologie ..... 27
II.9 Conclusion ..... 27

**Chapitre III : Conception et Predementionement**

III.1 Introduction ..... 29
II.2 Présentation Et Pré-Dimensionnement Des Variantes ..... 29
III.2.1 Variante 1 : « Pont A Poutres Précontraintes Du Type VIPP ». ..... 29
III.2.1.1 conception général ..... 30
III.2.1.2 Conception transversale ..... 30

III.2.2 VARIANTE 2 : « Pont Voussoirs Préfabriqué En Béton Précontraint Construit Par Encorbellements Successifs » ..... 32
III.2.1.1 Conception général ..... 32
III.2.1.2 Conception transversale ..... 32
III.2.3 VARIANTE 3 : « Pont mixte Bipoutre » ..... 35
III.3.1.1 Conception longitudinal ..... 35
III.3.1.2 Conception transversale ..... 35
III.3 Analyse des variantes ..... 29
III.3.1 Analyse quantitative estimative ..... 29
III.4 Analyse multicritères ..... 29
III.5 Choix de la variante retenue ..... 29
III.5 Conclusion ..... 29

**Chapitre IV : Les Charges et Surcharges**

IV.1 Introduction ..... 42
IV.2 Référentiels techniques ..... 42
IV.2.1 Normes et règles de calcul. ..... 42
IV.2.1.1 Règles BAEL91 (99) ..... 42
IV.2.1.2 Règles BPEL91 (99) ..... 42
IV.2.1.3 Règle R.P.O.A 2008 ..... 42
IV.2.1.1 Règles SNCF Livret 2.01) ..... 43
IV.2.1.2 Le fascicule 62 Titre ..... 44
IV.2.1.3 Fascicule 61 Titre I ..... 44
IV.2.1.3 Référentiel Technique, ANESRIF ..... 44
IV.3 Modèles de calcul ..... 44
IV.3.1 Béton ..... 44
IV.3.2 Armatures ..... 44
IV.3.2.1. Armatures passives ..... 44
IV.3.2.2 Armatures de précontraintes ..... 45
IV.3.3 contraintes admissibles ..... 39
IV.3.3.1. Béton ..... 45
IV.3.3.2 Armatures ..... 46
IV.4 Evaluation des actions ..... 47
IV.4.1 Les actions ..... 47

IV.4.2 les actions permanentes ..... 47
IV.4.3 Terminologie ..... 47
IV.4.4 Surcharges d'exploitation ferroviaires ..... 50
IIV4.5 Chargements verticaux ..... 51
IV.4.6 Pose de voie ballastée ..... 51
IV.4.7 Effets dynamiques ..... 51
IV.4.7.1 Domaine d'application. ..... 39
IV.4.7.2 Coefficient dynamique (Φ2, Φ3) ..... 52
IV.4.8 Forces horizontales ..... 53
IV.4.8.1 Effort de Lacet ..... 53
IV.4.8.2 Effort dus au freinage et au démarrages ..... 53
IV.5. Autres actions variables ..... 54
IV.5.1 Effet de la température ..... 54
IV.5.2 Effet du vent ..... 54
IV.5.3 Actions accidentelles ..... 54
IV.5.3.1 Actions dues au déraillement d'un train sur le pont ..... 54
IV.5.3.2 Charges sismiques ..... 55
IV.6 Groupe des charges ..... 55
IV.7 Les combinaisons d'actions : ..... 57
IV.8 Résultats des modélisations ..... 57
IV.9 Conclusion ..... 58

**<u>Chapitre V :</u> Etude de précontraintes**

V.1 Introduction ..... 61
V.2 Données de calcul ..... 61
V.3 Dimensionnement de la précontraintes ..... 62
V.3.1 Valeur minimale de la précontraintes en service. ..... 62
V.3.1 Détermination du nombre de câble. ..... 63
V.3.1 Pre-verification des contraintes. ..... 63
V.4 Trace des câbles de précontraintes ..... 65
V.4.1 Principe. ..... 65
V.4.1 Détermination de la trace. ..... 66

V.5. Les pertes de précontrainte ..... 68
V.5.1 Les pertes instantanée. ..... 69
II.5.1.1 Pertes de frottements ..... 69
II.5.1.2 Pertes de tension par recul d'ancrage ..... 70
II.5.1.3 Pertes par déformation instantané du béton ..... 71
V.5.2 Les pertes déférée. ..... 72
V.5.1. Pertes par retrait ..... 72
V.5.1.2 Pertes par fluage ..... 73
V.5.1.3 Perte par relaxation ..... 73
V.5.2 Les pertes totales ..... 74
V.6 Vérification des contraintes ..... 74
V.6.1 Les sections de vérification ..... 74
V.6.2 Limitation des contraintes ..... 75
V.6.3 Caractéristiques nettes des sections ..... 75
V.6.4 Justifications de la poutre à L'ELS ..... 76
II.6.4.1 Justification des contraintes normales ..... 76
II.6.4.1 Justification des contraintes tangentielles ..... 78
II.6.4.1 Armatures des zones tendues ..... 79
IV.6.4 Justifications de la poutre à L'ELU ..... 80
IV.8 Conclusion ..... 81
**Chapitre V : Etude de Tablier**
VI.1 Introduction ..... 83
VI.2 Flèches et contre flèches ..... 83
VI.3 Etude De L'entretoise ..... 85
VI.3.1 Principe de ferraillage. ..... 85
VI.3.1 Evaluation des efforts. ..... 86
VI.3.1 Ferraillage. ..... 87
VI.3.3.1 Ferraillage nappe supérieure (sur appui) ..... 87
VI.3.3.2 Ferraillage nappe inferieure ..... 87
VI.3.3.3 Cadres transversales (effort tranchant) ..... 87
VI.4 Etude de l'hourdis ..... 88
VI.4.1. Ferraillage. ..... 90
VI.4.4.1 Ferraillage nappe supérieure (sur appui) ..... 91
VI.4.4.2 Ferraillage nappe inferieure ..... 92

VI.5 Armature passif transversale des poutre ..... 92
VI.5.1. Armateur de peau ..... 92
VI.5.2 Ferraillage minimale ..... 92
VI.6 Appareil d'appui ..... 93
VI.6.1. Choix de type d'appareil d'appui ..... 93
VI.6.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B ..... 93
VI.6.3. Vérification des appareils d'appuis ..... 94
VI.6.1. Choix de type d'appareil d'appui ..... 95
VI.7 Dés d'appui ..... 96
VI.7.1. Dimensionnement des appuis ..... 96
VI.7.2. Ferraillage des appuis ..... 96
VI.7.3. Les plaques de fixation ..... 97
VI.8 Joint de ballast ..... 97
VI.8.1. Dimensionnement ..... 97
VI.8 Conclusion ..... 98
**Chapitre V : Etude d'Infrastructure**
VII.1 Introduction ..... 100
VII.2 Etude de la pile ..... 100
VII.2.1 Conception de la pile /documents SETRA ..... 100
VII.2.2 Descend des charges ..... 101
VII.2.3 Combinaison des efforts. ..... 101
VII.2.4. Ferraillage des éléments de la pile. ..... 102
VI.2.4.1. Etude des pieux ..... 102
VI.2.4.2. Ferraillage de la semelle ..... 104
VI.2.4.3. Etude des futs ..... 106
VI.2.4.4. Etude de chevêtre ..... 107
VII.3 Etude culée ..... 111
VII.3.1 Choix de type de culée. ..... 111
VII.3.2 Pré-dimensionnement de la culée. ..... 111
VII.3.3 Descend des charges ..... 112
VII.3.4 Combinaison Des Efforts. ..... 113
VII.3.4 Ferraillage des éléments de la culée. ..... 113
VII.3.4.1. Mur frontal ..... 113

VII.3.4.2. Mur garde grève ..... 114
VII3.4.3. Mur retour ..... 116
VII.3.4.4. Dalle de transition ..... 117
VII.3.4.5. Semelle sur pieux ..... 118
VII.3.4.6. Etude des pieux ..... 119
VII.4 Conclusion ..... 120
Conclusion Générale ..... 122
Bibliographie ..... 123
Annexe ..... 124

# Liste des figures

Figure I.1 : Voie ferrée et ses constituants. ..... 4
Figure I.2 : Les ballast. ..... 6
Figure I.3 : Semelles d'amortissement des chocs dynamique. ..... 7
Figure I.4 Machine de soudage électrique.. ..... 7
Figure I.5.Representation d'un joint mécanique entre deux rails. ..... 8
Figure I.6 Schéma récapitulatifs des composantes de la voie ferroviaire ..... 8
Figure I.7.Representation d'un joint mécanique entre deux rails. ..... 15
Figure I.8.Head check ..... 15
Figure I.9.Shelling. ..... 11
Figure I.11.Squat ..... 11
Figure I.12. Photo d'un train de meulage SPENO. ..... 11
Figure I.13. Sollicitation et rupture d'un boulon à came ..... 13
Figure I.14 Photo d'une bourreuse mécanique lourde. ..... 15
Figure I.15. Photo d'une bourreuse mécanique lourde ..... 16
Figure I.16. Schéma de principe de la stabilisation dynamique. ..... 16
Figure I.17. Photo d'une dégarnisseuse à chaine PLASSER&THEURER. ..... 17
Figure I.18. Photo d'une chaîne à godet et excavation longitudinale ..... 18
Figure I.19 Excavation à l'aide d'une vis sans fin. ..... 19
Figure I.20.Lame vibrante ..... 19
Figure I.21. Bennes basculantes ..... 19
Figure I.22. Train aspirateur type VM 250 JUMBO. ..... 20
Figure II.1 : Situation du projet sur maps. ..... 22
Figure II.2 : tracée en plan de la voie porté ..... 23
Figure II.3 : Profil en long de la voie porté ..... 23
Figure II.4 : Profil en travers ..... 24
Figure II.5 : Les zones sismique en Algérie ..... 26
Figure III.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint. ..... 29
Figure III.2 : Notations des dimensions ..... 34
Figure III.3: Coupe transversale d'un tablier bipoutre. ..... 35

Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en BP ..... 46
Figure IV.2 : Profils en travers ..... 49
Figure IV.3 : Schémas de charge UIC71 ..... 50
Figure IV.4 : Schémas de charge SW/0 ..... 50
Figure IV.5 : Schémas de charge SW/2 ..... 50
Figure IV.6 : Train à vide ..... 50
Figure IV.7 : Répartition de charge sur une bande longitudinale ..... 51
Figure IV.8 : Limite des fréquences propres N0 en [Hz] en fonction de la portée L ..... 52
Figure IV.9 : Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELU ..... 57
Figure IV.10 Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELS. ..... 58
Figure IV.11. Diagramme du moment max en combinaison à ELU. ..... 58
Figure IV.12 : Diagramme du moment max en combinaison à ELS ..... 59
Figure V.1 : Géométrie des câbles ..... 65
Figure V.2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte ..... 65
Figure V.3 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage ..... 66
Figure V.4 : Tracé d'un câble en fonction de l(m) ..... 67
Figure V.5 : L'angle de déviation des câbles ..... 67
Figure V.6 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension ..... 69
Figure V.7 : Les sections de vérification ..... 74
Figure V.8 : Diagramme des contraintes à mi travée ..... 80
Figure VI.1 Flèche max de la poutre due au poids propre ..... 83
Figure VI.2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes ..... 84
Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à ELS ..... 84
Figure VI.4 : Positions des vérins ..... 85
Figure VI.5 : Modélisation de l'entretoise ..... 86
Figure VI.6 : Modélisation d'effort tranchant l'entretoise ..... 86
Figure VI.7 Modélisation de moment fléchissant l'entretoise ..... 87
Figure VI.8 : Ferraillage de l'entretoise ..... 88
Figure VI.9: Moment Max- Dalle ELS ..... 89
Figure VI.10 : Effort tranchant Max- Dalle ELS ..... 89

Figure VI.11 : Moment fléchissant a ELU ..... 90
Figure VI.12: Ferraillage de la dalle ..... 91
Figure VI.12: Ferraillage de la poutre ..... 92
Figure VII.1 forme et dimension de pile ..... 101
Figure VII.2 Ferraillage du pieu ..... 104
Figure VII.3 Méthode de Bielle ..... 105
Figure VII.4 : Ferraillage semelle ..... 105
Figure VII.5 : Ferraillage des futs ..... 107
Figure VII.6 : Modèle de calcul ..... 107
Figure VII.7 : Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel ..... 108
Figure VII.8 Les moments et Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel ..... 108
Figure VII.9 : Ferraillage du chevêtre ..... 110
Figure VII.10: Dimensions de la culée ..... 112
Figure VII.11 : Ferraillage des pieux ..... 121

# Liste des tableaux

Tableau III.1. Récapitulation de découpage des voussoirs ..... 30
Tableau III.2. Récapitulation de découpage des voussoirs ..... 32
Tableau III.3 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC. ..... 34
Tableau III.4 Pré dimensionnement des poutres métalliques. ..... 36
Tableau III.5 Tableaux des devis estimatifs des variantes. ..... 38
Tableau III.6. Les avantages et les inconvénients des variantes. ..... 39
Tableau IV.1. Récapulatifs des valeurs des caractéristiques de béton ..... 43
Tableau IV.2 Caractéristiques de béton ..... 44
Tableau IV.3. Caractéristiques de béton A ELU et ELS ..... 45
Tableau IV.4 Contraintes admissibles de traction des armatures passives ..... 46
Tableau IV.5 Evaluation des charges permanentes ..... 47
Tableau IV.6. Limitation des contraintes des sections en B ..... 49
Tableau IV.7 Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage ..... 54
Tableau IV.8. Les groupes de charges ..... 55
Tableau IV.9 Groupe des charges (2 voies) ..... 56
Tableau IV.10 Combinaisons des charges ..... 57
Tableau V.1 Données de dimensionnements de la précontrainte ..... 61
Tableau V.2 Calcul De Pmin ..... 62
Tableau V.3 Détermination du nombre des câbles ..... 63
Tableau V.4 Caractéristiques de chaque vérification des contraintes ..... 63
Tableau V.5-Résultats de vérifications des contraintes ..... 64
Tableau V.6 -Résultats des positions des câbles ..... 68
Tableau V.7 Valeurs des pertes dues aux frottements ..... 70
Tableau V.8 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage ..... 70
Tableau V.9 Valeurs des pertes par déformation instantanée du béton ..... 71
Tableau V.10 Valeur des Pertes par fluage ..... 72
Tableau V.11 Pertes par relaxation ..... 73
Tableau V12. Pertes totales ..... 74

Tableau V.13 Limitation des contraintes ..... 75
Tableau V.14-Caractéristiques nettes des sections ..... 75
Tableau V.15 -Caractéristiques de chaque phase de vérification ..... 76
Tableau V.16 Vérification des contraintes normales dans les phases 1 et 2. ..... 77
Tableau V 17. Vérification des contraintes normales dans les phases 3 et 4 ..... 77
Tableau V.18 Effort de précontrainte. ..... 78
Tableau V.19- Contrainte tangentielle « τ » ..... 79
Tableau V.20 - La section d'armateur des zones tendu ..... 79
Tableau V21. Détermination l'angle βu ..... 80
Tableau V22. Vérification de τu ..... 81
Tableau VI.1 Dimensionnement de l'appareil d'appuis ..... 94
Tableau VII.1 Implantation et hauteurs des piles ..... 100
Tableau VII.2 -Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée ..... 101
Tableau VII.3 Combinaisons des efforts a ELS ..... 102
Tableau VII.4 Combinaisons des efforts a ELU ..... 102
Tableau VII.5- Ferraillage du Chevêtre ..... 109
Tableau VII.6 - Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée ..... 111
Tableau VII.7 Evaluations des efforts statiques de la culée ..... 112
Tableau VII.8 Combinaisons des efforts ..... 113
Tableau VII.9 Sollicitations sur mur frontal ..... 113
Tableau VII.10 Moment Mp /K dû à une charge locale en fonction de h ..... 115
Tableau VI.11 Les charges agissant sur la dalle de transition. ..... 117

# INTRODUCTION GENERALE

# *INTRODUCTION GENERALE*

Dans le cadre du programme national affèrent à la modernisation de la voie ferrée dans sa tranche relative à de réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire à voie unique sur 110km Djelfa – Laghouat.

Nous avons élaboré dans ce mémoire qui rend compte du Projet de Fin d'Etudes (PFE) dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Travaux publics à l'école nationale supérieure des travaux publics « FRANCIS JONSON » ENSTP, la conception et l'étude d'un pont ferroviaire à voie unique électrifiée situé de PK105+457 au PK105+824, qui a été réalisée par l'entreprise « « COSIDER TP ».

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

**Introduction générale :** aborde une vision générale sur notre projet de fin d'études.

**Chapitre I**, aborde une recherche bibliographique sur notre projet de fin d'études.

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

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

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

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

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

# CHAPITRE I :

# RECHERCHE BIBLIOGRAPHIE

# I.1. INTRODUCTION

La voie, au sens le plus large du terme, est tout le système qui permet la circulation des trains. Elle comprend donc : la plateforme, les équipements qui permettent d'asseoir la voie, la voie ferrée (figure I.1) proprement dit. Et aussi les installations qui permettent de garantir la sécurité et l'efficacité de la circulation.

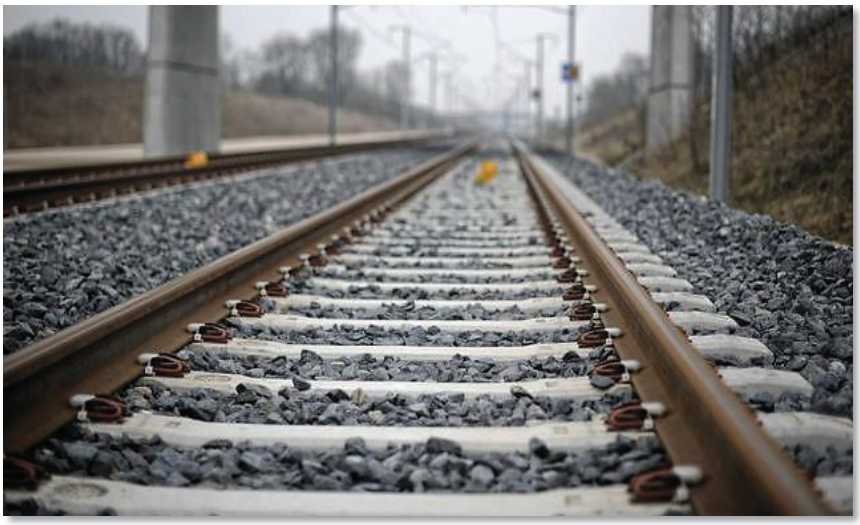


***Figure I.1. Voie ferrée et ses constituants.***

## I.2. Composantes de la voie ferrée utilisées dans notre projet étudié

La voie se compose essentiellement de deux files de métal parallèles, généralement de l'acier, composées de rails de longueur variable maintenus en place par des pièces en béton (parfois en bois) appelées traverses. Cet ensemble repose sur une assise (constituée de béton ou de matériaux granulaires) reposant elle-même sur une plateforme.

### I.2.1. Rail

Le rail est le premier élément entre le train et la voie, il se présente sous forme de longue barre d'acier profilée de 18m et 36m, la mise bout à bout de ces rails (par soudage ou par éclissage) ayant une inclinaison de 1/20 (vers l'intérieur) serve à former un chemin de fer, il constitue un chemin de roulement et de guidage. Les rails sont également conducteurs électriques.

### I.2.2. Les Travers

En voie courante, les rails reposent sur un plancher constitué le plus souvent par des traverses. Une traverse est un élément fondamental de la voie ferrée. C'est une pièce posée en

travers de la voie, sous les rails, pour en maintenir l'écartement et l'inclinaison, et transmettre au ballast les charges circulant sur les rails, On distingue trois types de de traverse :

### I.2.2.1. Les Traverse En béton :

Les traverses en béton ont une durée de vie plus importante (50 ans). Il en existe de deux type :
**Bibloc** : formées de deux blocs de béton reliés par une entretoise métallique, qui absorbe les efforts en milieu de traverse.
**Monobloc** : en béton précontraint, amincies dans leur partie centrale, armées de fils à haute résistance.

L'utilisation des traverses en béton est en nette augmentation, tant à cause de leur qualité intrinsèque que pour le prix élevé des traverses en bois. Les traverses en béton, par leur poids important, assurent un bon ancrage de la voie dans le ballast. Elles sont en particulier utilisées pour les lignes nouvelles à grande vitesse. La fixation des rails se fait par des attaches élastiques munies de dispositifs isolants en caoutchouc.

### I.2.2.2 Les Traverse En bois :

Ils assurent la souplesse et l'isolation et l'isolement élastique leur inconvénient est celui de la sensibilité aux attaque atmosphérique ainsi des frais d'entretien assez important.

### I.2.2.3 Les Traverse En métalliques :

Elles ont une forme U renversé leurs extrémités sont enfoncées dans les ballastes pour empêcher tous les déplacements vus leurs légèretés elles sont faciles a posé, cependant elles sont bruyantes et conductrice donc nécessite des diapositives d'isolement couteux.

### I.2.3. Ballast

Le ballast est un matériau constitué de roches concassées formant un matelas sous les traverses., le ballast doit :

- - assurer la répartition sur le radier ou sur la plateforme des charges concentrées qu'il reçoit des traverses ;
- - opposer une résistance au déplacement de la voie.
- - assurer, en raison de sa granulométrie particulière, le drainage et l'évacuation des eaux infiltrées.



*Figure I.2.Les Ballast.*

### I.2.4. Sous couches ou prés ballast

Elle comprend, du haut vers le bas, une couche sous ballast (en grave graduée 0/31,5mm), une couche de fondation (en grave compactée à 100% OPN mais cela n'est pas Nécessaire pour les bons sols) et, s'il y a lieu une couche anti-contaminant (en sable propre et éventuellement complétée par une feuille géotextile).

### I.2.5. Plateforme De l'assise Ferroviaire :

La plate-forme est la partie supérieure de l'ouvrage en terre supportant la sous couche Elle est constituée de sol rapporté dans le cas d'un remblai ou du sol en place dans le cas d'un Déblai. Sa partie supérieure est compactée en couche de forme, et qui est également inclinée transversalement.

### I.2.6. . Les attaches Métalliques /Elastiques

Les attaches sont des appareils constitués d'un crapaud qui est maintenu par un écrou accroché dans la traverse. Elles maintiennent l'écartement et transmettent les efforts agissant sur et dans les rails aux éléments sous traverses (longrines transversales) longrines Longitudinales, plaques en béton, etc.), elles sont définies comme des systèmes de fixation. Les attaches doivent être amorties verticalement, en cas de mouvements ascendants et descendants. Il faut étudier leurs propriétés pendant le soulèvement et pose du rail, et sous la charge de trafic.

### I.2.7. Semelles D'amortissement Des Chocs Dynamique

La semelle est une plaque élastique (en élastomère) de faible épaisseur qui est interposée entre la traverse et le rail. Elle assure, grâce à sa souplesse, la transmission des charges dynamiques appliquées sur rail vers les traverses en amortissement et absorbant les ondes vibratoires mécaniques et acoustique, et faire passer un chargement statique à l'assise

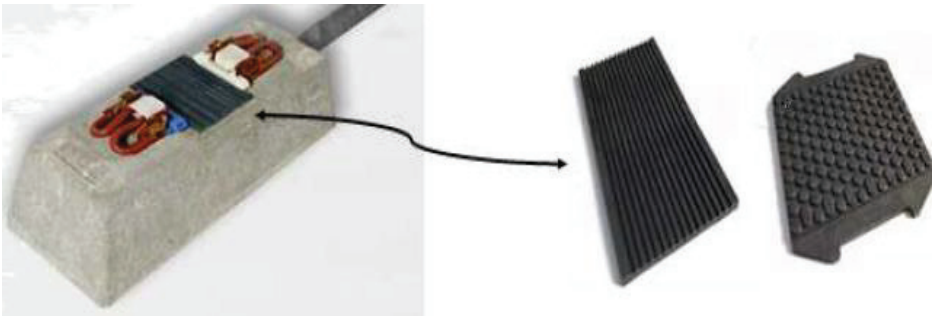


*Figure I.3.Semelles d'amortissement des chocs dynamique.*

### I.2.8. ASSEMBLAGE RAIL RAIL :

#### I.2.8.1 Semelles d'amortissement des chocs dynamique (LRS) :

Le procédé de soudage en bout par étincelage ou pour permet de souder bout à bout des rails ayant la même section droite par la fusion des abouts.

La pose de rails est suivie d'une opération appelé libération des contraintes visant à homogénéiser les contraintes à l'inferieure du rail et à fixer ensuite confirment à la température de référence souhaité la stabilisation de la voie est pratiquement acquise lorsque la voie satisfait a une double condition de délai supporté.

Les avantages de cette méthode d'assemblage :

- Absence de matériau étranger.
- Expulsion des impuretés (oxydes) lors du forgeage.
- Répartition uniforme de la dureté (une résistance plus élevée)
- Réchauffement courte (brulage de 30-40) impliquant une bonne qualité confort
- Absence de défaut dû à la fatigue.
- Procédé de soudage entièrement mécanisé.
- Une réduction des coûts d'entretien de la voie.

Ce procédé est suivi après pose sur traverse par un autre procédé de soudage en utilisant un matériau d'apport (soudure aluminothermique).



*Figure I.4 Machine de soudage électrique.*

### I.2.8.2. Voie Eclissé :

Avant la généralisation de procédés de soudage aluminothermique, la continuité du roulement et du guidage était assurée par un assemblage mécanique constitué d'une paire d'éclisses métalliques solidarisées au rail au moyen de boulons. L'ensemble porte le nom d'éclissage ou de joint.



**Figure I.5.representation d'un joint mécanique entre deux rails.**

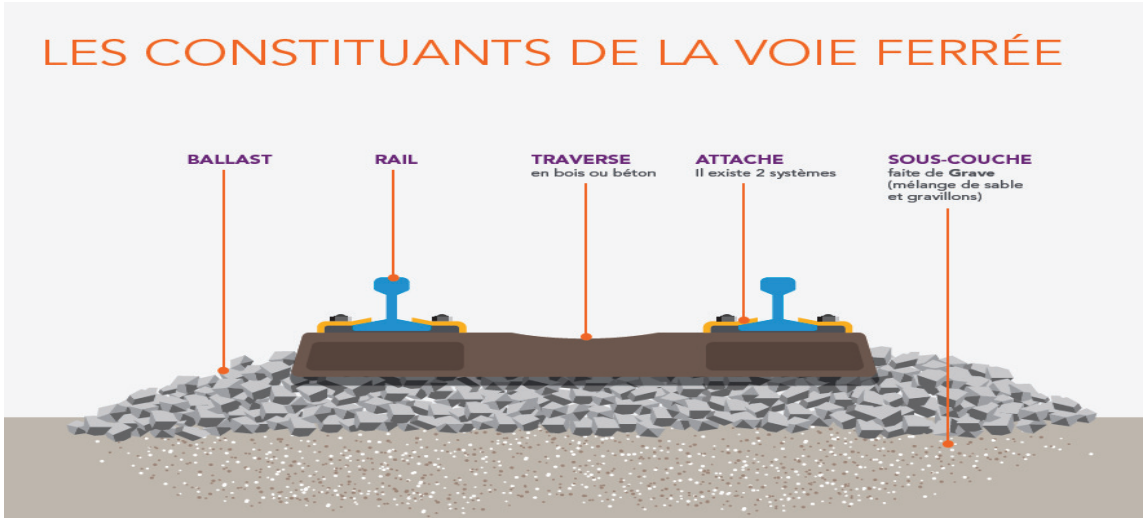



***Figure I.6 Schéma récapitulatifs des composantes de la voie ferroviaire.***

# I.3. DEGRADATION ET MAINTENANCE :

## I.3.1. : Généralité :

Les circulations ferroviaires sollicitent fortement les installations. Le rail est soumis à des contraintes importantes et répétées au voisinage du contact rail / roue. Les charges dynamiques, les efforts de freinage et d'accélération, les intempéries cumulées avec le phénomène de glissement entre la roue et le rail, entraînent une dégradation du rail qui aboutit après un certain temps à la nécessité de son remplacement. Des dégradations accidentelles lors de travaux participent également à l'affaiblissement et à la détérioration de la voie. Cette lutte continuelle contre les éléments extérieurs constitue l'entretien ou la maintenance. Celle-ci doit être assurée par des équipes dont la compétence permet de garantir la sécurité ferroviaire. Les défauts seront abordés dans leur ordre d'apparition.

## I.3.2. Dégradation des rails :

La contrainte au voisinage du point de contact entre le rail et la roue dépassant la limite élastique, conjuguée au phénomène de glissement, entraîne l'arrachement microscopique de matière générant à terme une usure du rail et de la roue. L'usure varie en fonction du tracé de la voie, du type de matériel roulant et des conditions d'exploitation.
En alignement droit et hors zone de freinage et d'accélération, il y a peu d'efforts latéraux et peu de glissements. L'usure selon la direction verticale est très lente et il n'y a quasiment pas d'usure dans la direction horizontale.

La valeur de l'usure est, en première approximation, proportionnelle au tonnage supporté. Un ordre de grandeur couramment admis est de 1 mm pour 100 millions de tonnes. Ainsi, pour le RER A dont le tonnage journalier dans le tronçon central avoisine les 200 000 tonnes par jour24, l'usure verticale est de 2 mm pour 3 ans environ. Cela correspondrait à une durée de vie théorique voisine de 30 ans si l'on considérait une usure maximum admissible de 20 mm Mais les rails sont en général remplacés bien avant en raison d'autres pathologies qui seront listées plus loin.

En courbe, sur la file, la valeur de l'effort du contact entre le rail et la roue est très élevée en raison de la force centrifuge. Sur la file intérieure, il existe un effort horizontal de frottement pouvant atteindre 1 tonne. Ces efforts s'ajoutent aux efforts verticaux et au phénomène de glissement rail / route importants sur la table de roulement de la file intérieure et sur le flanc intérieur du champignon de la file extérieure (ou la face active du rail). Cela se traduit par des usures rapides aux profils différents entre le rail de la file extérieure et le rail de la file intérieure.

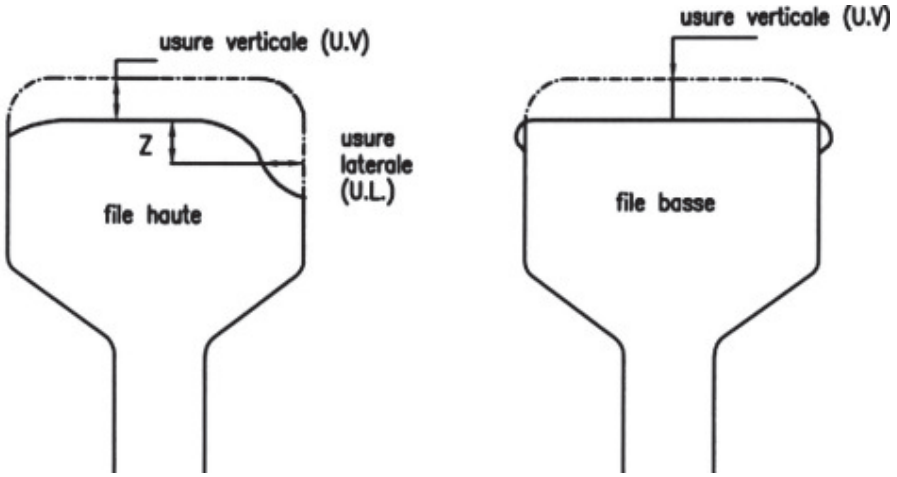



***Figure I.7.representation d'un joint mécanique entre deux rails.***

La durée de vie du rail est donc fortement réduite en courbe. Plus la courbe est serrée, plus les efforts latéraux et les glissements sont importants. Sur le RER A, la durée de vie du rail en courbe peut varier de 5 à 20 ans selon le rayon de la courbe et les vitesses de circulation. Cette durée se trouve même réduite à 2 ans pour les courbes critiques dont les rayons sont inférieurs à 700 mètres.

D'autres phénomènes obligent à programmer des travaux de renouvellement de rail alors même que celui-ci n'est pas à limite d'usure. Cela se traduit par la naissance et le développement de fissures de fatigue sur la surface de contact. Ces fissures finissent par engendrer en surface du head check (Figure I.6), du shelling (Figure I.7), de l'usure ondulatoire (Figure I.8), du squat (Figure I.9),



***Figure I.8.head check.***



***Figure I.9.shelling.***

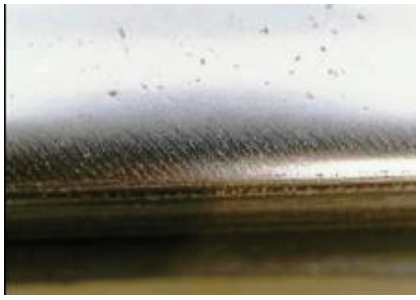


*Figure I.10usure ondulatoire.*

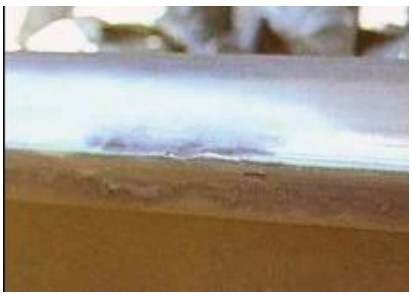


*Figure I.11.squat.*

Ces défauts de fatigue, s'ils ne sont pas traités, aboutissent à des ruptures de rail.
Pour anticiper l'apparition de ruptures pouvant engager la sécurité ferroviaire et perturbant fortement l'exploitation, la RATP ainsi que la plupart des gestionnaires d'infrastructures se sont dotés de trains d'auscultation par ultrasons. Ils permettent de détecter les défauts internes dans le rail et donc de les corriger avant la ruine.

Le train de mesure RATP (appelé V365) ausculte la voie de façon cyclique à raison d'un passage toutes les deux semaines dans le tronçon central du RER A et un passage toutes les trois semaines sur le reste de la ligne.

### I.3.3. Maintenance des rails

Les défauts de surface (head check, shelling et usure ondulatoire) font l'objet d'une maintenance préventive qui vise à les atténuer et à prolonger la durée de vie du rail en évitant son renouvellement.

La suppression de ce type de défauts est réalisée à l'aide d'un train de meulage équipé de meules rotatives (16, 24, 32 ou 48 meules selon les modèles de machine).



*Figure I.12. Photo d'un train de meulage SPENO.*

Ce train spécialisé permet :

- Un reprofilage des rails avec ou sans profil spécifique (appareil de voie),
- Un meulage de profil de rails asymétriques notamment dans les courbes de petit rayon.

Le meulage de rail génère d'importantes gerbes d'étincelles, ce qui nécessite une attention particulière dans les gares (détritus pouvant prendre feu) et dans les zones où la voie est équipée de traverses bois. Pour limiter le risque d'incendie, le train de meulage est donc équipé de pare-étincelles et d'un système d'arrosage.

Pour le contrôle de la qualité du reprofilage, il dispose également d'un système de mesure du profil en long et en travers du rail pour contrôler la conformité du meulage en cours de réalisation et après achèvement.

Le train de meulage enlève en moyenne 2 à 3 centièmes de mm par passe pour un retrait de matière moyen de 0,3 mm (d'après la politique de maintenance RATP).

Le meulage de l'usure ondulatoire par meules oscillantes contribue à la réduction des nuisances sonores aux abords des habitations et dans les trains. La réduction des nuisances peut atteindre 12 dB.

Il a été constaté qu'un meulage préventif réalisé sur un rail neuf pour en supprimer la calamine et les défauts de surface permet de retarder l'apparition des défauts de surface.

Il existe également des trains de fraisage à grand rendement qui permettent d'enlever jusqu'à 1,5 mm de matière en une seule passe.

### I.3.4. Dégradation des systèmes d'attaches

Les sollicitations dynamiques en courbe génèrent des efforts importants qui nuisent à la tenue des attaches. Les désordres apparaissent essentiellement sur les boulons de fixations (boulons-tirefonds, et boulons à came, Traverses béton).

Quel que soit le type de boulon, des ruptures ont été constatées, particulièrement dans les courbes de faible rayon. Les boulons sont rompus à la limite de l'écrou (Figure I.11). La fissuration s'amorce à partir du fond de filet par des contraintes de flexion s'ajoutant aux contraintes de traction dues au serrage. Cette flexion s'explique par le basculement du rail, le côté extérieur du patin s'enfonçant et le côté intérieur se soulevant.

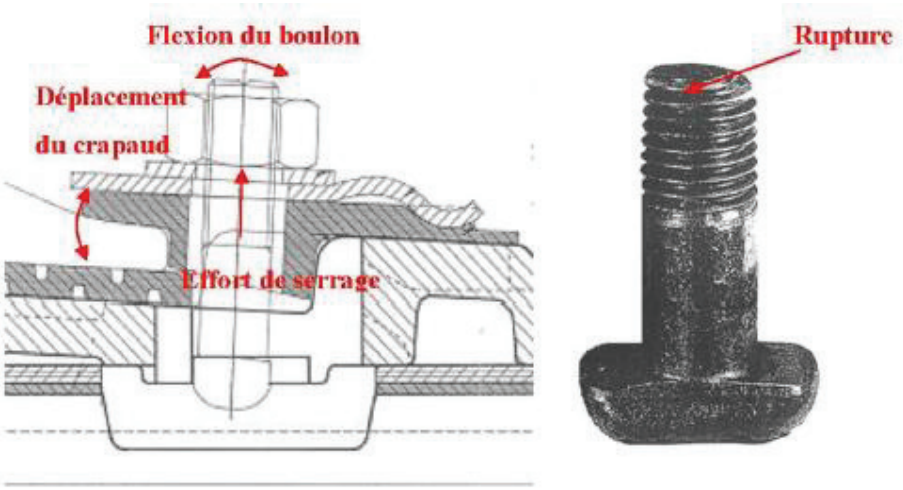



*Figure I.13. Sollicitation et rupture d'un boulon à came.*

Au-delà de 3 attaches consécutives rompues, l'instruction technique 04 RATP impose une intervention pour corriger le signalement.

Sur les zones équipées de traverses bois, les principaux désordres rencontrés sont des tirefonds « fous ». Ce terme signifie qu'une ovalisation du trou ou un arrachement des filets dans la traverse ne permet plus d'assurer un effort de serrage satisfaisait.

### I.3.5. Maintenance des attaches

L'état général des attaches (efficacité du serrage, intégrité de l'attache, etc.) est contrôlé lors de parcours à pied réalisés par les équipes de maintenance toutes les deux semaines. Ces parcours font l'objet de signalements qui provoquent, en fonction du degré de vétusté, des opérations de remise en état.

Chaque année, des campagnes d'expertise, plus poussées, de l'état des attaches sont réalisées. Cela consiste, par échantillonnage, à démonter une attache pour en contrôler l'efficacité de serrage, le degré d'usure de la butée isolante, de la lame élastique et de la semelle sous rail. Ainsi en 2015, 25 kilomètres de voie ont été expertisées (d'après les chiffres du gestionnaire d'infrastructure) dont 30 % ont fait l'objet de travaux de remise en conformité.

### I.3.6. Dégradation de la géométrie de la voie

Comme on l'a indiqué précédemment, une voie correctement nivelée et dressée doit avoir des dévers, nuls en alignement, constants et égaux en pleine courbe et en progression linéaire dans les raccords en Clothoïde. La déclivité doit être constante ou à variation progressive dans les raccordements de profil.

Les irrégularités de compactage du ballast et des efforts transmis par les traverses provoquent une dégradation de la géométrie de la voie. Les défauts qui apparaissent ont tendance à s'amplifier avec le temps. Cela nuit à l'intégrité du matériel roulant et aux conforts des voyageurs.

Non corrigés, ces défauts peuvent engager la sécurité ferroviaire et perturber la circulation. En effet, l'instruction technique 04 prévoit, en cas d'atteinte de seuil25, un ralentissement de la vitesse commerciale de 90 km/h à 30km/h, voire même un arrêt de circulation s'il y a un risque de déraillement.

### I.3.7. Maintenance de la géométrie de la voie

Comme pour la maintenance des rails, un train de mesure de la géométrie est utilisé sur tous les réseaux ferroviaires (V 355 à la RATP, MAUZIN à la SNCF). Ce véhicule, dont le cycle est de deux passages par an à la RATP, permet de mesurer :

- L'écartement de la voie (mise en évidence de sur ou sous-écartement).
- Dressage de la voie (mise en évidence de défauts de dressage pouvant générer un engagement du gabarit ou une déformation par flambement de la voie et diminuer le confort des voyageurs).
- Nivellement de la voie.
- Le dévers.
- Le profil du rail et les usures verticales et horizontales de celui-ci.

Les données extraites permettent de corriger les défauts urgents (par bourrage manuel) et de programmer les campagnes d'entretien de la géométrie de la voie (bourrage mécanique lourd et stabilisation dynamique).

#### I.3.7.1 Bourrage manuel

Il s'agit d'une opération de maintenance d'urgence visant à corriger les défauts de nivellement. La méthode consiste à lever la voie à l'aide de crics à la hauteur souhaitée et à compacter le ballast sous les traverses afin qu'elles conservent cette altimétrie après la dépose des crics.

#### I.3.7.2 Bourrage mécanique lourd

Le bourrage manuel ne permet pas, en termes de rendement et d'efficacité, d'envisager des reprises de nivellement sur de grandes longueurs. Pour ce faire, il convient d'utiliser des moyens plus puissants et mécanisés la bourreuse mécanique lourde.



***Figure I.14 Photo d'une bourreuse mécanique lourde.***

Ce véhicule spécialisé est une machine automotrice permettant de réaliser l'ensemble des opérations suivantes :

- Mesure en temps réel de la position de la voie.
- Relevage de la voie.
- Ripage : Ce terme désigne la correction en planimétrie de la voie.
- Bourrage ou compactage.
- Régalage : Ce terme désigne l'opération de nettoyage du ballast afin de faciliter l'accessibilité aux attaches.

Pour ce faire, ces machines sont équipées d'instruments de mesure qui relèvent la géométrie de la voie existante, calculent les corrections à appliquer et commandent directement les dispositifs de relevage et de ripage.

Les relevages et ripages sont effectués par des galets (Figure I.13) ou des pinces actionnées par des vérins prenant appui sur les rails entre deux essieux de la machine suffisamment écartés.

Le bourrage est effectué par un ou deux groupes de bourrage équipés de bourroirs (Figure I.12) en acier. Ces derniers plongent dans le ballast et appliquent une énergie de consolidation transmise autour de 35 Hz. Cette vibration orientée permet d'assurer le compactage souhaité sous la traverse.

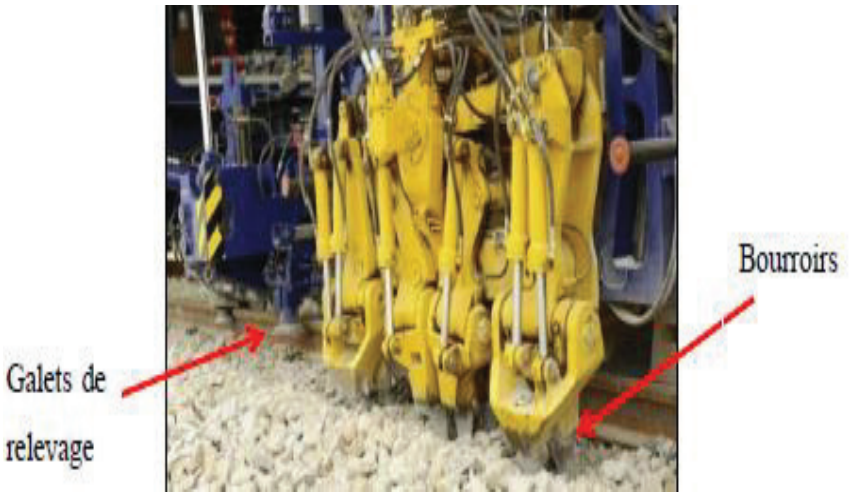



*Figure I.15. Photo d'une bourreuse mécanique lourde.*

Pour finir, ces machines présentent un rendement moyen avoisinant les 1000 mètres par heure. Ce rendement est très souvent contrarié par l'obligation de déposer les équipements de signalisation qui pourraient être endommagés lors du bourrage. Un temps incompressible de dépose et repose des équipements limite le rendement machine à 1000 mètres sur un poste de 3 heures.

### I.3.7.3 Stabilisation dynamique des voies

Le bourrage mécanique n'agissant qu'au voisinage des têtes de traverses, le compactage du ballast n'est donc pas homogène ce qui a pour conséquence de limiter dans le temps l'efficacité du bourrage. L'hétérogénéité du compactage ne permet pas de garantir la cohésion du matériau et génère des tassements différentiels qui s'accentuent de plus en plus au passage des trains. Un groupe hydraulique (Figure 69) saisit les deux files de rail à l'aide de pinces à galets et fait vibrer horizontalement le châssis de la voie en appliquant une pression verticale à l'aide de vérins hydrauliques.

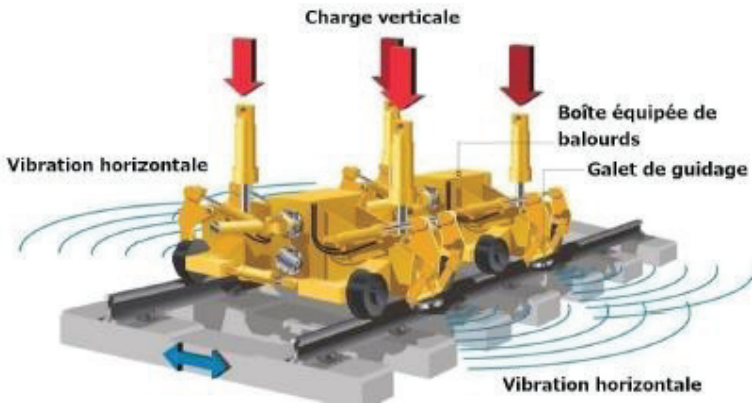



*Figure I.16. Schéma de principe de la stabilisation dynamique.*

## I.4. MÉTHODES DE RENOUVELLEMENT LOURD DE VOIE

Dans cette partie, on réalisera un état de l'art en présentant les méthodes et moyens de renouvellement lourd des voies dans le cadre d'opérations de maintenance patrimoniale.

Il sera question des principales méthodes les plus couramment utilisées sur les réseaux européens afin de comprendre la pertinence de la solution technique retenue pour ce chantier d'envergure. On présentera les grands principes sans préciser tous les modèles de trains spécialisés développés par des sociétés concurrentes.

Enfin, cette partie s'orientera exclusivement sur l'opération de dégarnissage. En effet, les opérations de reconstruction de voie ne sont pas sur le chemin critique et ne nécessitent pas d'études approfondies. Le terrassement et la logistique du ballast sont les deux éléments dimensionnant d'un chantier de renouvellement lourds des voies.

### I.4.1. Dégarnisseuse Transversale

La dégarnisseuse à chaîne (Figure I.15) est une machine automotrice, montée sur boggie équipée d'une part de dispositifs permettant de soulever la voie et d'autre part d'un outil à chaîne de type drague qui, sous la voie surélevée, extrait le ballast pollué de la plateforme. Une dégarnisseuse est toujours jumelée à une unité de criblage qui permet de recycler le ballast pour le réinjecter dans la voie. Les éléments de granulométrie adéquate (fraction 25/50) sont remis dans la voie, le reste des produits de dégarnissage sont stockées dans des wagons équipés de bandes transporteuses. La profondeur de dégarnissage sous voie en une seule passe peut atteindre jusqu'à 30 cm de profondeur sous NIT.




***Figure I.17. Photo d'une dégarnisseuse à chaine PLASSER&THEURER.***

La chaîne est équipée de pelles de dégarnissage avec doigts gratteurs. Le rendement de la chaîne de dégarnissage dépend des éléments suivants :

- Vitesse de la chaîne.
- Types de pelles de dégarnissage (nombre de doigts, matériau choisi, etc.).
- Section du couloir de monté du ballast.
- Puissance d'entrainement de la chaîne.

Les rendements classiques des chaînes de dégarnissage est compris entre 600 et 1000m³/h. Le rendement global d'une dégarnisseuse dépend également de la vitesse de criblage et de mise en œuvre du ballast traité. On retiendra un rendement moyen de 700 mètres par poste de 8 heures.

### I.4.2. Dégarnisseuse longitudinale

Ce mode d'excavation a été développé pour améliorer la méthode du dégarnissage transversal. En effet, la méthode précédemment citée souffre d'un problème de gabarit ne permettant pas une généralisation dans toutes les configurations de voie (tunnel, quai, voie unique, etc.). La chaîne passant sous la voie impose l'utilisation d'espace à proximité de celle-ci. La solution est donc de réaliser le dégarnissage dans le sens de la voie (Figure I.16). La dégarnisseuse de type DRL 21 (du fabricant SCHEUCHZER) est équipée de quatre étroites chaînes à godets qui excavent le ballast parallèlement à la voie. Cette méthode, ne nécessitant pas de sur largeur, impose un ordonnancement particulier des tâches puisque la dépose des anciennes traverses doit être réalisée en amont. La dégarnisseuse s'accompagne donc d'une unité déposant les traverses bois en amont et d'une unité d'injection de nouvelles traverses en aval.




***Figure I.18. Photo d'une chaîne à godet et excavation longitudinale.***

### I.4.3. Train PUSCAL

Le train type PUSCAL est un train usine qui permet le renouvellement complet d'une voie ainsi que la plateforme. Il est conçu de manière à pouvoir travailler sur une voie sans engager le gabarit de la voie contigüe. L'excavation est assurée par une vis sans fin (Figure I.17). Les déblais sont acheminés dans des wagons de stockage. Des bennes de 4 m³ permettent d'acheminer des matériaux d'assises (sable, grave, etc.) ou du ballast de sous-couche (Figure I.18). Une lame vibrante permet la mise en place, le réglage précis (avec ou sans pente pour assurer le drainage) et le compactage des matériaux (Figure I.19). La nouvelle voie est stockée par panneau de 18 mètres sur le train. Ils sont acheminés à l'aide d'un portique qui se déplace sur toute la longueur du train. Ce dernier, à la base développée pour les travaux d'assainissement, peut dégarnir jusqu'à 13 mètres de profondeur. Il travail par front de 18 mètres, la voie de part et d'autre de la poutre de 20 mètres doit être maintenue pour assurer le déplacement du train.

Le train a un rendement moyen d'un panneau de 18 mètres toutes les 45 minutes avec une mise en place d'une heure. Cela correspond à environ de 150 mètres sur 8 heures.




***Figure I.19 Excavation à l'aide d'une vis sans fin.***



***Figure I.20. Lame vibrante.***



***Figure I.21. Bennes basculantes.***

### I.4.4. *Train aspirateur à ballast*

Ce mode de dégarnissage (Figure I.20) paraît à première vue intéressant car il permet de répondre aux contraintes environnementales telles que les émissions de poussière, le bruit et un dégarnissage précautionneux. Composé d'une ou deux buses d'aspiration, il peut également être utilisé pour approvisionner du ballast neuf. Les rendements compris entre 20 et 40 m³/h sont relativement faibles.



***Figure I.22. Train aspirateur type VM 250 JUMBO.***

### I.4.5. Engins De Travaux Publics Et Wagons Spéciaux

Cette méthode consiste à utiliser des pelles mécaniques rail-route qui excavent et déposent les produits de dégarnissage directement dans des wagons auto stockeurs déchargeurs (WAD). Il s'agit d'une méthode courante de réalisation de travaux qui présente l'intérêt de pouvoir s'adapter aux singularités et aux aléas du terrain. Le rendement moyen d'une pelle rail-route est d'environ 80 m³/heure, il suffit donc de multiplier le nombre de pelles pour multiplier les rendements. Il existe plusieurs types de WAD en fonction de leur capacité de stockage. Ces wagons sont intéressants car ils peuvent être vidés en quelques minutes et de façon autonome.

## I.5.. CONCLUSION

Cette analyse montre qu'il n'existe aucune solution optimale qui pourrait être généralisée sur tous les chantiers de renouvellements lourds. La solution à retenir est forcément un compromis entre plusieurs paramètres.

Les connaissances acquises de la voie, de ses constituants et de ses modes de renouvellement lourd permettent à présent d'appréhender le projet objet de ce mémoire.

# CHAPITRE I I:

# PRESENTATION DE PROJET

# II.1. INTRODUCTION

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

# II.2. PRESENTATION DU PROJET

## II.2.1. Objectif du projet

Objectif de notre projet de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire sur 110km  Djelfa – Laghouat. Ce dernier permet de franchir les contraintes naturelles imposées par le site et donner une conformité du tracé ferroviaire.

## II.2.2. Situation du projet

Le site réservé à l'ouvrage du PK105+457 au PK105+824 se situe dans la région de Laghouat exactement dans OUED MZI.




***Figure II.1 – Situation du projet sur maps.***

### II.2.3. L'obstacle à franchir

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

## II.3. LES DONNEES DE PROJET :

### II.3.1. Les données fonctionnelles :

#### II.3.1.1. Tracé en plan :

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 370 m.

- Du PK 105+457 (Début de projet) au PK PK105+824 (Fin de projet), Droite.

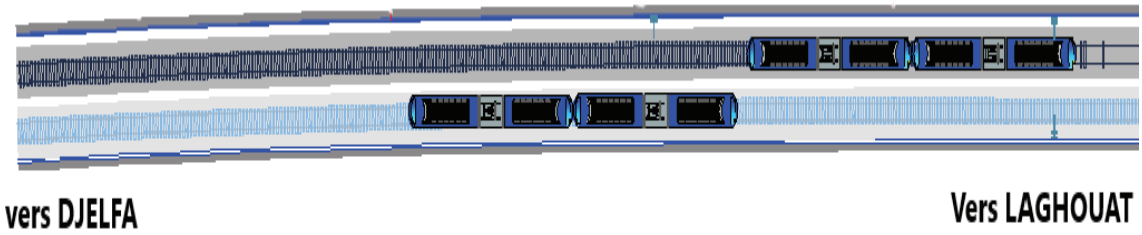



*Figure II.2–tracée en plan de la voie porté.*

### II.3.1.2 Profil en long :

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

- Début de l'ouvrage au PK 105+457.
- Fin de projet au PK 105+824.

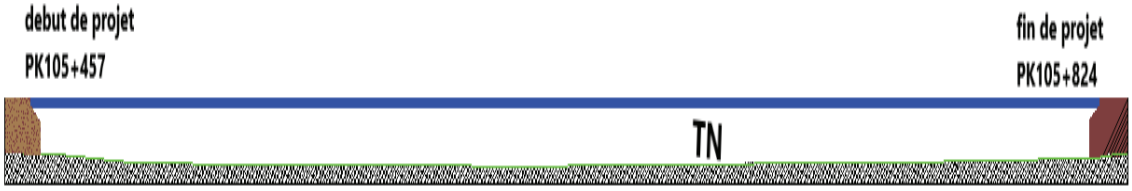



*Figure II.3. Profil en long de la voie porté.*

### II.3.1.3. Profil en travers :

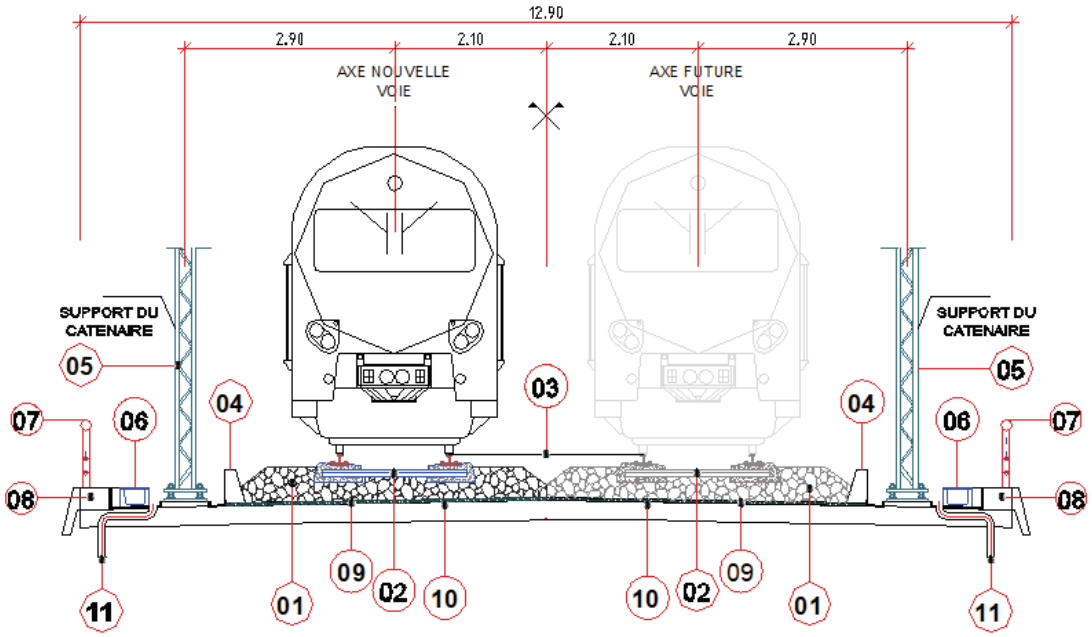



*Figure II.4 – profil en travers.*

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

Le profil en travers est défini par :

- Largeur du tablier 12.9m.
- Tablier en toit ± 2 % de part et d'autre de l'axe du pont.
- 1 : lit de ballaste d'épaisseur 50 cm.
- 2 : traverses bi-blocs espacées de 60 cm.
- 3 : rails.
- 4 : murette trapézoïdale de surface 0.1 $m^2$.
- 5 : support caténaire espacé de 60 m.
- 6 : caniveau de hauteur 30 cm.
- 7 : garde-corps de hauteur 95 cm.
- 8 : corniche.
- 9 : étanchéité.
- 10 : la chape de béton d'épaisseur 4 cm.
- 11 : système évacuation d'eau.

## II.3.1. Les Donnée naturelles *:*

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

### II.3.2.1. TOPOGRAPHIE

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

### II.3.2.2. GEOTECHNIQUE

La recherche pédologique a pour but de déterminer la nature, la disposition et l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, ainsi que leurs propriétés physiques, mécaniques et chimiques. Il s'agit d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, telles que le mode de fondation (type et ancrage), la vitesse de travail et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...).

- **Essais in situ :**
  - Neuf (9) sondages carottés de 25m de profondeur.
  - Des essais SPT.
  - Onze (11) sondages pressiométriques.

- **Essais au laboratoire**

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

1-Essais d'identification physique.

2- Analyses chimiques du sol.

3-Essais mécaniques :

- Essai de compression simple.
- Essai de cisaillement à la boite.
- Essai de compressibilité à l'œdomètre.

- **Recommandations pour les types de fondation**

D'après le rapport géotechnique fourni par le bureau d'études géotechniques FONDACONSEIL l'analyse des données du site et des résultats des investigations géotechniques effectuées, au niveau du site réservé au projet de réalisation d'un ouvrage d'art du PK105+457 au PK105+824 à Djelfa, met en évidence les points suivants :

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

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

➢ **1er Groupe (sondages N° 01, 02, 03,04 et 05)**

- Type de fondations : fondations superficielles.
- Adopter un taux de travail de 3.80 bars.
- Ancrer les fondations à partir de 4m par rapport à la cote du terrain naturel.

➢ **2eme Groupe (sondages N° 06, 07, 08 et 09)**

- Type de fondations : fondations profondes.
- Ficher les fondations à partir de 15m par rapport à la cote du terrain naturel.

### II.3.2.3. SISMICITÉ DU SITE

En se basant sur la sismicité historique, l'Algérie a été subdivisée en quatre zones macrosismiques R.P.O.A.2008 [1], la wilaya de LAGHOUAT classée dans une zone de faible sismicité **Zone I** (ce qui montre que sa vulnérabilité au risqué sismique est faible), et l'objet de la présente étude, réalisation d'un ouvrage d'Art appartient au **Groupe 2** (pont important) le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera **A = 0.12.**

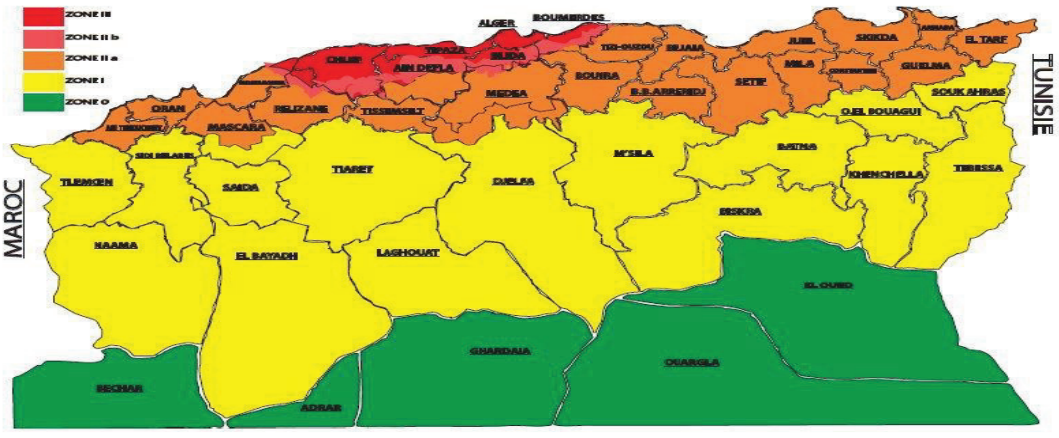



Fig.3.1. carte de zonage sismique de l'Algérie

***Figure II.5 – Les zones sismique en Algérie.***

**NB:** Pour notre ouvrage une étude sismique peut être considérée comme étant peu nécessaire à cause de l'emplacement de l'ouvrage.

### II.3.2.4. CLIMATOLOGIE

- **Pluviométrie**

Le climat de la Province de LAGHOUAT est évidemment semi-aride à aride, de couleur continentale. En effet, le climat dans le centre et le nord de la province est semi-aride, avec une moyenne de 200 à 350 mm de pluie par an, tandis que toute la partie sud de la province est aride. En moyenne, moins de 200 mm d'eau de pluie sont reçus chaque année.

- **Vent**

Le vent dans la province de Laghouat se caractérise par son intensité et sa fréquence. Le vent le plus fréquent est le vent soufflant vers le nord-est et le nord-ouest de l'océan et du nord. Cependant, la principale caractéristique du vent dominant dans la région se traduit par la fréquence du vent chaud provenant du désert, chaud et sec, et sa durée peut varier de 20 à 30 jours par an.

## II.4. CONCLUSION

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

# CHAPITRE III :

# CONCEPTION ET PRES DIMENSIONNEMENT

## III.1. Introduction

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

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

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

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

### III.2.1. Variante 1 : « Pont a poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP [2] (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par posttension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

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

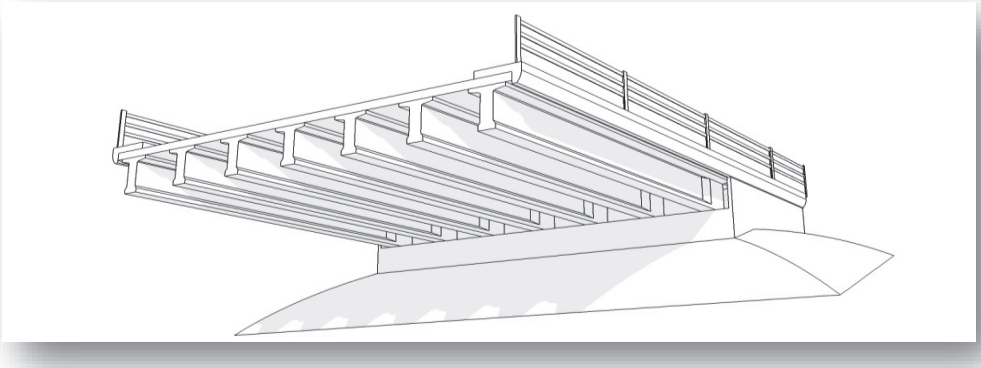


**Figure III.1-Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.**

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

### III.2.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 9 travées équidistantes de 40m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 331,8 m. (Voir plan d'ensemble *Variante.1*).

#### III.2.1.2. Conception transversale

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

**Tableau III.2-Récapitulation de découpage des voussoirs**

| Elément | Ration usuel | Valeur retenu |
|---|---|---|
| Hauteur de la poutre | $L/22 < H_p < L/16$ | 200 cm |
| L'épaisseur de la dalle | $20 \leq e \leq 30$ | 25 cm |
| La hauteur totale du tablier | $H_t = H_p + e$ | 225 cm |
| Entraxe des poutres | $1.40m < \lambda < 2.00$ m | 1,35 cm |
| Entraxe des poutres de rives | $L_a$ : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres | 124 cm |
| Nombre des poutres | $N= L_a / \lambda +1$ | 9 |
| La largeur de la table de compression | Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times H_p$ | 120 cm |
| Épaisseur de la table de compression | $10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15$ cm | 20 cm |
| La largeur du talon | $L_t = (l \times L^2) / (H_t^2/K) /N$ ; Avec $1100 < K < 1300$ | 60 cm |
| Épaisseur du talon | $10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20$ cm | 25 cm |
| Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi-travée | / | 25 cm |
| Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about | / | 60 cm |
| Entretoise d'about | / | 35 x 160 $cm^2$ |

### III.2.2. VARIANTE 2 : « Pont Voussoirs Préfabriqué En Béton Précontraint Construit Par Encorbellements Successifs »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents.

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

#### III.2.2.1. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composée de huit travées principales de 34 m de longueur et deux travées de rives de 34 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 340 m. (Voir plan d'ensemble *Variante.2*).

#### III.2.2.2. Découpage des voussoirs :

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

**Tableau III.2-Récapitulation de découpage des voussoirs**

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

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : N = 159

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

### III.2.2.3. Conception transversale

❖ **Choix du type de caisson**

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

❖ **Pré dimensionnement da la section transversale**

En élaborant dans ce paragraphe, le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir, basant sur le guide SETRA [3] (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003). Les valeurs des notations précisées dans la *figure III.2* sont présentées dans le tableau ci-dessous :

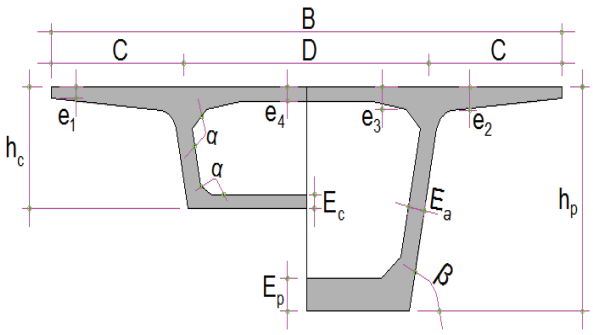



**Figure III.2-Notations des dimensions**

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

| Elément | Ration usuel | Valeur retenue |
|---|---|---|
| Hauteur de voussoir | 1/20 à 1/25 de la portée maximale | 275 cm |
| Largeur de voussoir | B | 1290 cm |
| C | B/4 | 322 cm |
| D | B-2C | 646 cm |
| $e_1$ | $e_1 \geq$ 16 à 18 cm | 25 cm |
| $e_2$ | $C/7 \leq e_2 \leq C/8$ | 56 cm |
| $e_3$ | $e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1,5\ e_4$ | 45 cm |
| $e_4$ | $D/30 \leq e_4 \leq D/25$ | 49 cm |
| Inclinaison de l'âme | $10\% \leq \beta \leq 30\%$ | 10 % |
| $E_a$ | $E_a \geq 0,26 + L/500$ | 80 cm |
| Ec | Ec ≥ 18 à 22 cm | 30 cm |
| Gossier supérieure | $30° < \alpha < 45°$ | 45° |
| Gossier inférieure | $40° < \alpha < 45°$ | (Rayon) |

### III.2.3. VARIANTE 3 : « Pont Mixte Bipoutre »

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

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

#### III.2.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de quatre travées principales de 62 m de longueur et deux travées de rives de 62.35 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 372 m. (Voir plan d'ensemble *Variante.3*).

#### III.2.3.2. Conception transversale

Le tablier est assez large (12,90m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont.

On opte pour : **a = 3,30 m**, **b = 7m.**

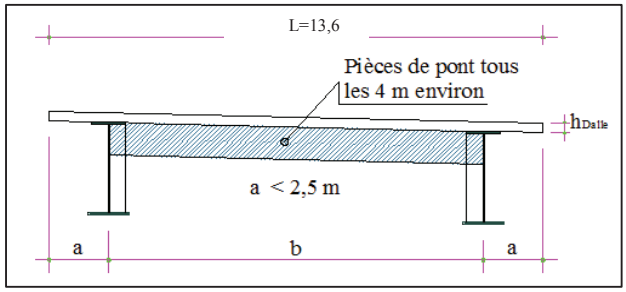



**Figure III.3-Coupe transversale d'un tablier bipoutre.**

❖ **Conception des poutres principales**

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

*Tableau III.4-Prédimensionnement des poutres métalliques*

| Elément | Ration usuel | Valeur (mm) |
|---|---|---|
| **Epaisseur de la dalle en Béton armé** | 240 à 260 mm | 350 |
| **Hauteur sur pile** | H = L/25 | 2 800 |
| **Hauteur à la clé** | L/50 ≤ H‘ ≤ L/40 | 2 000 |
| **Loi de variation parabolique** | $H(x) = H - 2\times(H-H')\left(\frac{x}{\ell}\right) + (H-H')\left(\frac{x}{\ell}\right)^2$ | |
| **Epaisseur de l’âme** | $t_w \geq 0{,}005*d$ | 50 |
| **Epaisseur semelle inferieure** | $20 \leq t_i \leq 150$ | 60 |
| **Epaisseur de la semelle supérieure** | $20 \leq t_s \leq 150$ | 50 |
| **Largeur semelle inferieure sur pile** | $500mm \leq b_i \leq 12\ 00$ mm | 1 200 |
| **Largeur semelle supérieure sur pile** | $400mm \leq b_s \leq 1\ 000$ mm | 1 000 |
| **Largeur semelle inferieure à la clef** | $500mm \leq b_i \leq 12\ 00$ mm | 900 |
| **Largeur semelle supérieure à la clef** | $400mm \leq b_s \leq 1\ 000$ mm | 700 |

❖ **Conception des pièces de pont**

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

**Tableau III.5-Prédimensionnement des pièces de pont**

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

❖ **Choix de la nuance d'acier**

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

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

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

❖ **L'épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est constante, On opte pour $h_{dalle}$ = **35 cm**.

## III.3. Choix de type d'ouvrage et justification :

Il y'a Trois types des variantes peuvent être réalisés dans ce projet selon leur structure :

**Variante1** : Pont A Poutres Précontraintes Du Type VIPP.

**Variante 2** : Pont Voussoirs Préfabriqué En Béton Précontraint Construit Par encorbellements Successifs.

**Variante3** : Pont Mixte Bipoutre. [4]

### III.4. Analyse Des Variantes

#### III.4.1 Analyse Quantitative Estimative :

**Tableau III.5 : tableaux des devis estimatifs des variantes**

| Variante1 | |
|---|---|
| **Volume Béton m3** | 5596.4 |
| **Poids armatures passives Kg** | 719280 |
| **Poids armatures actives Kg** | 143856 |

| Variante2 | |
|---|---|
| Volume Béton m3 | 3783 |
| Poids armatures passives Kg | 945750 |
| Poids armatures actives Kg | 94575 |

| Variante3 | |
|---|---|
| **Volume Béton m3** | 1356 |
| **Poids armatures passives Kg** | 339000 |
| **Poids armatures actives Kg** | 1527655 |

## III.4. ANALYSE MULTICRITERE

**Tableau III.5 : Les avantages et les inconvénients des variantes**

| Variantes | Avantages | inconvénients |
|---|---|---|
| **Variante1** : Pont A Poutres Précontraintes Du Type VIPP. | 1- Bon maitrise de la fabrication des poutres qui sont réalisées pendent la réalisation des fondations.<br>2- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le cout.<br>3- L'axé à ce type d'ouvrage est facile pour l'entretien et la réparation.<br>**4-**Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.<br>5-Une bonne réutilisation des coffrages.. | **1**-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage.<br>**2**-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme. |
| **Variante 2** : Pont Voussoirs Préfabriqué En Béton Précontraint Construit Par Encorbellements Successifs. | **1**-La construction par encorbellements Successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.<br>**2**-Souplesse d'exécution liée à la Possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.<br>**3**-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. | **1**-Le poids est très important (tablier assez épais).<br>**2**-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.<br>**3**-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme). |
| **Variante3** : Pont Mixte Bipoutre. | 1- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.<br>2- La rapidité d'exécution.<br>3-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté | **1**-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier<br>**2**-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.<br>**3**-Un cout très élevé.<br>**4**-Entretien périodique<br>**5**-La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnent de l'ouvrage |

## III.5. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE

Apres l'analyse des aspects négatifs, positifs et quantitatifs des trois variantes, on constate que chacune d'elle dispose des caractéristiques qui s'absentent chez l'autre. Vue que les critères Les plus important reste : le cout, la rapidité d'exécution et la facilite au niveau de l'étude, la Variante pont construit en encorbellement successif est écartée, car qu'elle ne présente pas un Bon rendement pour notre projet, ainsi que la variante pont a mixte où on constate un volume D'acier très important ce qui influe sur le coup du projet notamment l'entretient permanent de Ce dernier. D'où la variante qui s'avère la plus avantageuse reste la variante pont a poutres Préfabriquées en post tension qui fera l'objet de notre étude.

## III.6. CONCLUSION

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

# CHAPITRE IV

# LES CHARGES

# ET

# LES SURCHARGES

# VI.1. INTRODUCTION

La définition des caractéristiques des matériaux à utiliser est impératif avant toute conception ou étude d'une structure, car ces paramètres entrent dans chaque étape de calcul d'ouvrage qui est conditionné par :

Les Hypothèses de calcul fixées au préalable.

- La Connaissance des propriétés de ces matériaux.
- Le choix et la détermination des caractéristiques des matériaux.
- Le choix des techniques de mise en œuvre.
- Le choix des méthodes d'essais.

Les trois principaux matériaux utilisés pour le pont rail étudié sont les suivant :

- Le béton.
- Les armatures de précontrainte.
- Les armatures passives.

# VI.2. REFERENTIELS TECHNIQUES

## VI.2.1. Normes et règles de calcul

### *VI.2.1.1. Règles BAEL91 (99)*

Fascicule n° 62 Titre I, section I, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, d'où Le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m3 la résistance caractéristique en compression inferieur ou égale à ≤ 60MPa.

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états-limites. Il s´agit essentiellement d´états limites de services d´exploitation et/ou de durabilité, et des états limites ultimes de l´équilibre statique, la résistance, la stabilité de forme et de l'état limite de la fatigue.

### *IV.2.1.2. Règles BPEL91 (99)*

Le Fascicule 62 Titre I, section II, relatif aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint. « Règles BPEL 91 », introduisait notamment la prise en compression allant jusqu´à 60 MPa, Les calculs justificatifs sont établis suivant la méthode des états limites.

### *IV.2.1.3. Règle R.P.O.A 2008*

Règles Parasismiques des Ouvrages d'Art ; Le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages due aux actions sismiques.

Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est à- dire les ponts composes d'un système de piles sensiblement verticales, supportant le tablier.

**Tableau IV.1 – récapitulatifs des valeurs des caractéristiques de béton utilisée**

| Caractéristique | Formule | Commentaire | $f_{c28}$= 27 Mpa | | $f_{c28}$ = 35 Mpa |
|---|---|---|---|---|---|
| $f$cj (ex: 14ème jr) | $\frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} fc28$ | **obtenue La résistance caractéristique au jour j< 28 jours.** | **23,07** | | 29,91 |
| $f$tj (28ème jr) | **0,6 + 0,06 × $f_{cj}$** | **La résistance caractéristique à la traction du béton.** | **2,22** | | 2,7 |
| $f_c$ | **0,5 × $f_{c28}$ (En service)** | **La résistance caractéristique à la compression du béton.** | **13.5** | | 17,5 |
| | **0,6 × $f_{c28}$ (En construction)** | | **16.2** | | 21 |
| Eij | **11000 × $\sqrt[3]{fcj}$** | **Le module de déformation instantané béton. Pour les charges de durée < 24heures.** | **33000** | | 35981.73 |
| Evj | **3700 × $\sqrt[3]{fcj}$** | **Le module de déformation différé, pour tenir compte des effets du fluage, pour les charges de longue durée.** | **11100** | | 12102.94 |
| $fbu$ | $\frac{0.85 * fcj}{\gamma b}$ **$\gamma_b$=1,5 (Combinations fundamentals) $\gamma_b$=1,15 (Combinaisons accidentals)** | **La contrainte admissible en compression du béton, pour les justifications à l'ELU.** | **$\gamma_b$ = 1,5** | **15.3** | 19.83 |
| | | | **$\gamma_b$=1,15** | **19.95** | 25.87 |
| $\sigma$bc | 0.6 × $f_{c28}$ | La contrainte admissible en compression du béton, pour les justifications à l'ELS. | 16.2 | | 21 |

### *IV.2.1.4. Règles SNCF Livret 2.01*

Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en acier ou mixte, définissant les charges et les surcharges ferroviaires.

#### *IV.2.1.5. Le Fascicule 62 Titre V*

Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

#### *IV.2.1.6. Fascicule 61 Titre I*

Conception, calcul et épreuves des pont-rail. Epreuves des ouvrages d'art – Programme de surcharges.

#### *IV.2.1.7. Référentiel Technique, ANESRIF*

## IV.3. Modèles de calcul

Le tablier de notre ouvrage sera calculé manuellement en utilisant la méthode de Guyon et Massonnet et il sera vérifié automatiquement en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis comme : ROBOT Structural Analysis Professional Autodesk, pour le calcul de la précontrainte des pages électroniques de calcul (Microsoft Excel) développées.

### IV.3.1. Béton :

**Tableau IV.2 – Caractéristiques de béton**

| | Superstructure | Infrastructure |
|---|---|---|
| ***f*c28 (MPa)** | **35** | **27** |
| **Type de cément** | **CPA 42.5** | **CPA 42.5** |
| **Dosage** | **450** | **300** |
| ***f*t28 (MPa)** | **2.7** | **2.22** |

**NB : la densité du béton armé est de 25 kN/m$^3$.**

La mise en tension de la précontrainte ne se fera qu'à partir du 28$^{éme}$ jour de la date de coulage, à condition que le béton atteigne une résistance de 35Mpa.

Le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0,20$ à ELS. $\nu = 0,00$ à ELU.

NB : les différentes formules sont tirées du Fascicule 62 Titre 1 – Section I et II

### III.3.2Armature

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

Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.

Les aciers actifs : pour la précontrainte.

#### *IV.3.2.1. Armatures passives*

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

- La limite d'élasticité : $f$e = 500 MPa.
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa.

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

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

Les longueurs courantes de livraison sont :

- De 12 ml pour les barres droites.

***IV.3.2.2. Armatures De Précontraintes***

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **12T15s TBR** (très basse Relaxation), classe **1860**.

- Résistance ultime **…… $f$prg = 1 860 MPa**.
- Limite élastique **……$f$peg = 1 600 MPa**.
- Module d'élasticité **…… Ep = 190 000 MPa**.
- Section droite d'un toron **…… Ap 1toron = 150 mm²**.
- Section d'un câble **……Ap = 150*12=18000 mm²**.
- Diamètre du gain **…… Φ = 80 mm**.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures **……. ρ = 2.5%**.
- Coefficient de recul d'encrage**……...g = 4 mm**.

- **$f$peg** : limite élastique conventionnel à 0,1%.
- **$f$prg** : contrainte de rupture garantie.²

## IV.3.3. Contraintes admissibles

## IV.3.3.1. Béton :

❖ **Contraintes admissibles à la compression**

$$f_{bu} = 0.85\, f_{cj} / \theta.\, \gamma_b \quad \text{(MPa)}$$

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

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

**Tableau IV.3 – Caractéristiques de béton A ELU et ELS.**

| Etat | Contrainte limite | | Super | Infra |
|---|---|---|---|---|
| ELU | $f_{bu}$ (MPa) | $\gamma_b = 1,5$ | 19.83 | 15.30 |
| | | $\gamma_b = 1,15$ | 25.97 | 19.96 |
| ELS | $f_{bc} / \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa) | | 21.00 | 16.20 |

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

**Déformation longitudinale du béton :**

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

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

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

### III.3.3.2. Armatures

❖ **Contrainte limite de traction des aciers**

**Tableau IV.4-Contraintes admissibles de traction des armatures passives**

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

❖ **Classe de justification de la précontrainte**

**Classe II** (la plus courante)

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

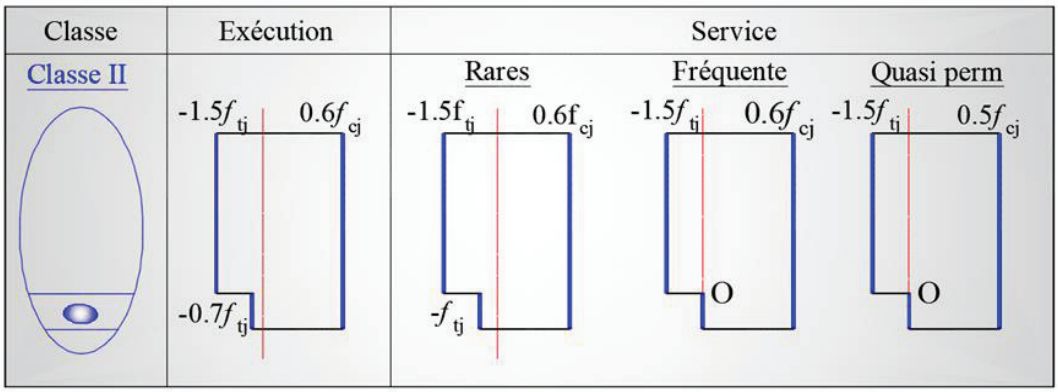



**Figure IV.1-Limitation des contraintes des sections en B.P.**

# IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

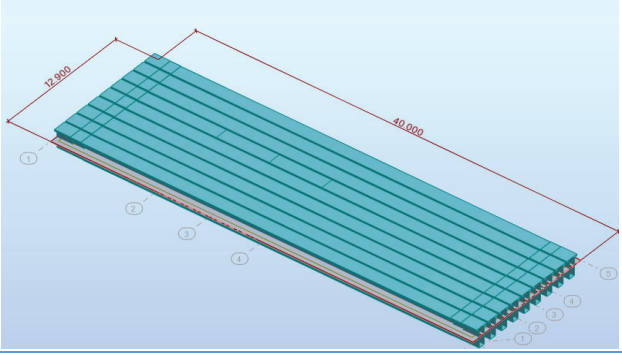
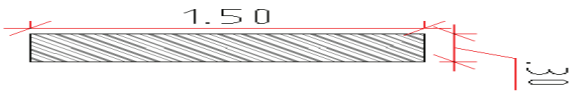
## IV.4.1. Les actions

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

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

## IV.4.2. Actions permanentes

**Tableau IV.5 Evaluation des charges permanentes**

| Elément | Schéma | Valeur (KN) |
|---|---|---|
| Poutre |   | 815 /Poutre |
| Dalle | | 3225 |
| Entretoises |   | 121.5 |
| | Somme | 10 681,5 |
| | CP (KN/ml) | 267,04 |

### IV.4.2. Terminologies :

**Le ballaste :** c'est le lit de roches concassées sur lequel repose les traverses sur lesquelles sont fixés les rails.

**Les traverses :** servent à maintenir les rails à l'écartement normal et à répartir la charge que les rails reçoivent des essieux sur une surface suffisante de ballast pour ne pas dépasser une contrainte admissible

**Rails :** est une barre d'acier profilée. Deux files parallèles de rails mis bout à bout forment une voie ferrée. Ils reposent alors généralement sur des traverses pour conserver un écartement constant.

**Garde-corps :** c'est des dispositifs établis tous le long du tablier du pont ils sont utilisé pour assurer la sécurité des personnes

**Caténaire :** c'est un système de suspension de fils conducteurs servant à l'alimentation en courant des locomotives électriques.

## IV.6-Limitation des contraintes des sections en B

| Elément | Chagres | Poids total (KN/ml) |
|---|---|---|
| 1. Ballast | 10 KN/m$^2$ | 83,50 |
| 2. Traverses bi-blocs | 2,3 KN/ml | 9,20 |
| 3. Rails | 0,6 KN/ml | 2,40 |
| 4. Murette | 2,4 KN/ml | 4,80 |
| 5. Support caténaire | 0.24 KN | 0,48 |
| 6. Caniveau | 1,23 KN/ml | 2,46 |
| 7. Garde-corps | 0,6 KN/ml | 1,2 |
| 8. Corniche | 6,125 KN/ml | 12,25 |
| 9. Étanchéité | 0,03 KN/m$^2$ | 0,363 |
| 10. La chape de béton | 0,88 KN/m$^2$ | 7,8 |
| | Somme CCP | 124,45 |
| | CP+CCP (KN/ml) | 391,49 |

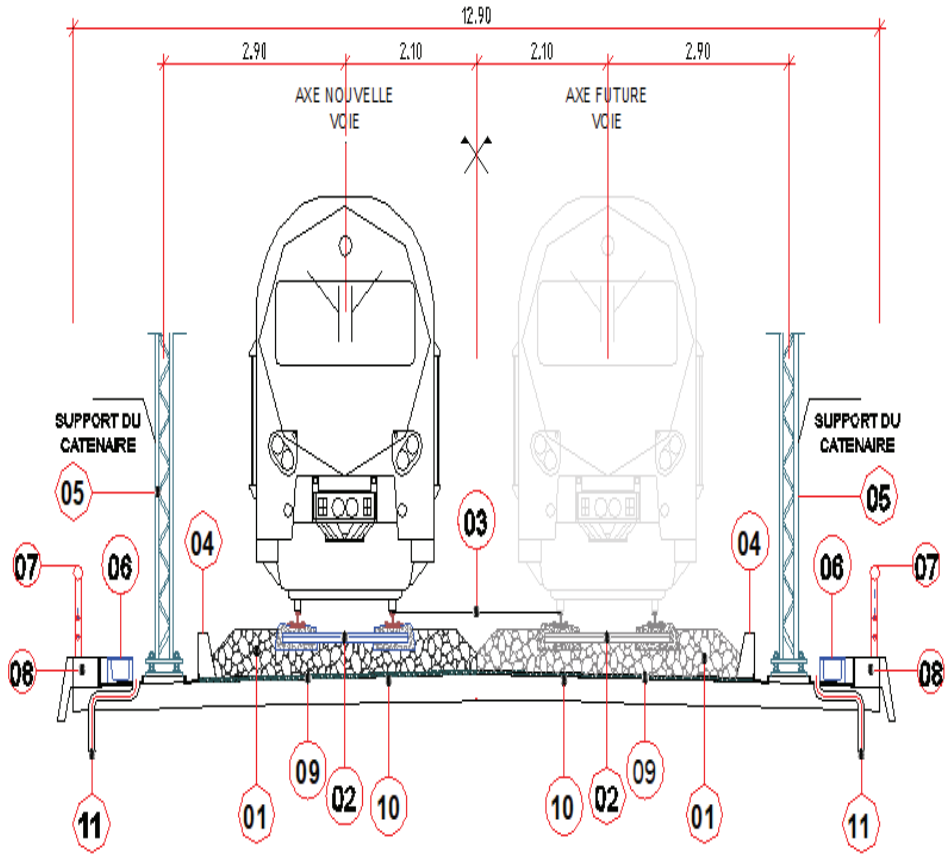



**Figure IV.2-profils en travers.**

## IV.4.4. SURCHARGES D'EXPLOITATION FERROVIAIRES

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

❖ **Modèle de charges 71**

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

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

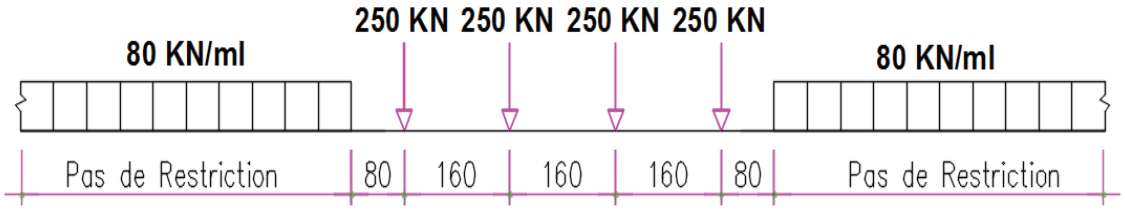



**Figure IV.3-Schémas de charge UIC71.**

❖ **Schémas de charges SW/0 et SW/2**

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

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

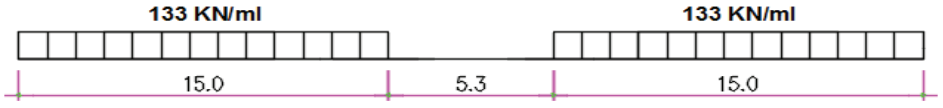



**Figure IV.4-Schémas de charge SW/0.**

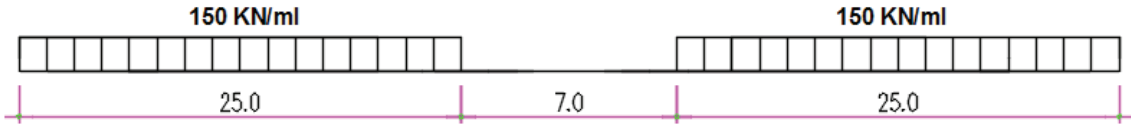



**Figure IV.5-Schémas de charge SW/2.**

**Modèle de charges "Train à vide"**

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

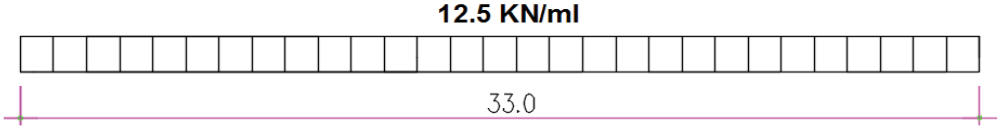



**Figure IV.6-Train à vide.**

## IV.4.5. CHARGEMENTS VERTICAUX

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

- **UIC71 + SW0.**
- **SW2.**
- **Train à vide.**

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

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

## IV.4.6. POSE DE VOIE BALLASTEE

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250 KN qui se répartissent sur une bande longitudinale continue de largeur **a2 = 0,30 + e/2**

La charge sur la bande est uniforme et égale à :

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

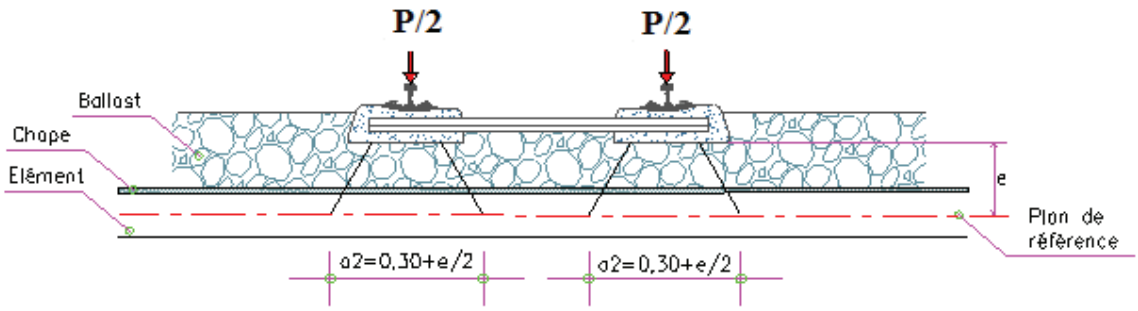



**Figure III.6-Répartition de charge sur une bande longitudinale.**

## IV.4.7. EFFETS DYNAMIQUES

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

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

### IV.4.7.1. Domaine d'application

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

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

→ L = 40 m ; alors : $\mathbf{n_{01} = 5.25\ Hz}$

- En sachant que la vitesse du train ne dépasse pas les 220 km/h, et que notre tablier est constitué de travées non continues, cela nous mène au calcul de la fréquence propre $n_0$ comme suit :
- Pour que (20 m < L < 100 m) on utilise la formule suivante :

$\mathbf{n_0 = 23.58 \times L^{-0.592}}$ ; donc $n_0 = \mathbf{2.65\ Hz}$

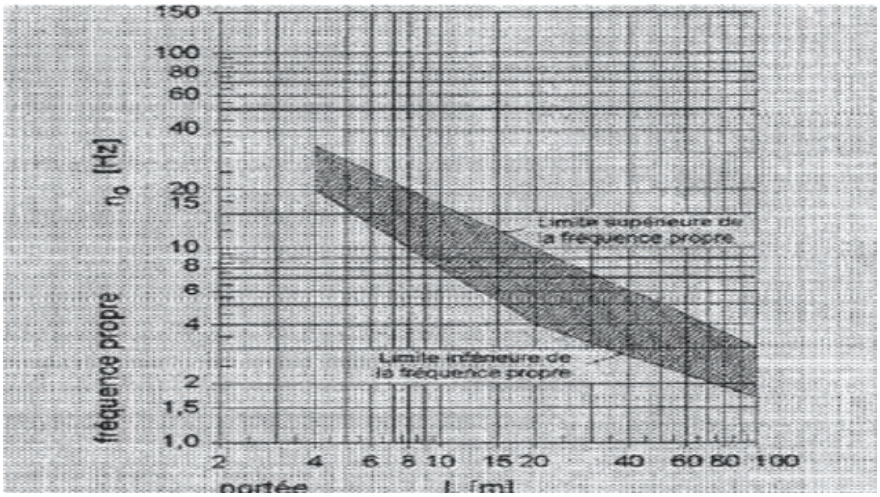



**Figure IV.8-Limite des fréquences propres N0 en [Hz] en fonction de la portée L.**

### IV.4.7.2. COEFFICIENT DYNAMIQUE (Φ2, Φ3)

Le coefficient dynamique φ tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance et qui augmentent les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que $\varphi_2$ et $\varphi_3$ [7]].

En général, le coefficient dynamique est défini $\varphi_2$ et $\varphi_3$ comme en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

1. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée : $\varphi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L\varphi} - 0,2} + 0.82$

Avec : $1.00 \leq \varphi_2 \leq 1.67$

2. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard : $\varphi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L\varphi} - 0,2} + 0.73$

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

Où : **Lφ** est la longueur "caractéristique" (longueur associée à φ en m).

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

$L_m = (1/n) \times (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 + L_6 + L_7 + L_8 + L_9 + L_{10}) = 40$ m $\rightarrow L\varphi = 40$ m.

Donc les valeurs des coefficients dynamiques sont : $\varphi_2$**= 1.055,** $\underline{\varphi_3 = 1.082}$

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

### IV.4.8. Forces horizontales

#### IV.4.8.1. Effort de lacet

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

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

#### IV.4.8.2. Effort dus au freinage et au demarrage

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

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

- **Force de démarrage**

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

- **Force de freinage**

  $Q_{lbk} = 20\ (KN/m)\ X\ L(m) \leq 6000$ kn pour les schémas de charges UIC 71.SW0

  $Qlbk = 35\ (KN/m)\ X\ L(m)$ pour le modèle de charge SW/2.

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

**Tableau IV.7-Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage**

| | Schéma de charge | UIC71 | SW/0 | SW/2 |
|---|---|---|---|---|
| | Lab | 40 | 40 | 40 |
| Force de démarrage | Qlak (KN) | 1000 | 1000 | 1000 |
| Force de freinage | Qlbk (KN) | 800 | 800 | 1400 |

## IV.5. AUTRES ACTIONS VARIABLES

### IV.5.1. Effet de la température

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de **± 35°C** autour de la température d'origine prise égale à 10°C sauf spécification contraire du CPS.

### IV.5.2. Effet du vent

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

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

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

### IV.5.3. Actions accidentelles

#### IV.5.3.1. Actions dues au déraillement d'un train sur le pont

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

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

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

### IV.5.3.2. Charges sismiques

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

## IV.6. GROUPE DES CHARGES

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

**Tableau IV.6-les groupes de charges**

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

1) Les groupes 3, 13 et 14 ne concernent que les pièces courtes de ponts non ballastés (longerons).
2) L'effort de freinage-démarrage et la force centrifuge doivent être pris égaux à 0 si ces cas sont plus défavorables.
3) Si l'on considère le freinage sur une voie, il y a lieu de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa.

   Le sens de l'effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie sera choisi afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.
4) Dans le cas d'un ouvrage supportant trois voies ou plus de, il y a lieu de prendre en compte un effort de freinage et un effort de démarrage.
5) Compte tenu du coefficient dynamique.
6) Le coefficient dynamique est pris égal à 1.

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

**Tableau IV.9-Groupe des charges (2 voies)**

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

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

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

**Tableau IV.10-Combinaisons des charges**

| Combinaison | | G | Gr11 | Gr12 | Gr13 | Gr14 | T |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ELU | COMB 1 | 1,35 | 1.45 | 0 | 0 | 0 | 0.9 |
| | COMB 2 | 1,35 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0.9 |
| | COMB 3 | 1,35 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0.9 |
| | COMB 4 | 1,35 | 0 | 0 | 0 | 1.35 | 0.9 |
| | COMB 5 | 1,35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.9 |
| ELS | COMB 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.6 |
| | COMB 2 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0.6 |
| | COMB 3 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0.6 |
| | COMB 4 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0.6 |
| | COMB 5 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.6 |

## IV.3 Résultats des modélisations:

**Diagramme d'effort tranchant ELU et ELS**:

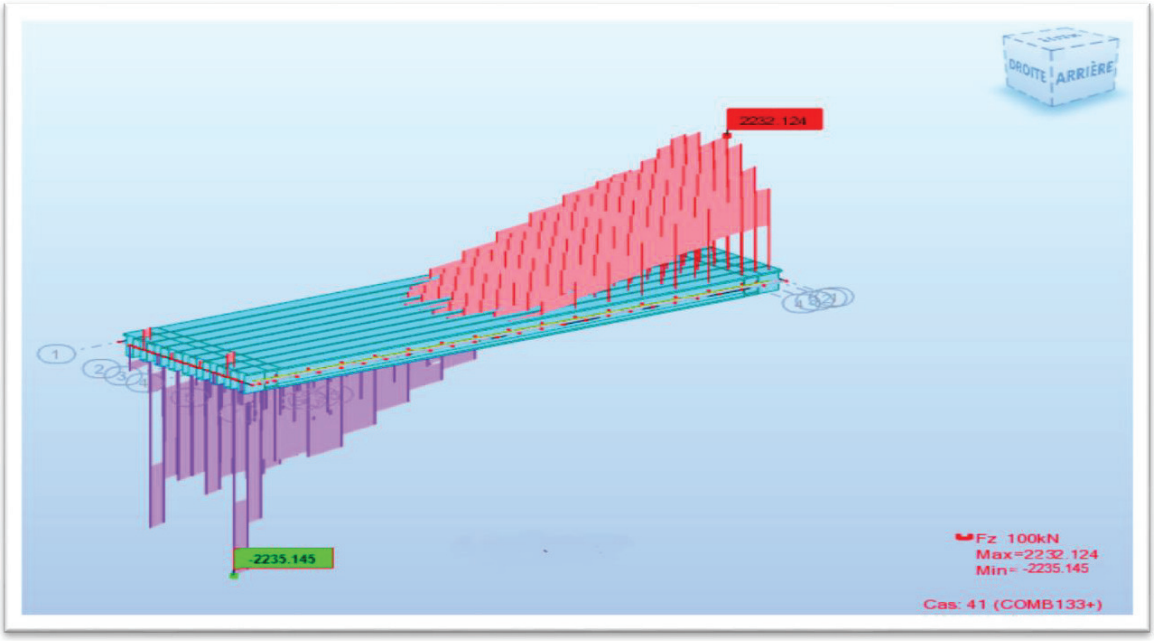


**Figure IV.9-Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELU.**

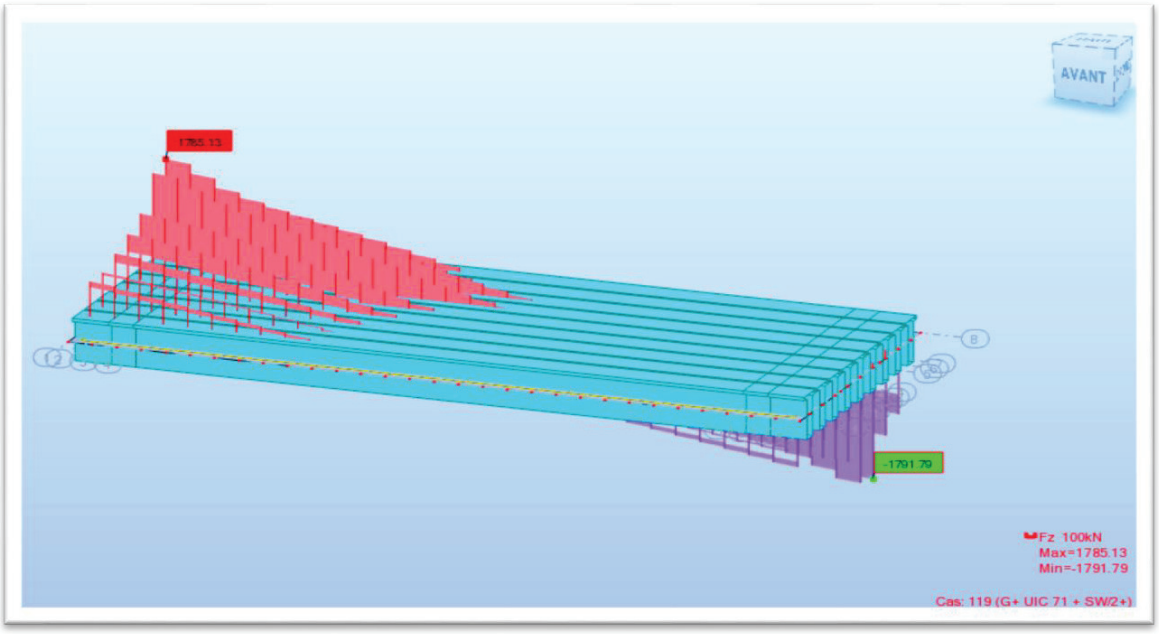



**Figure IV.10-Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELS.**

**Diagramme Des moments ELU et ELS :**

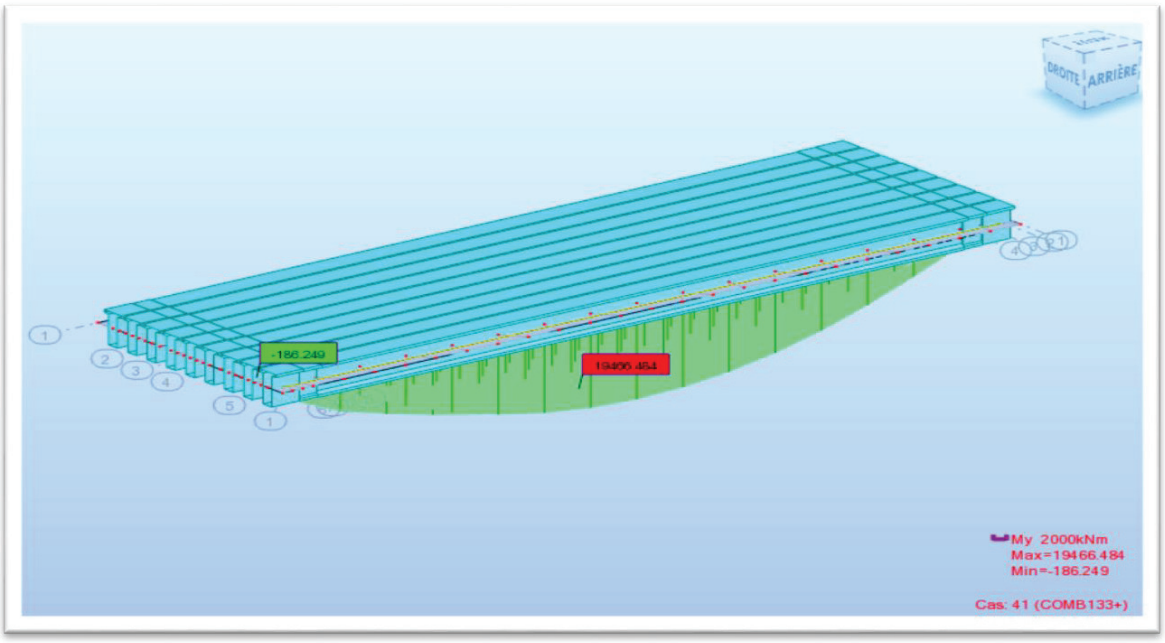



**Figure III.11-Diagramme du moment max en combinaison à ELU.**

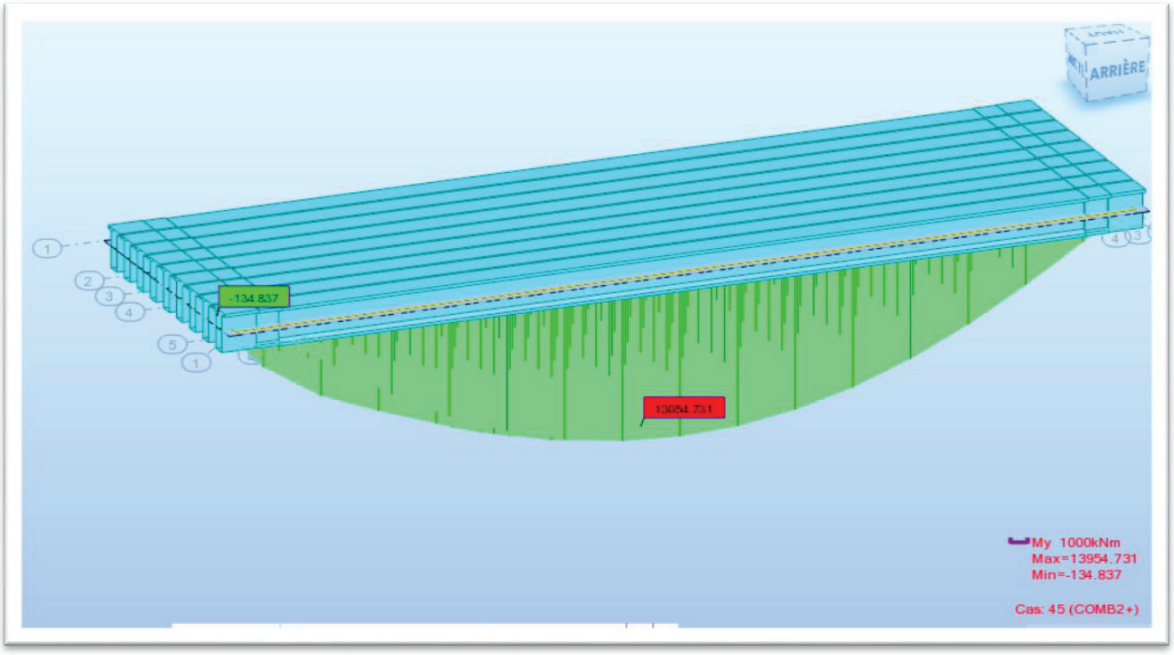



**Figure IV.12-Diagramme du moment max en combinaison à ELS.**

## IV.9. CONCLUSION

En suivant le livret 2.01 de la S.N.C.F et le code U.I.C, on a défini dans ce chapitre les charges et les surcharges appliquées à l'ouvrage [9]tout en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018, ce qui amènera dans le chapitre suivant à déterminer les sollicitations reprises pour chaque poutre.

# CHAPITRE V

# ETUDE DE PRECONTRAINTE

## V.1. INTRODUCTION

Le terme « précontrainte » créé par E. FREYESSINET [6] signifie que le béton précontraint est comprimé avant toute charge extérieure, et possède un effort de compression, qui éliminera la contrainte de traction apparaissant dans l'élément en béton armé. Cela évite les défauts du béton armé, tels que la fissuration, la corrosion des barres d'acier, la mise en tension inutile du béton, etc.

## V.2. DONNEES DE CALCUL :

**Tableau V.1 Données de dimensionnements de la précontrainte**

| **Données de l'ouvrage** | | | | **Caractéristiques des câbles 12 T15** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **H (P)** | 2 | m | | Câble Type | | T15 | |
| **H(P+D)** | 2,35 | m | | Nbr Toron | | 12 | |
| **L** | 40 | m | | Ap 1 Toron | | 140 | mm² |
| **$L_{portée}$** | 39 | m | | Ap 1Toron (m²) | | 0,00014 | m² |
| **Npoutres** | 9 | | | Ap (mm²) = | | 0,00168 | m² |
| **$E_{dalle}$** | 0,35 | m | | fprg = | | 1860 | MPa |
| **enrobage** | 0,05 | m | | Fp0= | | 196,2 | kN |
| **λ =** | 0.03 | m | | fpeg = | | 1674 | MPa |
| **$L_{TC}$=** | 1,2 | m | | D gaine = | | 0,08 | m |
| **$b_{About}$ =** | 0,6 | m | | f = | | 0,18 | (rd-1) |
| | | | | ϕ = | | 0,002 | (m-1) |
| **Caractéristiques du béton** | | | | g = | | 6 | mm |
| | | | | $\mu_0$ = | | 0,43 | |
| **$F_{c28}$ =** | 45 | MPa | | ρ1000h = | | 2,5 | |
| **$F_{t28}$ =** | 3.3 | MPa | | Ep = | | 190 000 | MPa |
| **$\sigma_{bc}$ =** | 24 | MPa | | fe | | 500 | MPa |
| **$\sigma_{bt}$ =** | -4,95 | MPa | | sigma S | | 434,78 | MPa |
| **Caractéristiques des sections** | | | | | | Résultats Logiciel | |
| | Section about | | Section médiane | | | $M_{gp}$ (MN.m) | 3,70 |
| | Poutre | P + dalle | Poutre | P + dalle | | $M_M$ (MN.m) | 13,950 |
| **B (m2)** | 1,30 | 1,64 | 0,77 | 1,11 | | $M_m$ (MN.m) | 5,84 |
| **υ' (m)** | 1,09 | 1,29 | 1,12 | 1,42 | | $V_M$ (MN) | 1,78 |
| **υ (m)** | 0,93 | 1,06 | 0,87 | 0,92 | | $V_m$ (MN) | 0,624 |
| **$I_G$ (m4)** | 0,48 | 0,78 | 0,37 | 0,60 | | | |
| **ρ** | 0,37 | 0,35 | 0,49 | 0,42 | | | |

Le but de la précontrainte est de soumettre le béton à une contrainte de compression permanente pour compenser la force de traction qui sera appliquée à la structure, de sorte que cette technologie peut produire des structures plus grandes qui supportent des contraintes importantes (ponts) ou des éléments structurels minces. Portée (poutre, dalle). Dans ce chapitre, nous discuterons des différentes étapes de la recherche en précontrainte de pont post-contrainte.

# V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

## V..3.1. Valeur minimale de la précontrainte en service

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

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

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

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

**B** : Son aire ;

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

**I** : Son moment d'inertie par rapport à G.

**ρ** : Son rendement géométrique .

$M_g$ *:* Moment de poids propre.

$M'_g$ : Moment dû aux charges permanentes additionnelles.

$M_q$ : Moment généré par les actions variables de toutes natures.

$M_q$ moments généré par les actions variables de toutes natures.

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

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

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

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

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

**Tableau V.2 Calcul De Pmin**

| Détermination de $P_{MIN}$ | | | |
|---|---|---|---|
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ | - 3,30 MPA | PI | 8,31 MN |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ | - 4,95 MPA | PII | 8,85 MN |
| **d'** | 0,24 m | $P_{MIN}$ | 8,85 MN |

### V.3.2. Détermination du nombre de câble :

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

$\mathbf{P_0}$ : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15S peut créer, $\mathbf{P_0}$ est estimé à **25 %** de pertes.

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

**Tableau V.3-Détermination du nombre de câble**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **ΔP0 =** | **25** | **%** | **Donc on opte pour 5 câbles de 12T15** |
| **P0 =** | **2,50** | **MN** | |
| **n ≥** | **2,719** | **Câble** | |

### V.3.3. Pre-verification des contraintes :

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

- $\mathbf{f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}}$ Si j < 28 j. Selon BAEL99
- $\mathbf{\overline{\sigma_{bcj}} = 0,6 \times f_{cj}}$ , en construction ;
- $\mathbf{\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 \times f_{tj}}$ , Hors section d'enrobage - en construction ;
- $\mathbf{\overline{\sigma_{bt2}} = 0,7 \times f_{tj}}$ , Section d'enrobage - en construction.

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

| **Première phase : Après 7 jours** | | | **Deuxième phase : Après 28 jours** | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %<br>2. Les pertes considérées sont de 5 %** | | | **1. La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours<br>2. Les pertes considérées sont de 10 %** | | |
| $f_{c7}$ = | **29,80** | **MPa** | $f_{c7}$ = | **45** | **MPa** |
| $f_{t7}$ = | **2,39** | **MPa** | $f_{t7}$ = | **3,3** | **MPa** |
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ = | **-1,67** | **MPa** | $\overline{\sigma_{bt2}}$ = | **-2,31** | **MPa** |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ = | **-3,58** | **MPa** | $\overline{\sigma_{bt1}}$ = | **-4,95** | **MPa** |
| $\overline{\sigma_{bcj}}$ = | **17,88** | **MPa** | $\overline{\sigma_{bcj}}$ = | **27** | **MPa** |
| **ΔP =** | **5** | **%** | **ΔP =** | **10** | **%** |

| 3ème phase : Apres coulage de la dalle | | | Quatrième phase : En service | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1. Efforts dus à la deuxième phase<br>2. Poids propre de l'hourdis couler sur place | | | 1. Mise en tension est à 100 %<br>2. Les pertes considérées sont de 25 % | | |
| $f_{c7}$ = | 45 | MPa | $f_{c7}$ = | 45 | MPa |
| $f_{t7}$ = | 3,3 | MPa | $f_{t7}$ = | 3,3 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ = | -2,31 | MPa | $\overline{\sigma_{bt2}}$ = | -3,3 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ = | -4,95 | MPa | $\overline{\sigma_{bt1}}$ = | -4,95 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bcj}}$ = | 27 | MPa | $\overline{\sigma_{bcj}}$ = | 27 | MPa |
| ΔP = | 15 | % | ΔP = | 25 | % |
| n cable | 5 | | n cable | 5 | |

D'après les résultats de tableau ci-dessus, ont obtenu 3 câble dans la section d'about et 2 câble a l'extrados.

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

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

| Phase | $e_0$ (m) | M (MN.m) | P (MN) | $\sigma_{sup}$ (MPa) | $\sigma_{inf}$ (MPa) | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase 1 | 0,89 | 3,70 | 3,56 | 5,82 | 3,01 | C.V |
| Phase 2 | 0,89 | 3,70 | 6,75 | 3,25 | 15,73 | C.V |
| Phase 3 | 1,18 | 5,5 | 10,62 | -1,34 | 26,46 | C.V |
| Phase 4 | 1,19 | 13,95 | 9,37 | 8,52 | 1 ,75 | C.V |
| Formules de calcul | • $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$ ; $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$ | | | | | |

**Interprétation :**

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

# V.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

## V.4.1. Principe :

Le trace des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. Le trace vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage la figure ci-après montre la trace des câbles et la disposition de l'ancrage

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré

## V.4.2. Détermination du trace

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

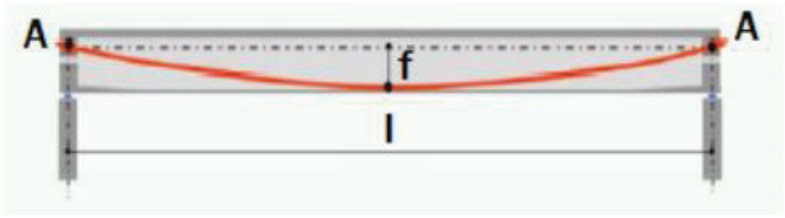



**Figure V.1-Géométrie des câbles.**

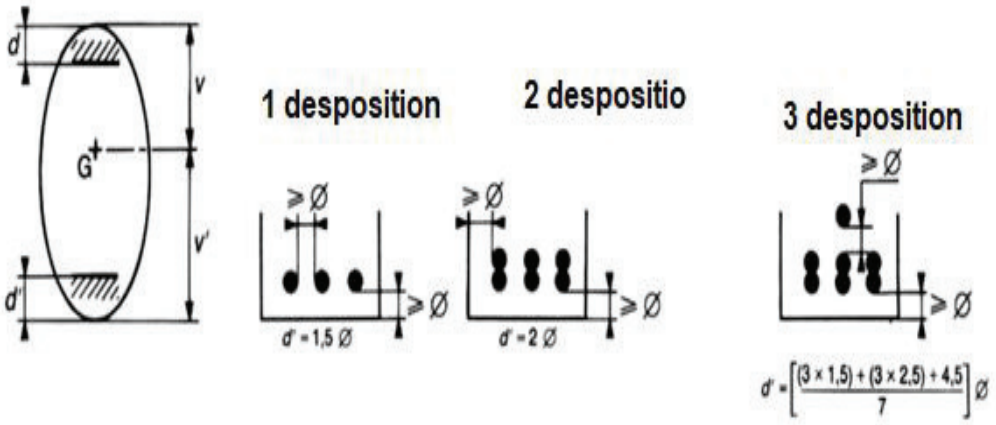
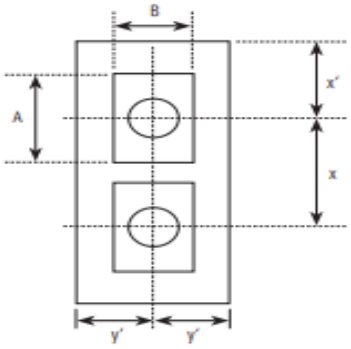
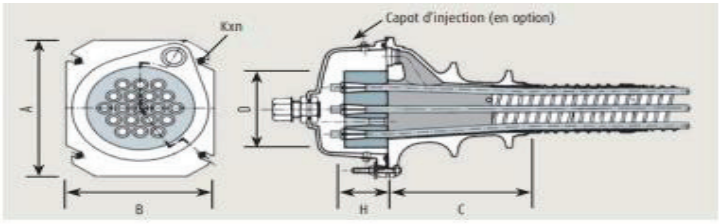



**Figure V.2-Dispositions constructives des câbles de précontrainte.**

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au x = l/2, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.
- Pour x=0, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.
- On opte pour des plaques d'ancrages **AxB = 250X210mm² ; X = 32 cm**




| Unités | A (mm) | B (mm) | C (mm) | D (mm) | H (mm) | Kxn (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 | 165 | 150 | 65 | M12x4 |
| 13C15 | 250 | 210 | 246 | 160 | 70 | M12x4 |
| 19C15 | 300 | 250 | 256 | 185 | 80 | M12x4 |

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

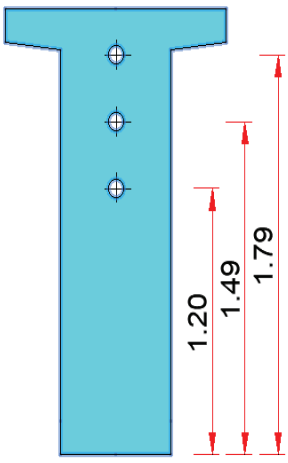
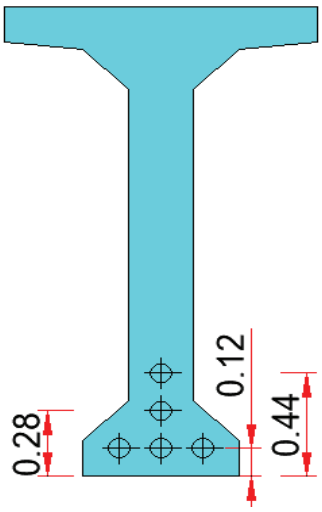
Distances a et b

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

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

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

**V.4-Tracé des câbles :**

| | X = 0 | | X = L/2 | |
|---|---|---|---|---|
| | Yi (m) | Schéma | Yi (m) | Schéma |
| C1 | 0,88 |  | 0,12 |  |
| C2 | 1,18 | | 0,12 | |
| C3 | 1,48 | | 0,12 | |
| C4 | 0 | | 0.36 | |
| C5 | 0 | | 0.44 | |
| $N^{bre}$ lit = | 1 | | 2 | |

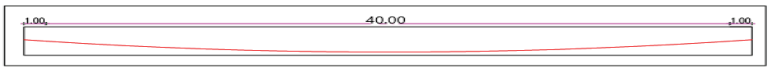



Figure V.4-Tracé d'un câble en fonction de l

**Figure V.4-tracé d'un câble en fonction de l(m)**

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

- L'angle de relevage α à x = 0 est donné par la formule suivante :

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

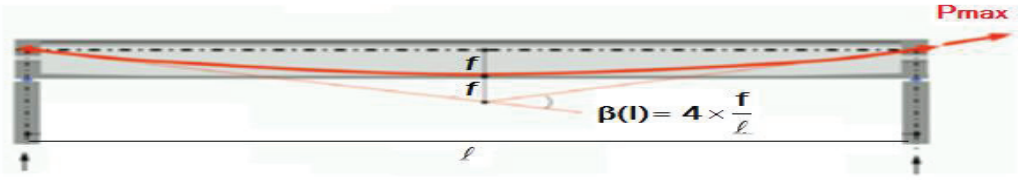



**Figure V.5-L'angle de déviation des câbles**

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

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

**Avec :**

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

$\overline{\tau}$ : Contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\overline{\tau} = \left[0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}}$.

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

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

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

**n** : Nombre de gaines par lit .

$b_0$ : Largeur brute.

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

Φ = 8 cm : Diamètre de la gaine.

**Les résultats sont présentés dans les tableau suivantes :**

| | |
|---|---|
| **bn =** | **0,52** |
| **Bn =** | **1,61** |
| **P =** | **9,37** |
| $\sigma_x$ = | **5,82** |
| $\bar{\tau}$ = | **3,47** |
| $\bar{V}$ = | **3,39** |

| | | |
|---|---|---|
| **L câble =** | **40** | **m** |
| **L rel =** | **1** | **m** |
| **l pb =** | **38** | **m** |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **αC1=5.95** | **αC2=7.61** | **αC3=9.26** | **αC4=13.93** | **αC5=16.87** |

$$-9.90 < \alpha < 25.36$$

**Tableau V.6-résultats des positions des câbles.**

| Nbr câble | L(m) | Y | | | | | | f(m) | R(m) | β(l) rad |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | X=0 | X=1 | X=6 | X=8 | X=10 | X=20 | | | |
| C1 | 38 | 1,19 | 1,06 | 0,81 | 0,51 | 0,39 | 0,12 | 0,94 | 192,02 | 0,099 |
| C2 | 38 | 1,49 | 1,32 | 0,99 | 0,61 | 0,46 | 0,12 | 1,20 | 150,42 | 0,126 |
| C3 | 38 | 1,79 | 1,58 | 1,19 | 0,72 | 0,54 | 0,12 | 1,46 | 123,63 | 0,154 |
| C4 | 38 | 0 | 0,00 | 0,00 | 1,41 | 1,06 | 0,28 | 1,77 | 64,38 | 0,186 |
| C5 | 38 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,72 | 0,44 | 1,88 | 39,64 | 0,198 |

## V.5 Les pertes de précontrainte

D'une manière générale, on entend par "perte de précontrainte" toute la différence entre l'effort appliqué par le vérin lorsqu'il est sous tension et l'effort (inférieur) appliqué en un point donné de la barre d'acier à une date donnée. Par conséquent, le calcul de la valeur initiale et de la valeur finale de la précontrainte nécessite une évolution précise de la perte de précontrainte. Pour cette évaluation, la perte doit être divisée en deux catégories

- ✓ **Les pertes déferrées**
- ✓ **Les pertes instantanées**

### V.5.1 Les pertes instantanée :

- Pertes due au frottement.
- Pertes dues au recule d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

#### V.5.1.1. *Pertes par frottement*

Ce type de perte est causé par le frottement du câble sur la gaine lors du processus de serrage. En effet, si le câble n'est pas droit, le mouvement du câble à l'intérieur de la gaine sera entravé par sa flexion. Et dans la partie linéaire, le parcours réel du câble montre la déviation parasite dans la gaine. Ceci est résumé par la formule:

Lorsque le câble est mis en tension à l´origine, son déplacement à l´intérieur de la gaine va être gêné par les effets de frottements. Ces derniers peuvent être dus à la courbure de la gaine ou suite aux ondulations parasites, sachant qu´elle ne peut vraiment être rectiligne lors du montage ou du coulage du béton.

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

Avec :

$\sigma_{p0}$ : la tension à l'origine.
**e** : la base des logarithmes népériens.
**f (rd$^{-1}$) = 0.20**: coefficient de frottement en courbe.
**β** : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).
**φ(m$^{-1}$) = 0.003** : coefficient de frottement en ligne.
**x** : la distance de la section considérée (m).

Si les déviations **α** en élévation et **β** en plan se succèdent, la déviation totale est : **θ = α + β**

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$\text{tg}\,\theta = \sqrt{\text{tg}^2\beta + \text{tg}^2\alpha}$$

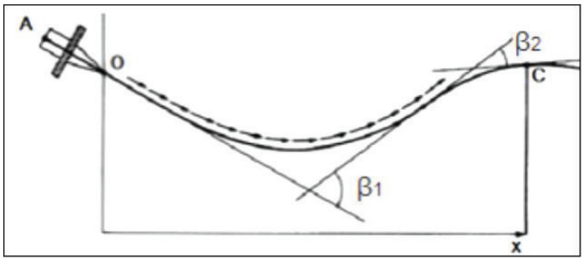



**Figure V.6 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.**

**Tableau V.7-Valeurs des pertes dues aux frottements**

| N° câble | x=l/2 (m) | β (rad) | fβ+ φx | Δσφ (MPa) | Δσφ Moy (MPa) | Δσφ Moy (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 20 | 0,099 | 0,058 | 79,54 | 72,86 | 4,90% |
| C2 | 20 | 0,126 | 0,063 | 86,11 | | |
| C3 | 20 | 0,154 | 0,068 | 92,64 | | |
| C4 | 20 | 0,186 | 0,074 | 100,39 | | |
| C5 | 20 | 0,198 | 0,076 | 103,13 | | |

### V.5.1.2. *Pertes de tension par recul de l'ancrage*

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

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k\,(d - x) \text{ , avec } \quad k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \text{ et } \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

**Avec :**

**k** : fonction croissante.

**d** : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$\sigma_{p0}$ : contrainte initiale.

**g = 2 mm** : l'intensité du recul d'ancrage.

$E_p$ **= 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

Les résultats sont représentés dans le tableau

**Tableau V.8-Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage**

| N° câble | l (m) | k ($m^{-1}$) | d (m) |
|---|---|---|---|
| C1 | 20 | 0,0029 | 16,69 |
| C2 | 20 | 0,0031 | 16,02 |
| C3 | 20 | 0,0034 | 15,43 |
| C4 | 20 | 0,0037 | 14,80 |
| C5 | 20 | 0,0038 | 14,59 |

| | φ= 0,002 | (m-1) | f = 0,18 | σp0 = 14 | MPa |
|---|---|---|---|---|---|
| Δσp(0) MPA | 136.6 | 142.3 | 147.8 | 154.1 | 156.3 |
| $\Delta\sigma p(0)_{moyen}$ =147.41 $\Delta\sigma p(0)_{moyen}(\%)$=0.104 | | | | | |

### V.5.1.3. *Pertes par déformation instantané du béton* :

Lorsqu'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

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

**Avec :**

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

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

$A_p$ **:** Section du câble de précontrainte s.

$E_P$ : Module d'élasticité de l'acier.

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

**e** : Excentricité moyenne des câbles.

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9-Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton**

| Mg = | 3,70 | MN |
|---|---|---|
| Eij = | 39125,83 | MPa |
| e = | 0,90 | m |
| B = | 0,78 | m² |
| IG = | 0,37 | m⁴ |
| N câble = | 5 | |

| $\sigma_e$ | 65,18 | MPA |
|---|---|---|
| $\sigma_e$ | 4,60 | % |

### V.5.2. Pertes déférée :

Qui se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l´évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu´ils sont soumis à des actions permanentes.

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes

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

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

#### V.5.2.1. *Pertes par retrait* :

C´est un phénomène physique du essentiellement à l´évaporation de l´eau en excès. On peut considérer par simplification que le retrait final ξr ne dépend que des conditions climatique. Le retrait se développe dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire. Donc les câbles ancrés sur le béton, ne subissent que la part de raccourcissement dû au retrait effectué après leur mise en tension. Connaissant le raccourcissement total ξr et sa loi d´évolution r(t) et connaissant l´âge t0 du béton à la mise en tension on peut déterminer le raccourcissement dû à cette part de retrait qui est : $\xi_r\left[1-r(t_0)\right]$

$\xi_r$ : Retrait final, $\xi_r = 2*10^{-4}$.

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

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

**Application Numérique :**

$E_p$ = 190 000 MPa

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

| | | |
|---|---|---|
| $\Delta\sigma_r$ | 38,00 | MPa |
| $\Delta\sigma_g$ | 2,55% | % |

### V.5.2.2. *Pertes par fluage* :

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

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

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

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b\,(x) \times \dfrac{E_p}{E_{ij}}$

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

$E_{ij}$ : module d'élasticité instantanée du béton.

**Tableau V.10-Valeur des Pertes par fluage**

| | |
|---|---|
| $M_p$ = | 5,15 |
| Inette | 0,4746 |
| B | 1,1332 |
| v' | 1,322 |
| $e_0$ = | 1,09 |
| P= | 6,56 |

| | | |
|---|---|---|
| $\Delta\sigma_{fl}$ = | 126.06 | MPa |
| $\Delta\sigma_{fl}$ = | 8.9 | % |

### VI.5.2.3. *Perte par relaxation*

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

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

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11-Pertes par relaxation**

| | | |
|---|---|---|
| $\Delta\sigma_{fl}$ | 46.55 | MPA |
| $\Delta\sigma_{fl}$ | 3.29 | % |

### V.5.3. Pertes totales :

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

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

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

**Tableau V.12-Pertes totales**

| | MPa | % |
|---|---|---|
| $\Delta\sigma_{Inst}$ | 157,54 | 11,13 |
| $\Delta\sigma_{Diff}$ | 202,85 | 14,33 |
| $\Delta\sigma\infty$ | 360,38 | 25,45 |

## V.6. 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 [8].

### V.6.1 Les sections de vérification :

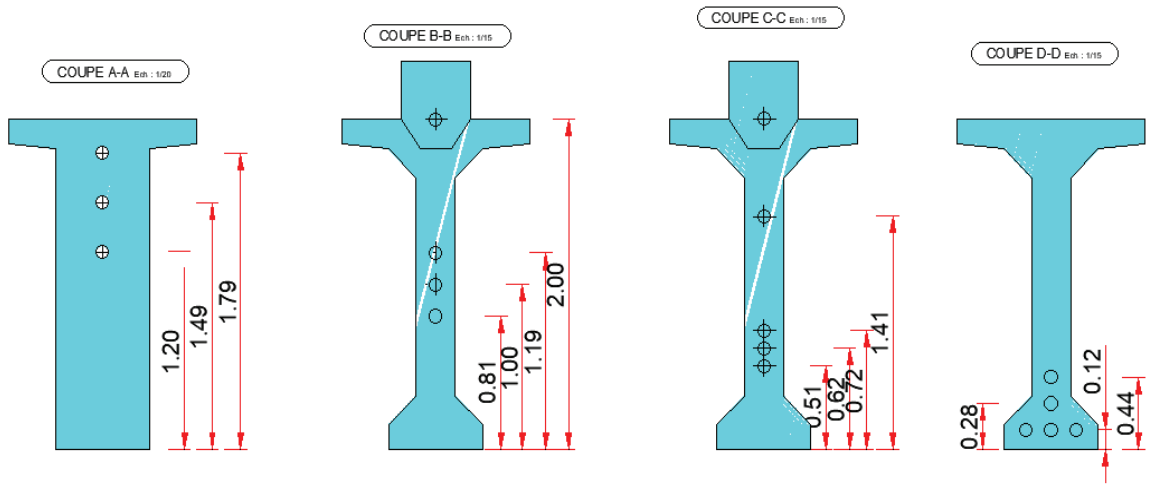



**Figure V.7-Les sections de vérification.**

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

### V.6. 2 Limitation des Contraintes:

**Tableau V.13-limitation des contraintes**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **j ≥ 28 jours** | | | | | | |
| $\overline{\sigma_{bc}}$ = | 27 | MPa | Exé / Q.R / Q.F | $\overline{\sigma_{t1}}$ = | -4,95 | MPa | |
| $\overline{\sigma_{t2}}$ = | -2,31 | MPa | Exécution | $\overline{\sigma_{t2}}$ = | -3,3 | MPa | Q.Rares |
| **j = 7 jours** | | | | | | | |
| $\overline{\sigma_{bc}}$ = | 17,88 | MPa | Exé / Q.R / Q.F | $\overline{\sigma_{t1}}$ = | -3,58 | MPa | |
| $\overline{\sigma_{t2}}$ = | -1,67 | MPa | Exécution | $\overline{\sigma_{t2}}$ = | -2,39 | MPa | Q.Rares |

### V.6.3. Caractéristiques nettes des sections

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

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

**Tableau V.14-Caractéristiques nettes des sections**

| | x=0 | | x=4m | | x=8m | | x=15m | | x=20m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle |
| H (m) | 2,00 | 2,35 | 2,00 | 2,35 | 2,00 | 2,35 | 2,00 | 2,35 | 2,00 | 2,35 |
| $B_{nette}$ ($m^2$) | 1,28 | 1,69 | 0,648 | 1,023 | 0,751 | 1,023 | 0,75 | 1,09 | 0,78 | 1,16 |
| $v_n$ (m) | 0,935 | 1,025 | 0,870 | 0,868 | 0,856 | 0,856 | 0,863 | 0,858 | 0,873 | 0,845 |
| $v'_n$ (m) | 1,065 | 1,325 | 1,130 | 1,483 | 1,144 | 1,494 | 1,137 | 1,492 | 1,127 | 1,506 |
| $I_{nG}$ ($m^4$) | 0,474 | 0,839 | 0,371 | 0,648 | 0,362 | 0,632 | 0,364 | 0,637 | 0,372 | 0,612 |
| ρ (%) | 37,04 | 36,58 | 58,30 | 49,25 | 49,24 | 48,33 | 49,36 | 45,70 | 48,75 | 41,67 |

## V.6.4 Justifications de la poutre à L'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux **ELS**, par deux valeurs caractéristiques $P_1$ et $P_2$ avec :

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

$P_2 = 0{,}98\ P_0 - 1{,}2\ \Delta P$ ; $P_0 = 2{,}50$ MN

**Tableau V.15-Caractéristiques de chaque phase de vérification**

| | N cables | % Mt | ΔP | P1 | P2 | dx=0 | d x=L/4 | d x=3L/8 | d x=L/2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase 1 | 3 | 50 | 5,56 | 3,61 | 3,42 | 1,11 | 0,95 | 0,37 | 0,22 |
| Phase 2 | 3 | 100 | 11,13 | 6,98 | 6,35 | 1,11 | 0,95 | 0,37 | 0,22 |
| Phase 3 | 5 | 100 | 18,29 | 10,92 | 9,51 | 1,11 | 0,95 | 0,37 | 0,22 |
| Phase 4 | 5 | 100 | 25,45 | 10,20 | 8,43 | 1,11 | 0,95 | 0,37 | 0,22 |

### V.6.4.1. Justification des contraintes normales

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

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

**Avec :**

**P** : Effort de précontrainte.

$\mathbf{B_n}$ : Surface nette de la section considérée.

$\mathbf{I_n}$ : Inertie nette de la section considérée.

$\mathbf{e_0}$ : Excentricité du câble de précontraint moyen.

**M** : Moment extérieur.

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.16-vererfication des contraintes normales dans les phases 1 et 2.**

| | | Phase 1 | | | | Phase 2 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x=0 | x=4 | x=8 | x=L/2 | x=0 | x=4 | x=8 | x=L/2 |
| e (m) | | -0,05 | 0,18 | 0,77 | 0,92 | -0,05 | 0,18 | 0,77 | 0,92 |
| MEls | | 0,00 | 2,73 | 3,46 | 3,70 | 0 | 2,73 | 3,46 | 3,70 |
| P1 (MN) | | 3,66 | 3,66 | 3,66 | 3,66 | 6,98 | 6,98 | 6,98 | 6,98 |
| P2 (MN) | | 3,42 | 3,42 | 3,42 | 3,42 | 6,35 | 6,35 | 6,35 | 6,35 |
| σp (MPa) | σsup | 0,00 | 6,39 | 8,17 | 8,78 | 0,00 | 6,39 | 8,17 | 8,78 |
| | σinf | 0,00 | -8,30 | -7,91 | -11,56 | 0,00 | -8,30 | -10,92 | -11,56 |
| σP1 (MPa) | σsup | 3,17 | 4,06 | -1,82 | -3,12 | 6,06 | 7,75 | -3,48 | -5,96 |
| | σinf | 2,48 | 7,70 | 13,82 | 15,40 | 4,73 | 14,70 | 26,38 | 29,40 |
| σP2 (MPa) | σsup | 2,97 | 3,80 | -1,71 | -2,92 | 5,51 | 7,05 | -3,16 | -5,42 |
| | σinf | 2,32 | 7,21 | 12,94 | 14,42 | 4,30 | 13,36 | 23,98 | 26,73 |
| σMax (MPa) | σsup | 3,17 | 10,46 | 6,35 | 5,66 | 6,06 | 14,15 | 4,69 | 2,82 |
| | σinf | 2,48 | -0,60 | 5,91 | 3,84 | 4,73 | 6,40 | 15,46 | 17,84 |
| σMin (MPa) | σsup | 2,97 | 10,20 | 6,47 | 5,86 | 5,51 | 13,44 | 5,01 | 3,36 |
| | σinf | 2,32 | -1,09 | 5,03 | 2,86 | 4,30 | 5,06 | 13,06 | 15,17 |

**Tableau V.17- vérification des contraintes normales dans les phases 3 et 4.**

| | | Phase 3 | | | | Phase 4 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x=0 | x=4 | x=8 | x=L/2 | x=0 | x=4 | x=8 | x=L/2 |
| e (m) | | 0,22 | 0,54 | 1,12 | 1,28 | 0,22 | 0,54 | 1,12 | 1,28 |
| MEls | | 0,00 | 6,03 | 7,60 | 8,18 | 0 | 6,03 | 7,60 | 8,18 |
| P1 (MN) | | 10,92 | 10,92 | 10,92 | 10,92 | 10,20 | 10,20 | 10,20 | 10,20 |
| P2 (MN) | | 9,51 | 9,51 | 9,51 | 9,51 | 8,43 | 8,43 | 8,43 | 8,43 |
| σp (MPa) | σsup | 0,00 | 8,07 | 10,29 | 11,03 | 0,00 | 8,07 | 10,29 | 11,03 |
| | σinf | 0,00 | -13,78 | -17,96 | -19,17 | 0,00 | -13,78 | -17,96 | -19,17 |
| σP1 (MPa) | σsup | 3,60 | 2,82 | -5,94 | -8,74 | 3,36 | 2,63 | -5,55 | -8,17 |
| | σinf | 10,18 | 24,10 | 39,70 | 42,68 | 9,51 | 22,52 | 37,10 | 39,88 |
| σP2 (MPa) | σsup | 3,13 | 2,50 | -0,24 | -7,61 | 4,11 | 4,64 | -0,44 | -6,75 |
| | σinf | 8,86 | 20,98 | 34,56 | 37,15 | 7,86 | 18,61 | 30,65 | 32,95 |
| σMax (MPa) | σsup | 3,60 | 10,88 | 4,34 | 2,28 | 3,36 | 10,70 | 4,73 | 2,86 |
| | σinf | 10,18 | 10,32 | 21,74 | 23,51 | 9,51 | 8,74 | 19,13 | 20,71 |
| σMin (MPa)47 | σsup | 3,13 | 10,57 | 10,05 | 3,41 | 4,11 | 12,70 | 9,84 | 4,27 |
| | σinf | 8,86 | 7,20 | 16,59 | 17,99 | 7,86 | 4,83 | 12,69 | 13,79 |



HOCINE Abdelhak Redha
DERRADJI Wail

### V.6.4.2. Justification des contraintes tangentielles :

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 étape de la vérification des contraintes tangentielles sera calculée, c'est-à-dire il faut vérifier l'effort tranchant maximal Les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4.f_{tj}\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_1}^2$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6.f_{cj}-\sigma_x\right]\times\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_2}^2$$

Si $\sigma x < 0{,}4.f\,cj$ on a $\overline{\tau 1} < \overline{\tau 2}$, donc on vérifier juste que $\tau < \overline{\tau 1}$

$\tau$ : Contrainte tangentielle.

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

➢ **Détermination de la contrainte normale « $\sigma_x$ » :** $\sigma_x = \dfrac{P}{B_n}$, **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 V.18- Effort de précontrainte.**

| | | |
|---|---|---|
| **α1 =** | **5,95** | **(°)** |
| **α2 =** | 7,61 | (°) |
| **α3 =** | 9,26 | (°) |
| **α4 =** | 13,93 | (°) |
| **α5 =** | 16,87 | (°) |

| | | **Pcos α** | **Psin α** |
|---|---|---|---|
| **P1** | 1,86 | 1,85 | 0,19 |
| **P2** | 1,86 | 1,85 | 0,25 |
| **P3** | 1,86 | 1,84 | 0,30 |
| **P4** | 1,86 | 1,81 | 0,45 |
| **P5** | 1.78 | 1.78 | 0.54 |
| | **Somme** | **9,13** | **1,73** |

**Détermination de la contrainte tangentielle « $\tau$ » :**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

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

$V_{red}$ : 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 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).

**Bn** : Largeur nette de la section

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

**Tableau V.19-Contrainte tangentielle « τ »**

| | | |
|---|---|---|
| **$B_n$** | **1.69** | **m²** |
| $\sigma_x$ | 5.41 | MPA |
| $\tau_1$ | 3.39 | MPA |

| | | |
|---|---|---|
| **Vser =** | **1,78** | **MPa** |
| **Vred =** | 0,05 | MPa |
| **Sn =** | 0,66 | m³ |
| **In =** | 0,84 | m⁴ |
| **bn =** | 0,52 | m |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **τ =** | **0,08** | **MPa** | **CV** |

➢ On constate que τ =0,08 MPa ≤ $\tau_1$=3.39 MPa Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

### V.6.4.3. Armatures des zones tendues :

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

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

Avec :

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

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

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

**Tableau V.20 la section d'armateur des zones tendu**

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **$B_t$ =** | **0,170** | **m²** | | | | |
| **$\sigma_{Bt}$ =** | 1,660 | MPa | | **AS=** | **3,73** | **cm2** |
| **$N_{Bt}$ =** | 0,0510 | MN | surface*bt=effot | | | |

**Alors on prend la pour A=3 cm et on prend 3HA12**

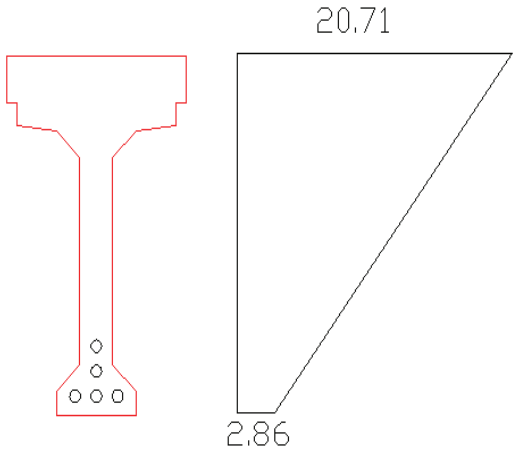



**Figure V.8 diagramme des contraintes à mi travée.**

### V.6.5. Justifications de la poutre a L'ELU

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

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

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

**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 V.21 Détermination l'angle βu**

| | | |
|---|---|---|
| **$V_{ult}$ =** | **2,23** | **MPa** |
| **$V_{red}$ =** | 0,50 | MPa |
| **$S_n$ =** | **0,66** | $m^3$ |
| **$I_n$ =** | 0,84 | $m^4$ |
| **$b_n$ =** | 0,52 | m |

| | | |
|---|---|---|
| **Bn** | **1.69** | **M2** |
| **$\sigma_x$** | 5.41 | MPA |
| **τu** | **0.76** | MPA |
| **Bu** | **7.87** | |

**On prend : $\beta_u$ = 30**

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

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

**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.

**Tableau V.22 vérification de τu**

| | | |
|---|---|---|
| **τu =** | **0,76** | **MPa** |
| $f_{c28}$ = | 45,00 | MPa |
| **0,76<7,50 C.V** | | |

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \text{-2.33}$$

## V.8 : CONCLUSION :

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

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

# CHAPITRE VI

# ETUDE DE TABLIER

## VI.1. INTRODUCTION

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

## VI.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

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

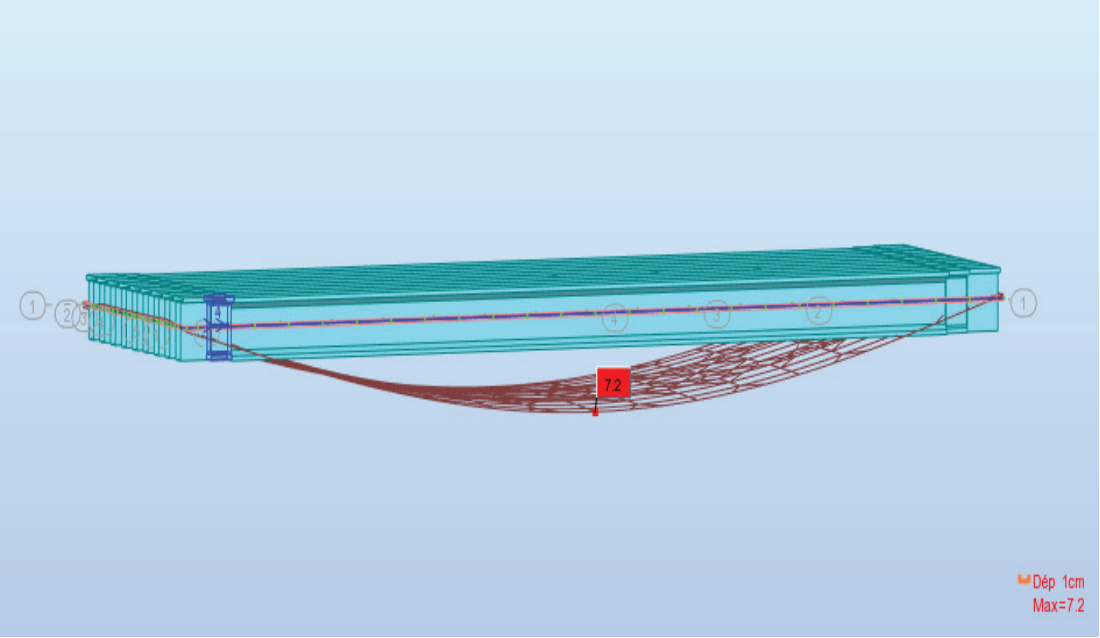



**Figure VI.1. Flèche max de la poutre due au poids propre.**

.

$$f_G = 7{,}2 \text{ cm}$$

- **Contre flèche de précontrainte**

**Données de calcul :**

$P_{Câble\ moy}$ = 6,98 MN (mise en tension a 100 %)
$e_0$ = -0.05cm
$e_1$ = 0.92cm

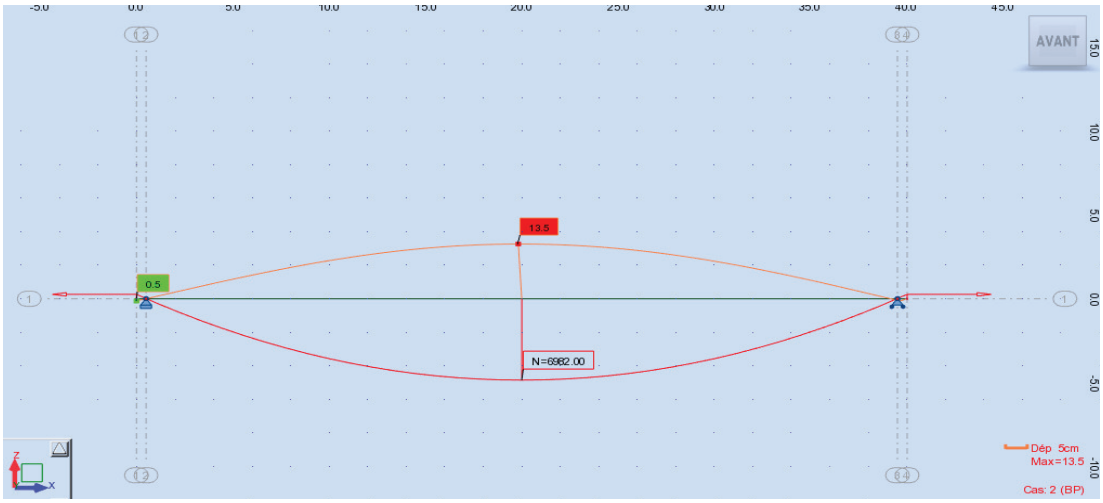



**Figure VI.2.Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.**

- **Flèche maximale à ELS**

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

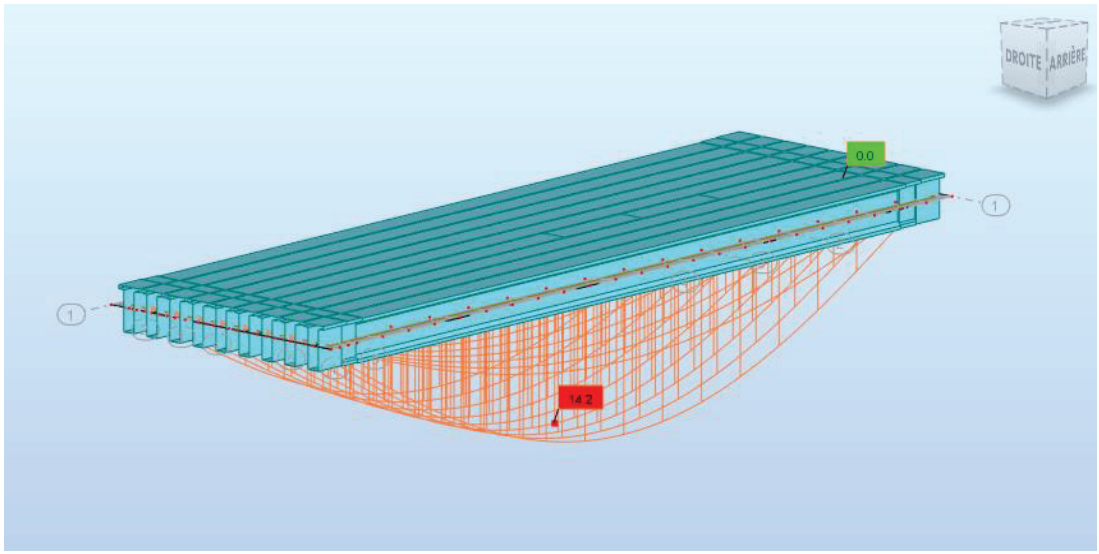



**Figure VI.3. Flèche max de la poutre à ELS.**

- **Flèche totale**

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées : $f = f_{ELS} + f_P + f_C \rightarrow f = 7.9$ **cm**

La flèche admissible : (**L/500 = 8 cm**) doit être supérieur à la flèche calculée (7,90 cm)

***Conclusion* : *la condition est vérifiée.***

## VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

### VI.3.1. Principe de ferraillage

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

- **Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation**

  Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferraillage nécessaire est donc peu important. A cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

- **Ferraillage sous l'effet d'un vérinage du tablier**

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

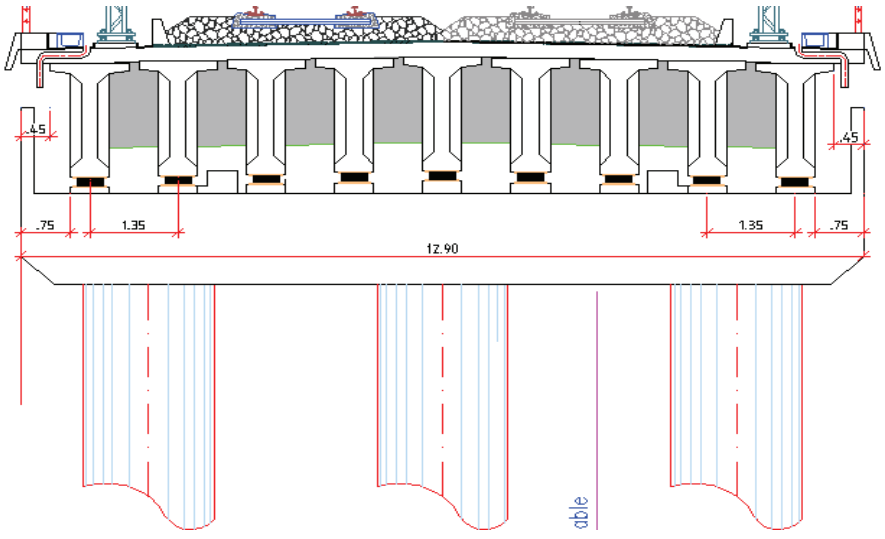



**Figure VI.4. Positions des vérins.**

### VI.3.2. Evaluation des efforts

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

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : **$G_{Tabier}$ = 512,89 KN/ml**

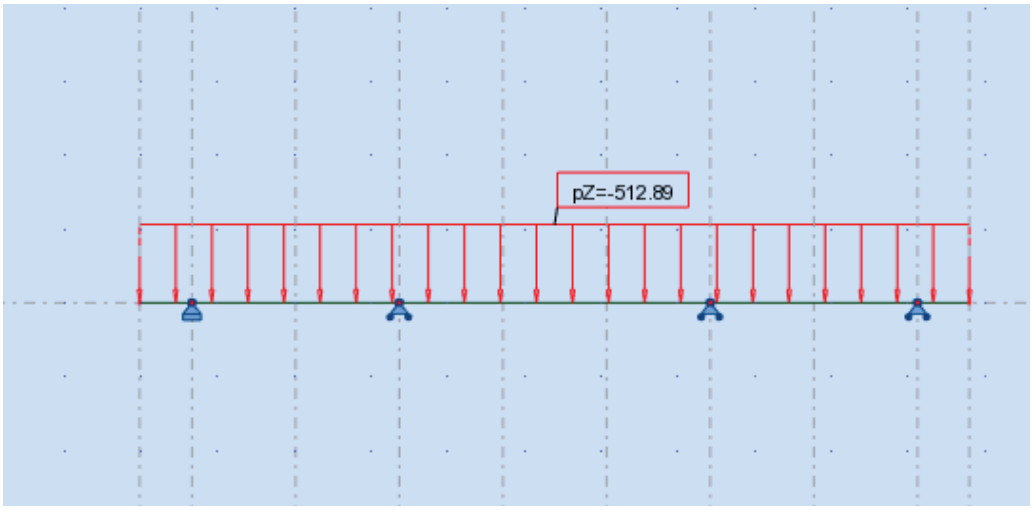



**Figure VI.5- Modélisation de l'entretoise.**

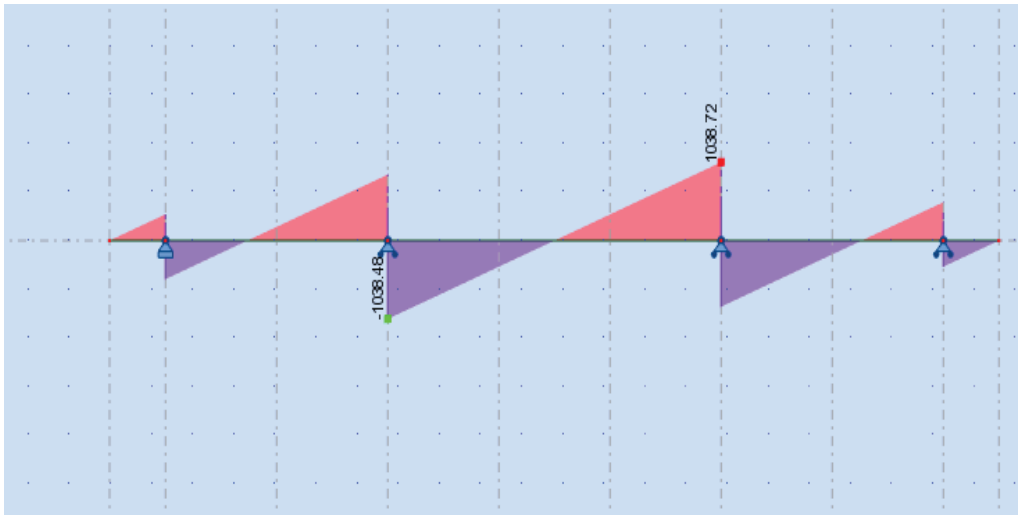



**Figure VI.6-Modélisation d'effort tranchant l'entretoise**

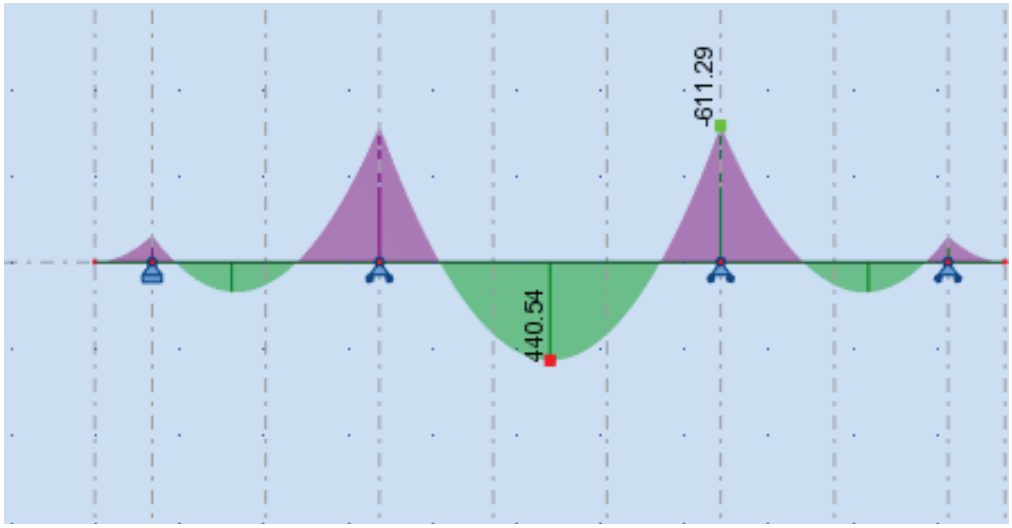



**Figure VI.7-Modélisation de moment réfléchissant l'entretoise**

### VI.3.3. Ferraillage

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

#### VI.3.3.1. Ferraillage nappe supérieure (sur appui)

**Armatures principales**

$A_s$ = **18,50 cm²** Voir Annexe C

On opte pour 10T16 ($A_s$ = 20,11 cm²) ; avec un espacement de 15 cm.

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

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section $A_s$.
On opte pour T12 ; avec un espacement de 15 cm.

#### VI.3.3.2. FERRAILLAGE NAPPE INFERIEURE

**Armatures principales**

$A_s$ = **6.5 cm²** Voir Annexe C

On opte pour 5 T14 ($A_s$ = 7.7 cm²) ; avec un espacement de 15 cm.

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

On opte pour des cades de T12 ; avec un espacement de 20 cm. Voir Annexe C

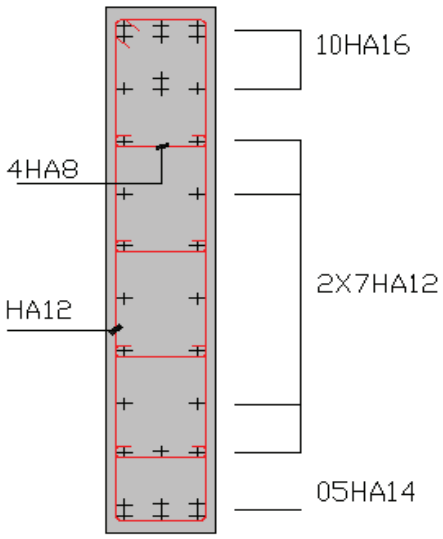



**Figure VI.8-Ferraillage de l'entretoise.**

## VI.4. Etude de l'hourdis

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

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

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

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

- **Géométrie de l'hourdis**

  L'hourdis présente les dimensions suivantes :

  - L'épaisseur : 35 cm.
  - Largeur : 12,90 m.
  - Longueur : le long de l'ouvrage.

- **Evaluation des efforts**

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

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels. Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes

actions définies en chapitre 4 (poids propre, poids des équipements, UIC71, SW0, SW2), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

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

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

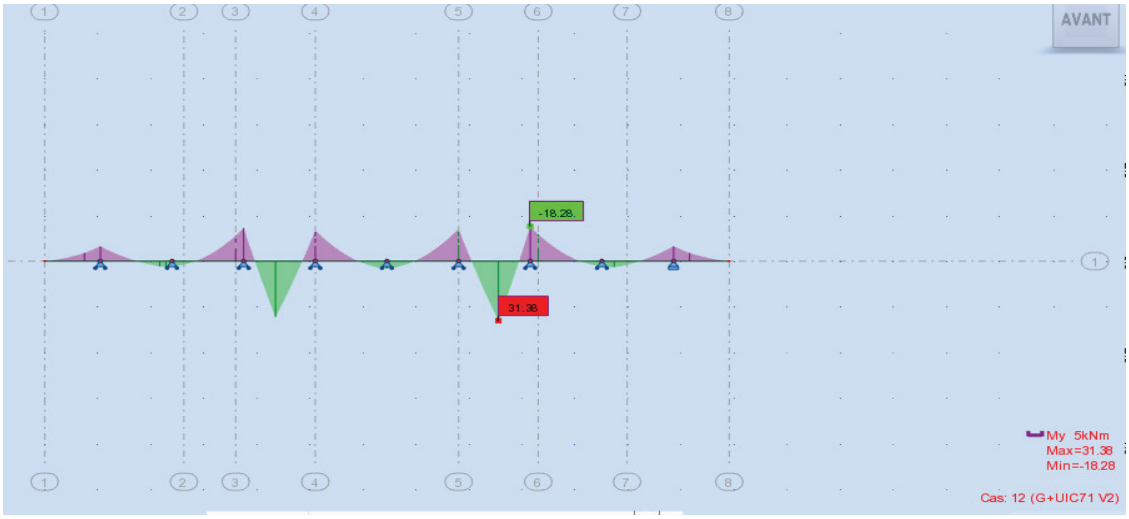



**Figure VI.9-Moment Max- Dalle.**

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

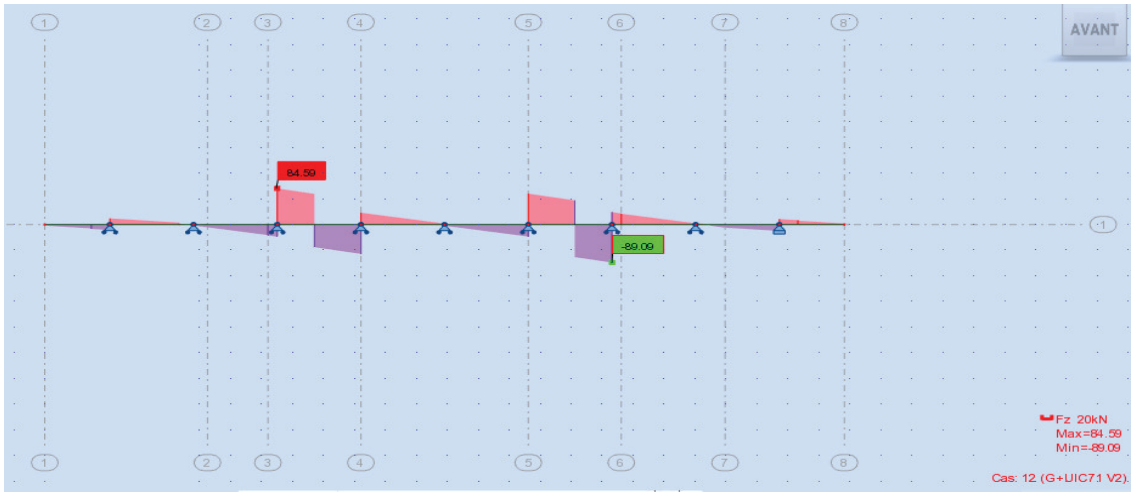



**Figure VI.10-Effot tranchant Max- Dalle.**

Donc les moments max à l'ELS sont :

**Fibre supérieure : $M_{ELS}$ = 18.28 KN.m**

**Fibre inférieure : $M_{ELS}$ = 31.38 KN.m**

Les moments max à l'ELU sont :

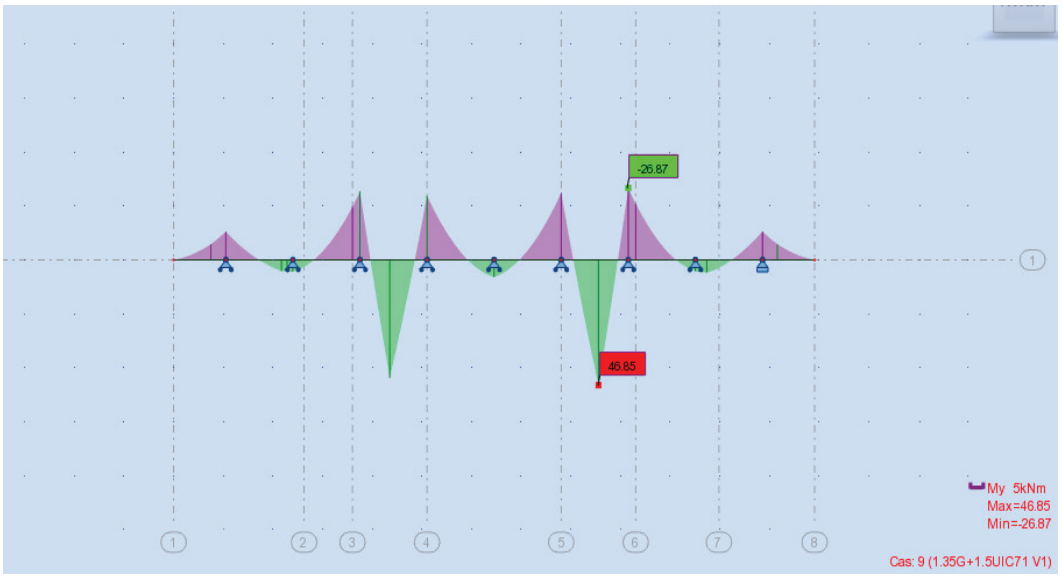



**Figure VI.11-Moment fléchissant a ELU**

**Fibre supérieure : $M_{ELU}$ = 26.87 KN.m**

**Fibre inférieure : $M_{ELU}$ = 46.85 KN.m**

## VI.4.1. FERRAILLAGE

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé a l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les Résultats sont présentés ci-dessous :

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

- **Armature transversale**

  **$A_s$ = 5 cm² / ml** Voir Annexe c

  On opte pour **4 T14** ($A_s$ = 6.16 cm²) ; avec un espacement de 20 cm.

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

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

  On opte pour **4 T10** ($A_s$ = 3,14 cm²); avec un espacement de 20 cm.

### VI.4.1.2 Ferraillages nappe inferieure (mi- travée)

- **Armature transversale**

  $A_s$ = **5 cm²/ ml** Voir Annexe c

  On opte pour **4 T14** ($A_s$ = 6.16cm²); avec un espacement de 20 cm.

  Un enrobage minimal C = 3cm.

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

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

  On opte pour **4 T10** ($A_s$ = 3,14cm²); avec un espacement de 20 cm.

  Un enrobage minimal C = 3cm

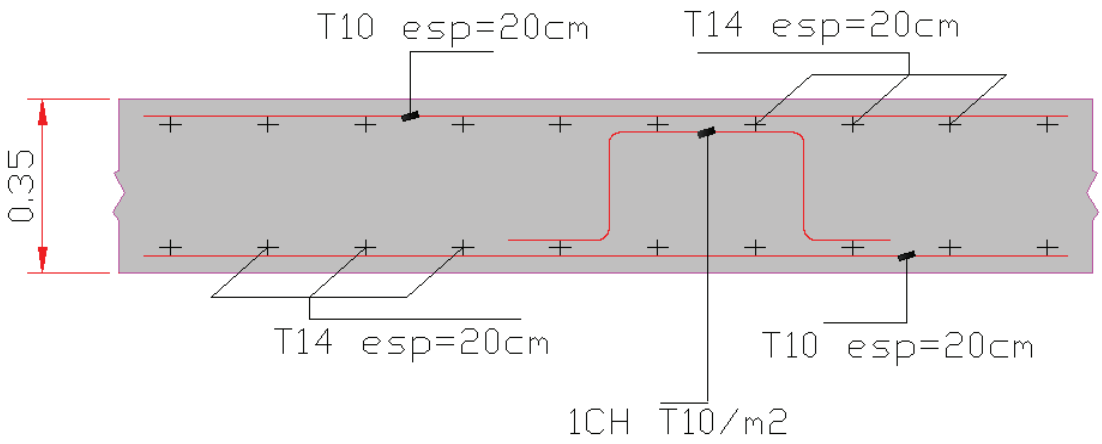



**Figure VI.12-ferreillage de la dalle..**

# VI.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE

## VI.5.1. Armature de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12, avec un espacement de 20 cm.

## VI.5.2. Ferraillage minimale

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

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

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections At incluant les armatures de peau et leur espacement St qui est tel que :

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

$$St \leq 1m$$

Si on pose les armatures de peau comme ferraillage minimal **At = 3.08** cm² la condition est vérifiée pour un espacement St = 40 cm (St < 0.571 m) dans toutes les sections de la poutre.

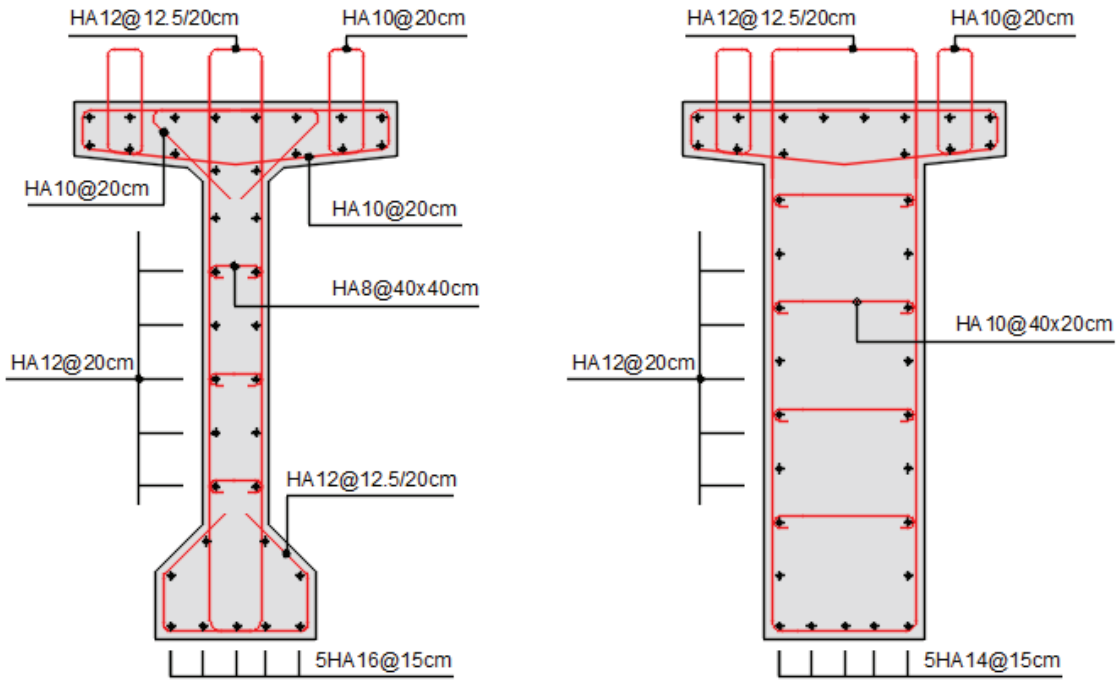



**Figure VI.13- Ferraillage de la poutre.**

## VI.6. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les effets essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizotaux. [12]

### VI.6.1. Choix de type d'appareil d'appui

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

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

### VI.6.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B

Selon Guide Technique SETRA [10].

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

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

  La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface **A'** suivant la dimension de l'appareil d'appui.
  L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20 MPa$$

Avec :

**a** : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage .
**b** : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
$R_{max}$ : Réaction d'appuis maximale à L'ELU ($R_{max}$ **= 1.66 MN**).
$\sigma_m$ : Contrainte de compression sous la réaction $R_{max}$.

**D'où :**

$$a \times b \geq 830 \text{ cm}^2$$

On prendra a **= 250 mm** et b **= 350 mm**

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

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

  **35.00 ≤ T ≤ 70.00 mm**

  **Nb :** condition de non flambement avec a est le plus grand coté.

- **Dimensionnement des frettes**

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

Avec :

- $\beta \equiv \frac{a*b}{2*G*(a+b)} = 8.10$
- $\sigma_m = \frac{Nmax}{a*b} = 18.97$

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

D'où :

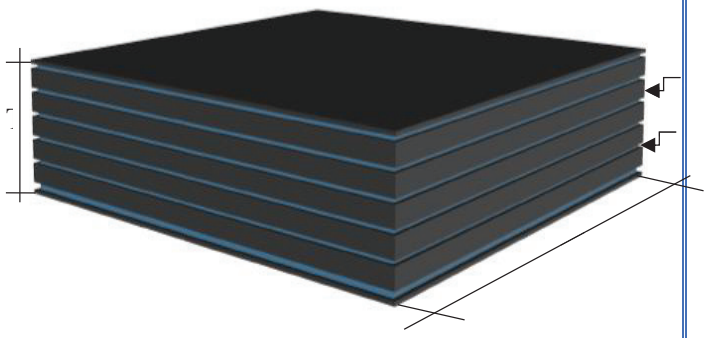
**ts = 2.49**

On prendra :

- Feuillets d'élastomère : $t_i$ = 10 mm..
- Frettes métalliques de : $t_s$ = 3 mm..
- Enrobage des chants : 4 mm..
- Enrobage extérieur : 2,5 mm..
- Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après
-

- **Tableau VI.1 : dimensionnement de l'appareil d'appuis**

| Dimensions | Valeurs (mm) |
|---|---|
| a | 250 |
| b | 350 |
| $t_i$ | 10 |
| $t_s$ | 3 |
| *n* | 5 |
| e | 5 |
| $T_b$ | 75 |
| T | 45 |



### VI.6.3. Vérification des appareils d'appuis

- **Résistance à la compression**

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

**N = 1.66 MN → $\sigma_m$ = 18.97 ≤ 20 MPa** ☑

- **Sécurité au flambement**

On doit vérifier : **γs.Pu ≤ Pc**

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

**γs** : Le coefficient de sécurité ; **γs =3** .

**Pu** : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
**Pc** : La charge critique de flambement.
**B** : L'aire nominale de l'appui.

**d** : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc
**h** : La hauteur totale de l'appareil d'appui .
**S** : Le facteur de forme.
$\mathbf{h_c}$ : Epaisseur totale du caoutchouc.
**t** : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

**Application Numérique :**

S = 7.30.

Pc = 5.55 MN.

Pu = 1.850 MN.

**γs.Pu = 4.98 ≤ Pc = 5.55 MN** ☑

- **Limitation de la distorsion**

On doit vérifier : **δ = tan. γ < δc**

La distorsion **δ** des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique **δc**.

$$\begin{cases} \delta c = 0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p) & \text{si } p \le 0.25 \\ \delta c = 1.4\,(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

**p = Pu/Pc**

**δ0 = c/Tq**

**δ = d/Tb**

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

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

**d** : Déplacement horizontal.

**Application Numérique :**

Tb = 85 mm

p = 0.333 > 0.25 → **δc = 0.57**

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

**δ = 0.55 < δc = 0.57** ☑

-

- **Non glissement**

On vérifie l'inégalité suivante :

$$\mathbf{H < f \times N}$$

Avec :

**H** : Effort horizontal.

**N** : Effort de compression vertical .

$f = 0.10+0.6 /\sigma_m$.

**Application Numérique :**

**Pile :**

$N = (R_g + 0.3\ R_Q) /n_{app} = 1.58$ MN.

$\sigma_m = 18.97$ MPa. D'où $f = 0.13$

$H = Ex + H_{frei} + Hflv + 0.4\ H_T = 0.16$ MN.

**$0.16 < 0.13 \times 1.58 = 0.20$MPa.** ☑

**Culée :**

$N = (R_g + 0.3\ R_Q) /n_{app} = 1.39$ MN.

$\sigma_m = 15.88$ MPa. D'où $f = 0.13$

$H = Ex + H_{frei} + Hflv + 0.4\ H_T = 0.23$ MN.

**$0.23 > 0.13 \times 1.39 = 0.18$ MPa. Condition non vérifiée.**

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

## VI.7. Dés D'APPUIS

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

### VI.7.1. Dimensionnement des appuis

Les dimensions ($a_1$, $b_1$, h) seront choisies de façon à inclure ….les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h \geq \frac{a*b}{a+b}\ 0.14 \pm 0.12\ m}$$

$$\mathbf{a_1 \geq a + h/2}$$

$$\mathbf{b_1 \geq b + h/2}$$

On prend : $\mathbf{a_1 = b_1 = 0.6\ m}$

### VI.7.2. FERRAILLAGE DES APPUIS

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

**Armatures de chainage**

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

$$Ac = \frac{0,25 \times N}{\sigma s} = \frac{0,25 \times 2,116}{434,78} = 9.54 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \textbf{Soit 10HA12.}$$

**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.

$$Ah = \frac{0,25 \times N}{\sigma s} = \frac{0,125 \times 1.66}{434,78} = 4.77 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \textbf{Soit 8 HA10.}$$

**Frette supérieure**

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

$$As = \frac{0,04 \times N}{\sigma s} = \frac{0,04 \times 2,116}{434,78} = 1.52 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \textbf{Soit 4 HA8.}$$

**Frette inferieure**

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

$$Ai = \frac{0,10 \times N}{\sigma s} = \frac{0,10 \times 2,116}{434,78} = 3,80 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \textbf{Soit 6HA10.}$$

### VI.7.3. Les plaques de fixation

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

## VI.8. JOINT DE BALLAST

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

### VI.8.1. Dimensionnement

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

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

W : Souffle total du joint.

WD : Souffle des déformations différées (retrait + fluage).

WT : Souffle thermique.

WS : Souffle sismique.

Les souffles WT, WD sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 3.7 cm).

Donc : W = 2,16 cm.

## VI.9. CONCLUSION

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

# CHAPITRE VII

# ETUDE

# D’infrastructure

# VII.1. INTRODUCTION

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

# VII.2. ETUDE DE LA PILE

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

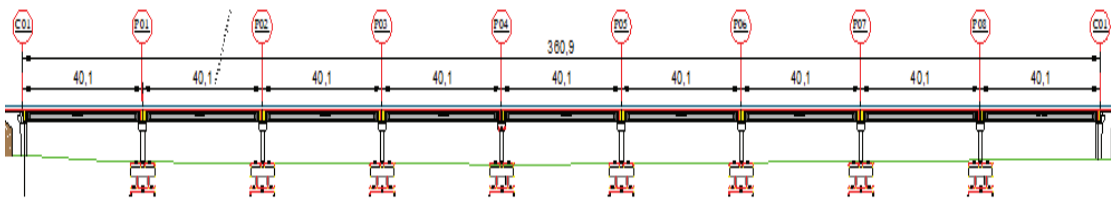
## VII.2.1. Conception de la pile /documents SETRA

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

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

**Tableau VII.1-Implantation et hauteurs des piles**

| *N° pile* | PK (Km) | *Type Fondation* | Côte (m) | | $H_{moy}$ fûts (m) | $H_{moy}$ colonne (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | TN | Fondation | | |
| *P1* | 105+497 | Profond | 781.80 | 781.75 | 7.00 | 9.00 |
| *P2* | 105+537 | Profond | 781.29 | 780.75 | 7.00 | 9.00 |
| *P3* | 105+577 | Profond | 781.34 | 780.75 | 7.00 | 9.00 |
| *P4* | 105+617 | Profond | 780.34 | 780.75 | 7.00 | 9.00 |
| *P5* | 105+657 | Profond | 780.34 | 780.75 | 7.00 | 9.00 |
| *P6* | 105+697 | Profond | 781.55 | 780.75 | 7.00 | 9.00 |
| *P7* | 105+737 | Profond | 781.77 | 780.75 | 7.00 | 9.00 |
| *P8* | 105+777 | Profond | 781.91 | 780.75 | 7.00 | 9.00 |



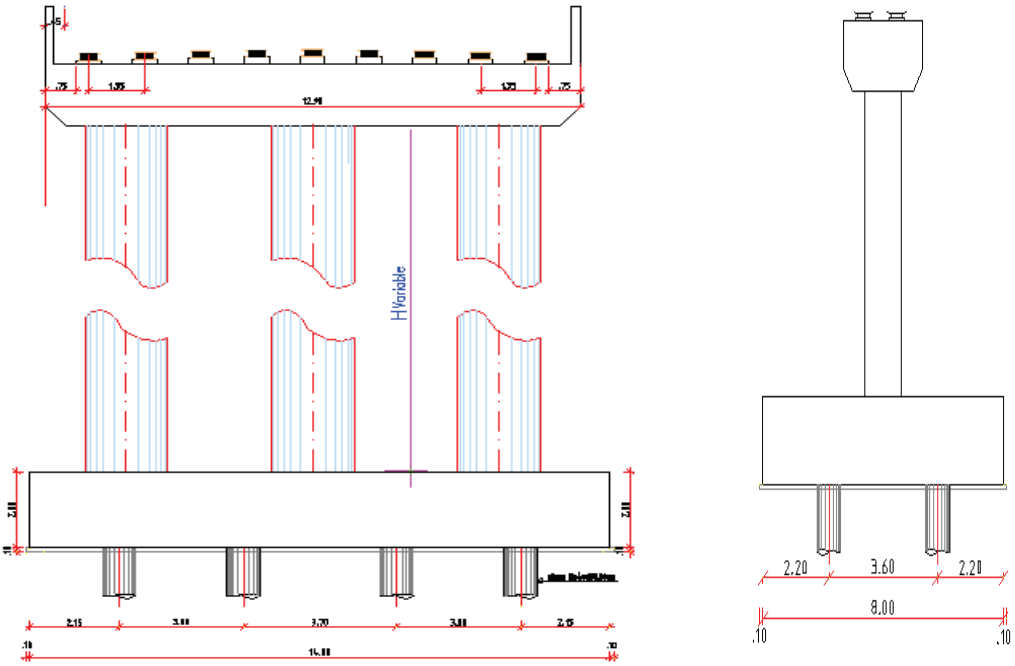



**Figure VII.1 forme et dimension de pile.**

## VII.2.2. DESCEND DES CHARGES

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.2-Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée**

| Désig | N (KN) | H (KN) | $/_{FV}/o$ (x/o) | $/_{FH}/O/a$ (y/a,o) | $M_{FV}/_o$ | $M_{FH}/_o$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Semelle** | 5600,00 | / | 0,00 | 1,00 | 0,00 | / |
| **Fûts** | 1649,34 | / | 0,00 | 5,50 | 0,00 | / |
| **Chevetre** | 1358,37 | / | 0,00 | 9,81 | 0,00 | / |
| **G Tablier** | 15659,60 | / | 0,00 | 10,62 | 0,00 | / |
| **Hf+r** | / | 253,38 | / | 10,62 | / | 2690,88 |
| **HT°** | / | 139,16 | / | 10,62 | / | 1477,91 |
| **Somme** | 24267,31 | 336,88 | / | / | 0,00 | 3577,62 |
| **G11** | 4780,92 | 2120,00 | 0,00 | 10,62 | 0,00 | 22514,40 |
| **G12** | 4780,92 | 1060,00 | 0,00 | 10,62 | 0,00 | 11257,20 |
| **G13** | 4780,92 | 2120,00 | 0,00 | 10,62 | 0,00 | 22514,40 |
| **G14** | 5702,30 | 2040,00 | 0,00 | 10,62 | 0,00 | 21664,80 |

## VII.2.3. COMBINAISON DES EFFORTS

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le ***chapitre IV***, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U et à l'E.L.S :

**Tableau VII.3-Combinaisons des efforts à ELS**

**CN à L'ELS**

| | | | | | | 1ère file | 2ème file | 3ème file |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | N | H | MH | MV | ΔM | $R_1$ | $R_2$ | $R_3$ |
| G | 24267,31 | 336,88 | 3577,62 | 0,00 | 3577,62 | 1989,48 | 2022,28 | 2419,79 |
| G+G11+Fv1+0.6T | 29048,23 | 2456,88 | 26092,02 | 0,00 | 26092,02 | 2181,48 | 2420,69 | 5319,80 |
| G+G12+Fv1+0.6T | 29048,23 | 1396,88 | 14834,82 | 0,00 | 14834,82 | 2284,69 | 2420,69 | 4069,00 |
| G+G13+Fv1+0.6T | 29048,23 | 2456,88 | 26092,02 | 0,00 | 26092,02 | 2181,48 | 2420,69 | 5319,80 |
| G+G14+Fv1+0.6T | 29969,61 | 2376,88 | 25242,42 | 0,00 | 25242,42 | 2266,06 | 2497,47 | 5302,18 |

**Tableau VII.4-Combinaisons des efforts a ELU**

**CN A L'ELU**

| | | | | | | 1ère file | 2ème file | 3ème file |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | N | H | MH | MV | ΔM | $R_1$ | $R_2$ | $R_3$ |
| 1,35G | 32760,86 | 454,78 | 4829,79 | 0,00 | 4829,79 | 2685,79 | 2734,50 | 3266,72 |
| 1,35G+1,45G11+1,35Fvl+0,9T | 39693,20 | 3528,78 | 37475,67 | 0,00 | 37475,67 | 2964,21 | 3342,12 | 7471,73 |
| 1,35G+1,45G12+Fvl+0,9T | 39693,20 | 1991,78 | 21152,73 | 0,00 | 21152,73 | 3113,85 | 3327,16 | 5658,07 |
| 1,35G+1,45G13+1,35Fvl+0,9T | 39693,20 | 3528,78 | 37475,67 | 0,00 | 37475,67 | 2964,21 | 3342,12 | 7471,73 |
| 1,35G+1,35G14+1,35Fvl+0,9T | 40458,97 | 3208,78 | 34077,27 | 0,00 | 34077,27 | 3059,17 | 3402,82 | 7157,94 |

## VII.2.4. Ferraillage des element de la pile

### VII.2.4.1. Etude des pieux

- **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

$$nP = \frac{Nmax}{QP}$$

$N_{max}$ : L'effort normal maximal à l'ELS.

$Q_p$ : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 13 ml.

**Application Numérique :**

$N_{max}$ = 29969.61 kN.

$Q_{P\text{-}ELS}$ = 8 310 kN

L = 13 ml

D = 1,20 m

**$n_P$ = 3,60**

On prend : 8 **pieux** de 13 m de profondeur.

- **Effort revenant à chaque pieu**

$$Ni = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{My \times X}{\sum X^2}$$

**n** : Nombre des pieux .

**N** : Effort normal.

**Mx**, **My** : Moments dans les sens x,y .

**X,Y** : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

**Sollicitations les plus défavorables**

- ELS : $N_1$ = 8094.87 kN < 8 310 kN ☑
  $N_2$ = 3746.20 kN < 8 310 kN ☑

Avec :

**$Q_{traction}$ = $Q_{SL}$/1,3** Article 5.6.3.2 ROPA

- **Actions sur les pieux**

| portance et charges limites | |
|---|---|
| Qp | ELS rares |
| 1 005 t | 831 t |
| Qsl | ELS qp |
| 588 t | 653 t |
| Qu | ELU fonda. |
| 1 593 t | 1 138 t |
| Qc | ELU acci. |
| 914 t | 1 328 t |
| fondation profonde | |
| oui | |

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + CU \times b \times y = 0$$

**b** : Diamètre du pieu.

$C_U$ : Module de réaction du sol .

**y** : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cub}}$$

**α :** longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4EI}}$$

**E :** Module d'élasticité du béton.
**I :** Moment d'inertie du pieu.
**b :** Longueur du pieu.

**Application Numérique :**

$C_u = 30$ MN/m$^3$
E = 33 000 MPa
b = 1,20 m
I = 0,101 m$^4$
**$\lambda$ = 0,228** D'où : **$\lambda$L = 2,96**

D'où, en tire les valeurs de $(X_\varphi^H, X_\varphi^M)$ pour **$\lambda \times L = 2{,}96$** à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 2{,}96 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1{,}17 \\ X_\varphi^M = 1{,}49 \end{cases}$$

Effort tranchant en tête du pieu :

**ELS :** $H_{Max} = 1989.48$ kN $\quad \overline{P} = 204.74\ kN$

**ELU :** $H_{Max} = 2685.79$ kN $\quad \overline{P} = 294.07\ kN$

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\overline{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$

**ELS :** $\overline{M} = -705.7\ kN.m$

**ELU :** $\overline{M} = -1013.64\ kN.m$

- **Ferraillage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

**Section d'acier**

- Avec Robot expert $A_s = 113{,}10$ cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²).

**Cerces transversales**

- Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

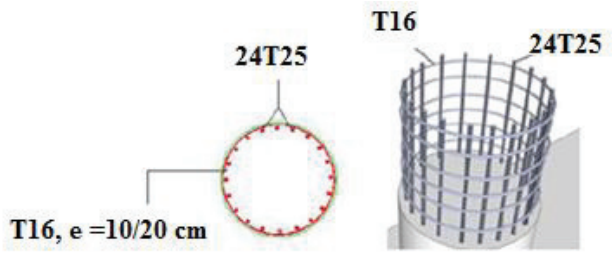



**Figure VII.2-Ferraillage du pieu.**

### VII.2.4.2. Ferraillage de la semelle

Longueur : L = 14,00 m. Hauteur : H = 2,00 m. Largeur : l = 8,0 m

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad h = H-0.1$$

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1{,}675m < 1{,}9\,m$ ; $\alpha_1 = \alpha_2 = 48.63° \geq 45°$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$As = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{H}$$

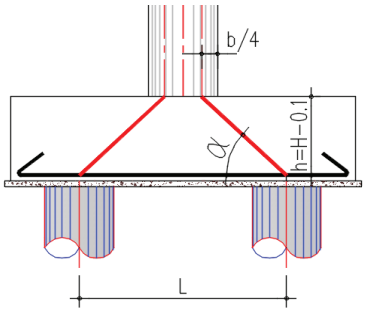



**Figure VII.3-Méthode de Bielles.**

**Application Numérique :**

$N_{Max\text{-}ELS} = 5319.80$ kN

$\bar{\sigma}_{a-ELS} = 333{,}33\ MPa$

$As\text{-}_{ELS} = 140.70 cm^2$ ;

**As = 140.70 cm²**

**On prend 18HA32 (As = 144.76 cm²).**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φ$_{pieu}$** = 2 + 1,2 = 3,20 m.

Avec : $St = \frac{\Phi+H}{n-1} = 21{,}33\ cm$ , on opte pour un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales inférieure**

- $As_1 = As/3$ ; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures transversales supérieure**

- $As_2 = As/4$ ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales supérieure**

- $As_3 = As/10$ ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures latérales**

- $As_4 = As/10$ ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

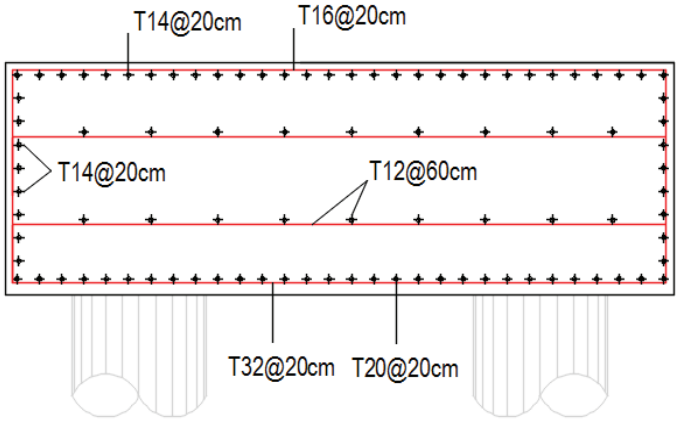



**Figure VII.4-Ferraillage semelle.**

### VII.2.4.3. Etude des futs

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : D = 2,00 m.
- Hauteur moy : H = 7,00 m.
- Entraxe : E = 4,50 m.

- **Vérification de flambement de fût**

La condition de flambement à vérifier est donnée par :

$$\lambda = L_c/i < 50$$

$L_c$ : longueur de flambement. $L_c = 0.7L$.
**i :** Rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. **i = D/4**.

**Application Numérique :**

L = 7,00 m ; D = 2,00 m
i = 0,50 m ; $L_c$ = 4.90 m → **$\lambda = 9.80 < 50$**

- **Ferraillage des fûts à ELS**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables : **Voir ANNEXE 2**

- ELS : $M_{max}$ = 7219.37 kN.m/fût $N_{cors}$ = 6222.44 kN/fût
- ELU : $M_{max}$ = 12491.89 kN.m/fût Ncors = 10920,29 kN/fût
- ELU : Tmax = 1176.26 kN/ fût Ncors = 10920,29 kN/fût

**Section d'acier :**

- Avec Robot expert As = 435.50 cm².
  Donc : on prend deux nappes de HA25, 2x45HA25 (As = 441.79cm²).

**Cerces transversales :**

- Avec Robot expert : 1 cerce H14 et 1 cerce de HA14, esp = 15cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

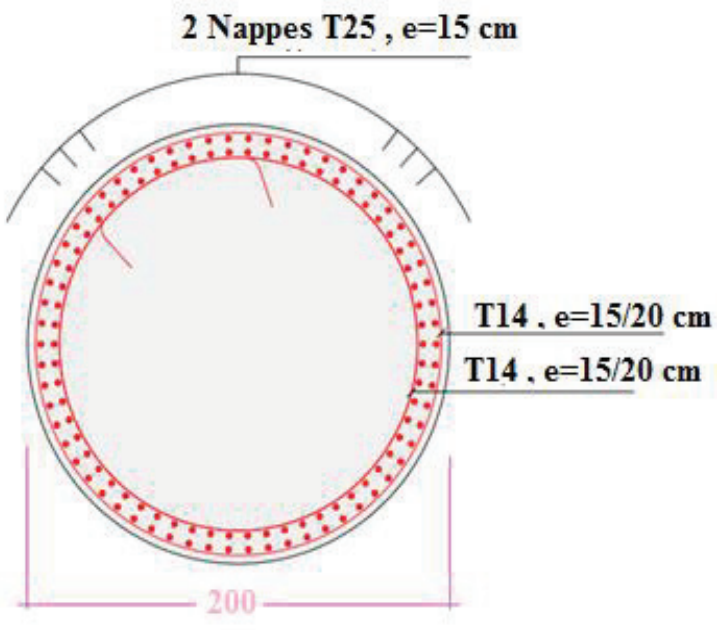



**Figure VII.5-Ferraillage des futs .**

### VII.2.4.4. Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

- **Dimensionnement à la flexion**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

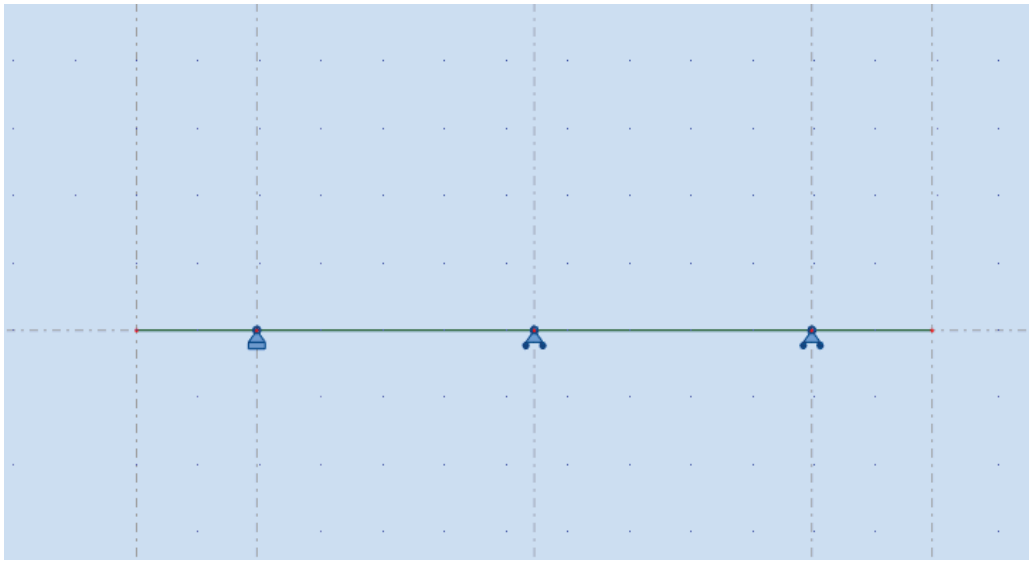


**Figure VII.6- Modèle de calcul.**

Les charges pris en considération :

- Gmax Tablier.
- Qmax (Gr14).
- Poids Propre.

Les résultats de modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

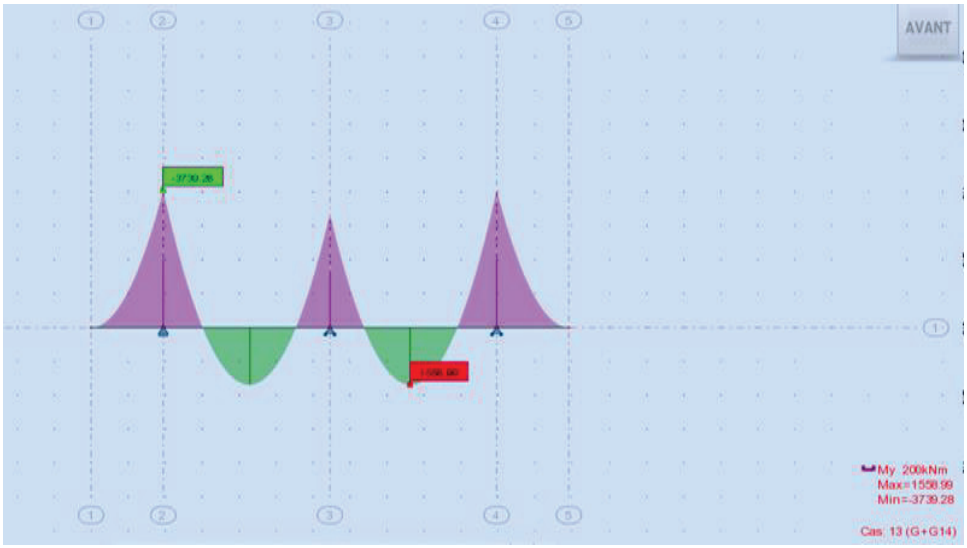



**Figure VII.7-Les moments $M_{max\ ELS}$ sur le chevêtre avec le logiciel.**

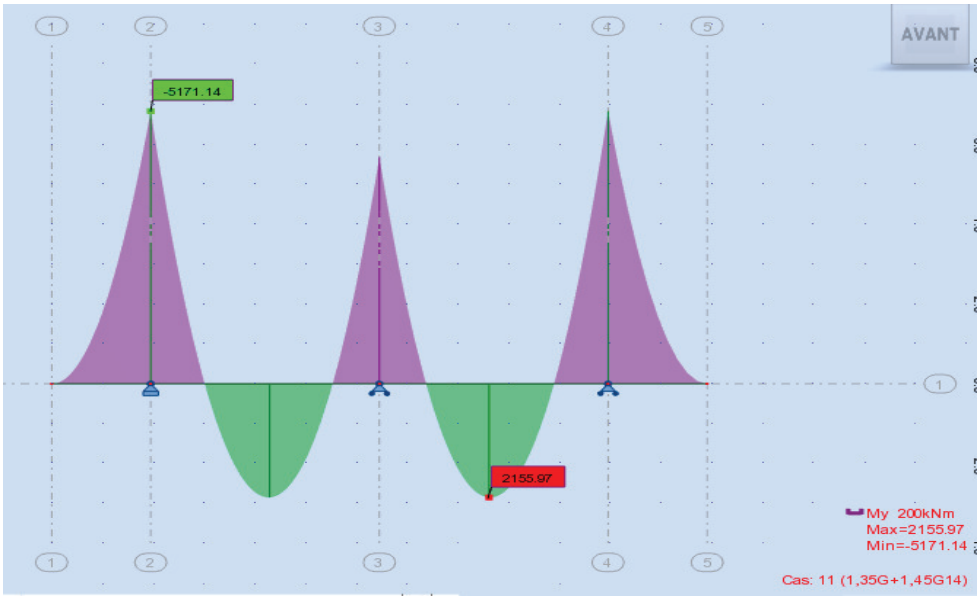



**Figure VII.8- Les moments et $M_{max\ ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.**

**Tableau VII.5-Ferraillage du chevêtre**

| Sollicitation | M max ELU | M max ELS | As | Armatures | A's |
|---|---|---|---|---|---|
| **Sup Appui** | 5171.14 | 3739.28 | 79.1 | 17 HA 25 | 83.45 |
| **En travée** | 2155.97 | 1558.99 | 40.3 | 9 HA 25 | 44.18 |

**Armatures transversales**

**$T_{max}$ ELU = 6313,48 kN**

- Avec Robot expert : 1 Cadre de HA16, esp = 10 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure ***FigVII.8***.

- **Dimensionnement a la torsion**

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0,55 m. Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur $L_t$ est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si} \quad L_c \leq \Phi + H_c$$
$$L_t = L_c + \Phi \quad \text{si} \quad L_c > \Phi + H_c$$

**Application Numérique :**

$L_c = 2,6$ m
$H_c = 2,0$ m
$\Phi = 2,0$ m
**$L_t = 2,6$ m**

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\,\Omega\,b_n}$$

**$b_n$ :** L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente**, $b_n = H_c/6$.**
**C** : Moment de torsion maximal par ml **C = Rxe** .
**Ω :** L'aire de la torsion, **$\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$.**

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\overline{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\,\Omega}$$ ; **$A_S$ = Max (C1; C2)**

**C1 :** Moment de torsion construction, **C2** : moment de torsion service .
**P** : Périmètre du chevêtre.
$\overline{\sigma}_a$ : Contrainte admissible de l'acier = **⅔ $f_e$.**

**Application Numérique :**

C1 = 0.156 MN
C2 = 0.121 MN
Ω = 3,61 $m^2$
P = 9 m
$\overline{\sigma}_a$= 333,33 MPa

**As = 5.3 $cm^2$ ,** On opte pour HA 16, avec un espacement de 20 cm.

- **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition à vérifier est :

$$\tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$\tau_v = V_U / b_0\, d$ = 1.35 MPa ($b_0 = L_c$ , $d = 0.9H_c$ )

$\tau_{lim}$= min {$0.2f_{c28} / \gamma_b$ ; 5MPa} = min { 3,6 ; 5MPa} = 3,6 MPa.

**1.82 MPa ≤ 12,96 MPa vérifié**

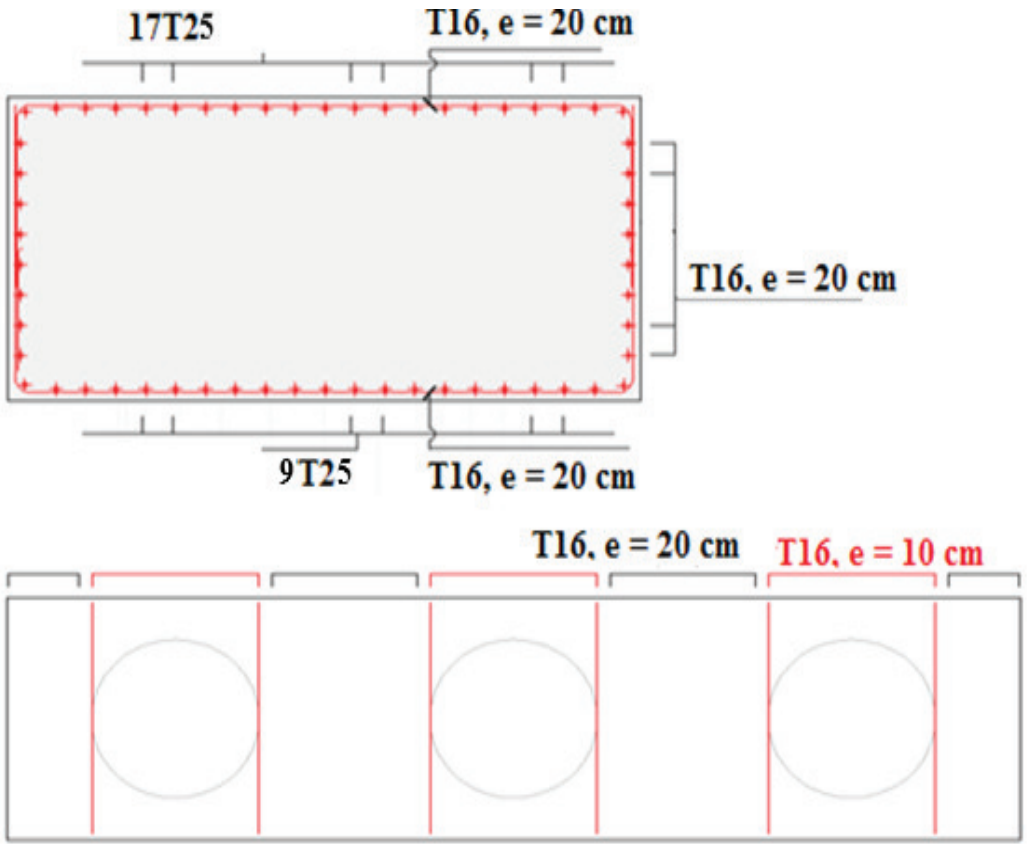



**Figure VII.9-Ferraillage du chevêtre.**

## VII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

### VII.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée [11].

## VII.3.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Les dimensions sont résumés dans le tableau ci-après.

**Tableau VII.6-Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée**

| Eléments de la culée | Rôle | Dimension |
|---|---|---|
| **Mur de garde grève** | Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage | $h_{mgg}$ = 2,40 m<br>$e_{mgg}$ = max (0,30 m, h/8) = 0.3 m<br>$l_{mgg} = l_{tablier} - 2\ e_{M\ en\ retour}$ = 12.9 m |
| **Sommier d'appui** | Elément sur lequel repos l'about du tablier | $l_{sa}$ = largeur du pont = 12.9m<br>$e_{sa}$ = 0.20 m |
| **Mur-cache** | Protection des appareils d'appuis. | $e_{mc}$ = 0,2 cm.<br>$h_{mc}$= 1,70 m<br>$l_{mc} = e_{sommier\ d'appui}$ = 2 m |
| **Mur de front** | Transmission des charges verticales et soutien des remblais | $h_{mf\text{-}culée}$ = 6,91m<br>$e_{mf} = e_{sommier\ d'appui}$ = 1,70 m<br>$l_{mf} = l_{tablier}$ = 12,9m |
| **Mur en retour** | Porteur des corniches et soutien des remblais | $e_{mr}$=0.6 m<br>$h_{mr\text{-}culée}$ =9,32 m<br>$l_{mr\text{-}culée}$ = 6,48 m |
| **Dalle de transition** | Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide | $l_{dt}$=Min [6m, Max (3m,0.6$h_{remblai}$)]<br>$l_{dt\text{-}}$ = 4 m<br>$e_{dt}$ = 0.35 m |
| **La semelle** | Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier | $e_s$ = 2m<br>$L_s$ = 14 m<br>$l_s$ = 8 m |

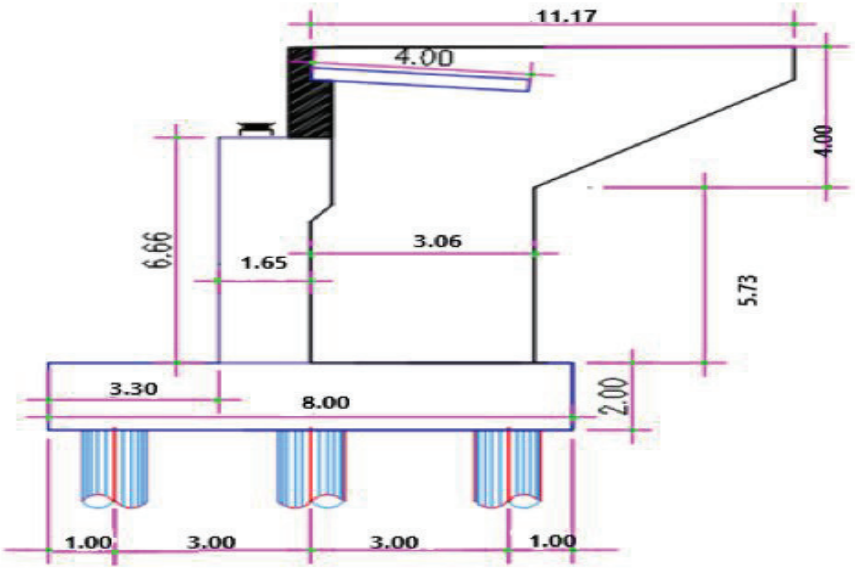



**Figure VII.10-Dimensions de la culée.**

### VII.3.3. Descend des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.7-Evaluations des efforts statiques de la culée**

| Désignation | N (t) | H (t) | $/_{FV}/o$ (x/o) | $/_{FH}/O/a$ (y/a,o) | $M_{FV}/_o$ | $M_{FH}/_o$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| MGG | 5600,00 | / | 0,00 | 1,00 | 0,00 | / |
| Mur frontal | 3788,41 | / | 0,20 | 5,65 | 767,53 | / |
| Mur en retour | 203,00 | / | 3,45 | 10,65 | 700,51 | / |
| Semelle | 1041,34 | / | 3,37 | 7,33 | 3504,72 | / |
| DDT | 157,95 | / | 1,62 | 9,92 | 256,53 | / |
| Poids des terres sur talon | 459,79 | / | 0,50 | 10,32 | 229,89 | / |
| Poussées des terres | 5005,14 | / | 2,58 | 6,00 | 12923,77 | / |
| Poussées 1t/m$^2$ | 0,000 | 453,546 | / | -5,675 | 0,000 | -2573,874 |
| Tablier | 7829,80 | 0,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | 0,00 |
| G11 | 2390,46 | 1060,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9444,60 |
| G12 | 2851,15 | 530,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -4722,30 |
| G13 | 2257,63 | 1060,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9444,60 |
| G14 | 238,43 | 1020,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9088,20 |
| Hf+r | / | 126,69 | / | -8,91 | / | -1128,80 |
| HT° | / | 69,58 | / | -8,91 | / | -619,97 |

### VII.3.4. Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le ***chapitre IV***, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U, à l'E.L.S :

**Tableau VII.8-Combinaisons des efforts**

| | | N (KN) | H (KN) | MH (KN.m) | MV (KN.m) | ΔM (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ELS | **G** | 24503,76 | 5017,19 | -19715,63 | 21509,70 | 1794,07 |
| | **G+G11+Fvl+0,6T** | 26894,22 | 6077,19 | -29160,23 | 21509,70 | -7650,53 |
| | **G+G12+Fvl+0,6T** | 29745,37 | 6607,19 | -24437,93 | 21509,70 | -2928,23 |
| | **G+G13+Fvl+0,6T** | 32003,00 | 7667,19 | -29160,23 | 21509,70 | -7650,53 |
| | **G+G14+Fvl+0,6T** | 32241,43 | 8687,19 | -28803,83 | 21509,70 | -7294,13 |
| ELU | **1,35G** | 33080,07 | 6773,21 | -26616,10 | 29038,09 | 2421,99 |
| | **1,35(G+ Fvl)+1,45G11+0,9T** | 36546,24 | 8310,21 | -40310,77 | 29038,09 | -11272,68 |
| | **1,35(G+ Fvl)+1,45G12+0,9T** | 37214,24 | 9078,71 | -33463,44 | 29038,09 | -4425,35 |
| | **1,35(G+ Fvl)+1,45G13+0,9T** | 36353,64 | 10615,71 | -40310,77 | 29038,09 | -11272,68 |
| | **1,35(G+ Fvl+G14)+0,9T** | 33401,95 | 12094,71 | -38885,17 | 29038,09 | -9847,08 |

## VII.3.4. Ferraillage des éléments de la culée

### VII.3.4.1. Mur frontal

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau VII.9-Sollicitations sur mur frontal**

| Désignation | N (KN) | H (KN) | /FV/o (x/o) | /FH/O/a (y/a,o) | MFV/o | MFH/o |
|---|---|---|---|---|---|---|
| MGG | 459,79 | / | 0,9924 | 8,3163 | 3823,74 | / |
| Mur frontal | 3788,41 | / | 0 | 3,7 | 0 | / |
| DDT | 203,00 | / | 1,32 | 8,64 | 1753,92 | / |
| Poussées des terres | / | 4202,451 | / | -3,117 | / | -13097,64 |
| Poussées 1t/m² | / | 360,23 | / | -3,11 | / | -1120,32 |
| Tablier | 7829,80 | 0,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | 0,00 |
| G11 | 2390,46 | 1060,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9444,60 |
| G12 | 2851,15 | 530,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -4722,30 |
| G13 | 2257,63 | 1060,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9444,60 |
| G14 | 238,43 | 1020,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9088,20 |
| Hf+r | / | 126,69 | / | -8,91 | / | -1128,80 |
| HT° | / | 69,58 | / | -8,91 | / | -619,97 |

Le ferraillage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

**Sollicitations les plus défavorables**

- ELS : $M_{max}$ = 2639.18 KN.m/ml $N_{cors}$ = 1715.51 kN./ml.
- ELU : $M_{max}$ = 3745.93 kN.m/ml $N_{cors}$ = 2322.40 kN./ml.
- ELU : $T_{max}$ = 442.31 kN/ml $N_{cors}$ = 2322.40 kN/ml.

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.7) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

**Section d'acier**

- Avec Robot expert $A_S$ = 31,7 cm² ; donc : on opte pour 12HA20/ml ($A_{S1}$ = 37.70 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

**Armature de constructions**

- $A_{S'}$= $A_S$/3 = 10.57 cm² ; donc : on opte pour 7HA14 ($A_{S'}$ = 10.78 cm² ) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

**Armatures transversales**

- At = $A_S$/4 = 7.92 cm²; donc : on opte pour 8HA12 ($A_S$ = 9.05 cm² ) avec un espacement de 15 cm.

### VII.3.4.2. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge de UIC71.

**Calcul des sollicitations**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

❖ Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression : $MT = \frac{P \times H}{3}$ $Avec: P = \frac{1}{2} KaH \times \gamma \times H^2 \times L$

**ka** : Coefficient de poussée des terres (ka = 0.33).
**γr** : Poids volumique du remblai ( γr = 18 KN/m$^3$).
**h** : Hauteur du mur garde grève (h = 2.40 m).
**L** :longueur du remblai (L=12m) on fait le calcul par 1ml.

**$M_T$ = 326.64 KN.m /ml**

❖ Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Il a été vérifier que la sollicitation totale dû aux train type UIC71 (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW0, SW2, Train a vide et les engins de compactages.

Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 KN dû à UIC71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de (0.5×0.5) m²

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge UIC71 à pour expression :

$$Mp = \frac{12K}{0{,}5+2H} \int_0^H \frac{H-x}{(0{,}5+x)} dx \quad , avec : K = Ka \times \delta \times \gamma$$

δ : Coefficient de majoration dynamique (δ = $\varphi_3$ = 1.082) ;
γ : Coefficient de pondération (γ = 1 à l'ELS et γ = 1.45 à l'ELU).

**K = 0.59 à l'ELS**
**K = 0.44 à l'ELU**

La valeur de **$M_p$/K** est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différente valeurs de h.

**Tableau VII.10-Moment $M_p$/K dû à une charge locale en fonction de h**

| 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 |

Avec une interpolation linéaire on aura : **$M_p$/K = 8.34 t.m.**

**$M_p$ = 65.95.m/ml à L'ELS**

**$M_p$ = 86.95 KN.m/ml à L'ELU**

❖ Moment dû a la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule charge dû à UIC71, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$Mf = \frac{2\mu \times P \times H}{0{,}50 + 2H}$$

**μ** : Coefficient de pondération (μ = 1 à l'ELS et μ = 1.45 à l'ELU) ;
**P** : charge du a UIC71 (P = 250 KN ) ;
**h** : Hauteur du mur (h = 2.68 m).

**$M_f$ = 237.62 KN.m/ml à l'ELS**
**$M_f$ = 328.30 KN.m/ml à l'ELU**

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

**M = $M_T$ + $M_P$ + $M_f$ = 288.26 KN.m/ml à l'ELS**

**M = 1.35 $M_T$ + $M_P$ + $M_f$ = 396.04 KN.m/ml à l'ELU**

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.335) m.

**Section d'acier**

❖ Avec Robot expert As = 46.1 $cm^2$; donc : on opte pour 10HA25/ml (As = 49.09 $cm^2$) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

**Armature de constructions**

❖ As'= As/3 =15.37 $cm^2$; donc : on opte pour 10HA14/ml (As' = 15.39 $cm^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armatures transversales**

❖ At = As/4 = 11.53 $cm^2$; donc : on opte pour 11HA12/ml (As' = 12.44 $cm^2$) avec un espacement de 20 cm.

### VII.3.5.3. MUR EN RETOUR

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont

Le mur en retour est sollicité par des charges verticales et horizontales

- Son poids propres.
- Poussée horizontale.
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité du mur et comprennent une charge verticale de 4 t et une charge horizontale de 2 t.

• Efforts verticaux

- Poids propre du mur: PG = 1 × 9.32 × 0.6 × 25 = 139.8 KN/ml

- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : PSc = 40 KN/ml

• Les moments du aux efforts verticaux:

- Poids propre du mur : $MG = 139.8 \times 3.1 = 433.38$ KN.$m/ml$

- Poussée de la surcharge concentrée : MSc = 40 × (6.48 - 1) = 219.2 KN.m/ml

• Les combinaisons :

MELU = 1.35 MG + 1.6 MSc = 935.783 KN.m/ml

MELS = MG + 1.2 MSc = 696.42KN.m/ml

• Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $\boldsymbol{Pt}$ =0.5× 0.33 × 1 × 18 × 9.32 2= 257.98 KN/ml

- Poussée des surcharges sur remblai : PSr = 0.33 × 1.2 × 5.63 × 10 × 1 = 25.66 KN/ml

- Poussée de la surcharge concentrée (20KN) : PSc = 20 × 1.2 = 24 KN/ml

• Les moments du aux efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $Mt = 92.47 \times 6.48/3 = 552.08$KN.$m/ml$

- Poussée des surcharges sur remblai : $Msr = 25.66 \times 6.48/3 = 55.42$ KN. $m/ml$

- Poussée de la surcharge concentrée : $Msc = 24 \times (6.48 - 1) = 131.52$ KN.$m/ml$

• Combinaisons :

MELU = 1.35 Mt +1.6 (MSr + MSc) = 1044.41 KN.m/ml

MELS = Mt +1.2 (MSr + MSc) = 776.40 KN.m/ml

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m en flexion simple, avec Robot expert.

• Ferraillage vertical:

Armature principale :

As = 44.2 cm2 soit 10 HA25 St = 12 cm

Armature de construction :

As1 = As/3 = 16.36 cm2 soit 9 HA16 St 12 cm

• Ferraillage horizontal :

Armature principale :

As = 50.2 cm2 soit 11 HA25 St = 12 cm

Armature de construction :

As1 = As/3 = 18 cm2 soit 9 HA16 St =12 cm

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 :

### VII.3.4.4. Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. La dalle de transition présente les dimensions suivantes :

- Longueur : L = 11.90 m.
- Largeur : H = 4,00 m.
- Epaisseur : e = 0,35 m.

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémisées. Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.11-Les charges agissant sur la dalle de transition**

| Type de charge | Q (kN/ml) | M(KN.m/ml ) | V (kN ) |
|---|---|---|---|
| **Poids propre** | 8,75 | 17,5 | 17,5 |
| **Revêtement** | 1,92 | 3,84 | 3,84 |
| **Remblai** | 12,6 | 25,2 | 25,2 |
| **Surcharges** | 10 | 20 | 20 |

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

- **A l'ELS**

  **$M_{ELS}$ = 66.54 kN.m/ml**
  **$T_{ELS}$ = 66.54 kN/ml**

- **A l'ELU**

  **$M_{ELU}$ = 92.83 kN.m/ml**
  **$T_{ELU}$ = 92.83 kN/ml**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

**Section d'acier**

- Avec Robot expert As = 10.4 cm² ; On prend **6HA16/ml** (As = 12.06 cm²) /coté inférieur.

**Armatures longitudinales**

- Avec Robot expert : 2 barres H12 (barre supé + barre infé), esp = 20 cm.

**Armature de construction**

- As' = As/3 = 3,96 cm² ; Soit : **6HA12/ml** (As'= 6.97cm²).

### VII.3.4.5. Semelle sur pieux

La semelle de la culée repose sur trois files de pieux, chaque file est composé de quatre pieux.

Longueur : L = 14. m. Hauteur : H = 2,00 m. Largeur : l = 8 m.

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad \textbf{h = H-0.1}$$

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1{,}375\,m < 1{,}9\,m$ ; $\alpha = 48.63 \geq 45°$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$As = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{H}$$

**Application Numérique :**

$N_{Max\text{-}ELS} = 3.920$ MN

$\bar{\sigma}_{a-ELS} = 333{,}33\ MPa \rightarrow$ **As-ELS =103.67cm²**

On prend : **33HA20 (As = 103.67 cm²).**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = H + \Phi_{pieu}} = 2 + 1{,}2 = 3{,}2$ m.

Avec : $St = \frac{\Phi + H}{n-1} = 21{,}33\ cm$ , on opte pour un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales inférieure**

- $As_1 = As/3$ ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures transversales supérieure**

- $As_2 = As/4$ ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales supérieure**

- $As_3 = As/10$ ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures latérales**

- $As_4 = As/10$ ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

### VII.3.4.6. ETUDE DES PIEUX

Pour le dimensionnement des pieux de la culée on suit les mêmes étapes de calcul de pile.

- **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

On prend : **8 pieux** de 13 m de profondeur.

**Sollicitations les plus défavorables**

| portance et charges limites | |
|---|---|
| Qp | ELS rares |
| 998 t | 636 t |
| Qsl | ELS qp |
| 286 t | 500 t |
| Qu | ELU fonda. |
| 1 284 t | 917 t |
| Qc | ELU acci. |
| 699 t | 1 070 t |
| fondation profonde | |
| oui | |

- ELS : $N_1 = 3244.69$ kN < 5000 KN ☑
  $N_2 = 3582.38$ kN < 5000 KN ☑
  $N_3 = 3920.07$ kN < 5000 KN ☑
- ELU : $N_1 = 3930.04$ kN < 5000 KN ☑
  N2 = 4134.92 kN < 5000 KN ☑
  N3 = 4582.58 kN < 5000 KN ☑

- **Actions sur les pieux**

$$\lambda L = 2{,}96 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1{,}17 \\ X_\varphi^M = 1{,}49 \end{cases}$$

Effort tranchant en tête du pieu

ELS : $\overline{P} = 307.11$ kN

ELU : $\overline{P} = 441.10$ kN

Moments fléchissant

ELS : $\overline{M} = -1058.60\, kN.m$ ; N = 307.11 KN

ELU : $\overline{M} = -1520.45\, kN.m$ ; N = 441.10 KN

- **Ferraillage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

**Section d'acier**

- Avec Robot expert $A_s$ = 113,10 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²).

**Cerces transversales**

- Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

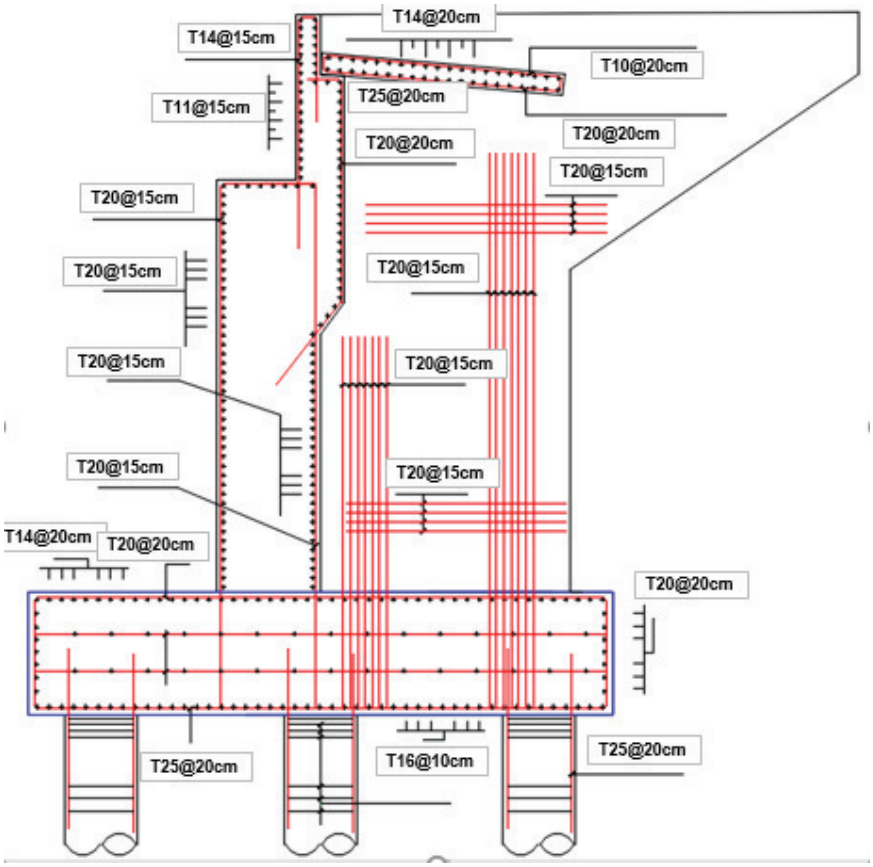



**Figure VII.10-Ferraillage des pieux.**

## VII.4. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

# CONCLUSION GENERALE

# *CONCLUSION GENERALE*

Ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, cette étude nous a permis de mettre en pratique sur un cas réel avec les notions fondamentales concernant la conception et le pré dimensionnement des structures particulières tels pont a poutre type VIIP (post tension).

**L**a conception d'un projet nécessite la réflexion, le bon sens et une connaissance étendue sur les bases et les méthodes d'exécution la modélisation et le dimensionnement nécessite des connaissances profondes et les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques, la maîtrise de la réglementation régissante, et surtout l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et le plus important de choisir un bon encadreur.

Notre projet, nous a permis aussi de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer tous les règlements (BAEL et RPOA, Euro code…etc…). Et par la suite de pouvoir utiliser les logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, Robot et ROBOT EXPERT …ainsi le Microsoft Office.

Avec tous ces paramètres, Nous devons faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation).

On peut conclure aussi que la connaissance de la voie, de ses constituants et de ses modes de renouvellement lourd acquise dans la recherche permet à présent d'appréhender le projet objet de ce mémoire et même pour combler la formation d'un bon ingénieur.

[1] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008

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

[3] Document SETRA, Guide de conception, ponts en béton précontrainte construits par Encorbellements successifs, SETRA 2003

[4] Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.

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

[6] La précontrainte FREYSSINET, le système de l'inventeur du béton précontrainte. [8] CODE UIC, Charges à prendre en considération dans le calcul des pont-rail / 5e Edition Août 2006.

[7] Document SNCF, Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, France, Livret 2.01. Février 1995.

[8] Béton précontraint, par Robert CHAUSSIN Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

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

[10] HENRY THONIER, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC France, 1985 [15] Code UIC, directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts rails [16] Jean-Armand CALGARO, projet et construction des ponts, ENPC France, 2000.

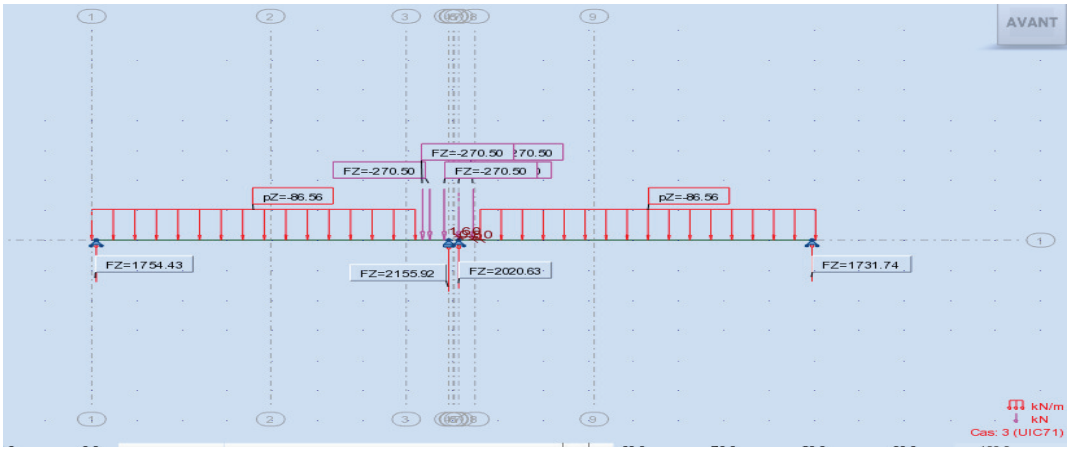
[11] Etude détaillée d'un tronçon de 11 km de la nouvelle ligne ferroviaire Djelfa-Laghouat avec conception et étude d'un pont–rail Présenté par : M. BENAMARA Abdeslam et M. BENAIMECHE Mohamed Amine / promotion 2017 DMS.

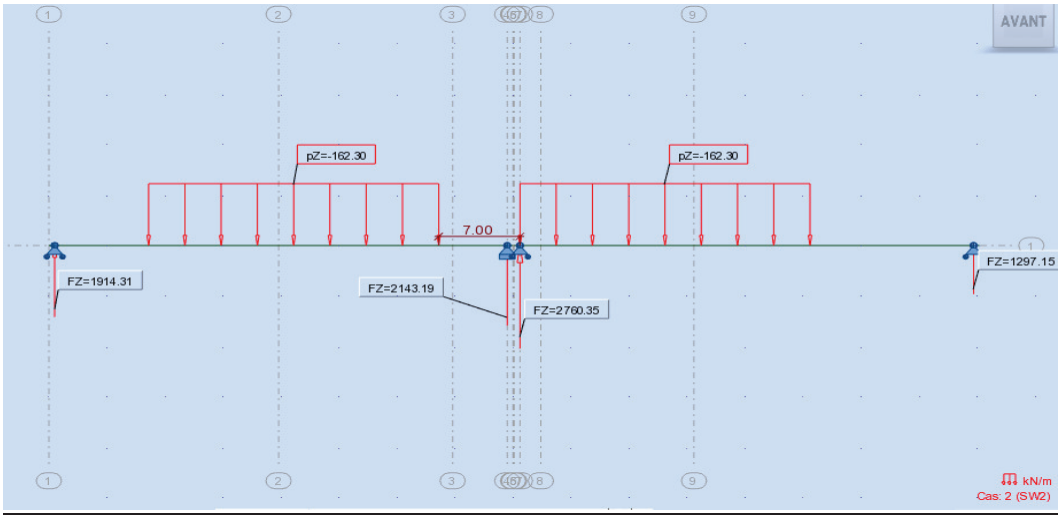
[12] Conception et étude d'un OA sur oued DJEDDI OURLAL Biskra de la Présenté par : MANAA Seif Eddine promotion /2014 DMS

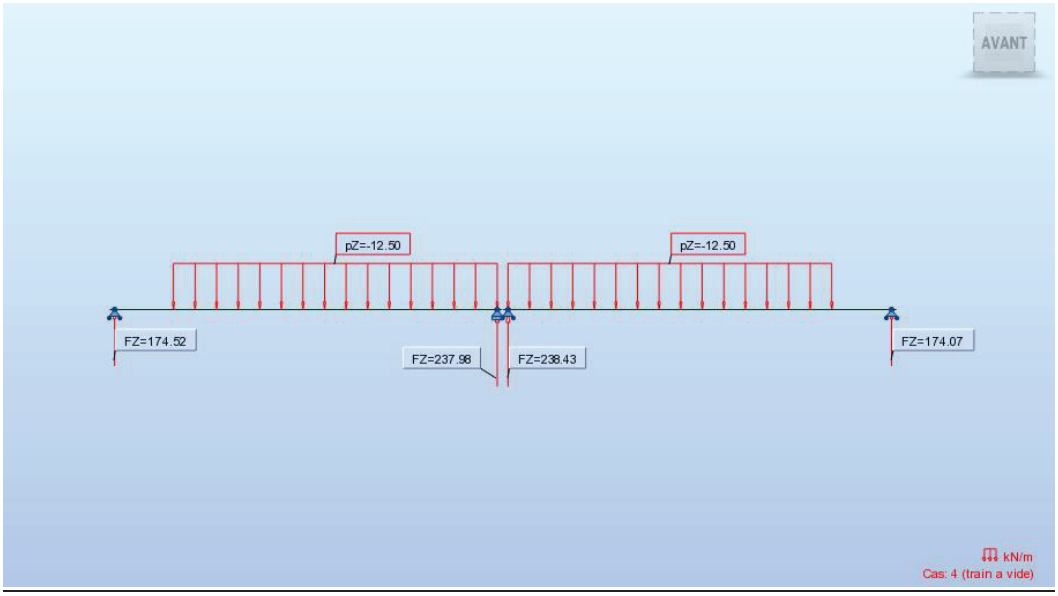
# Annexe A :

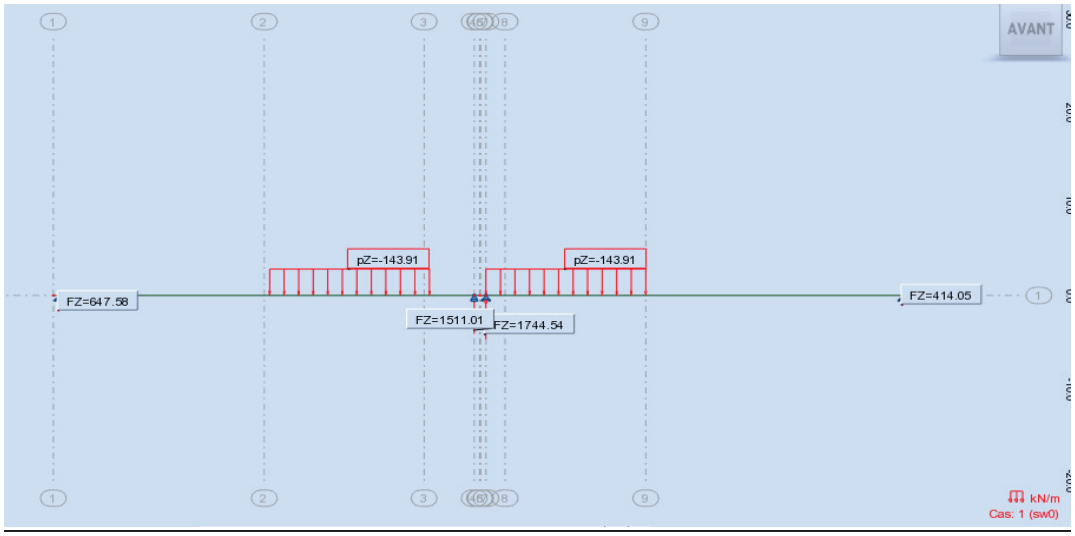
## Réaction d'appuis

## Pile :

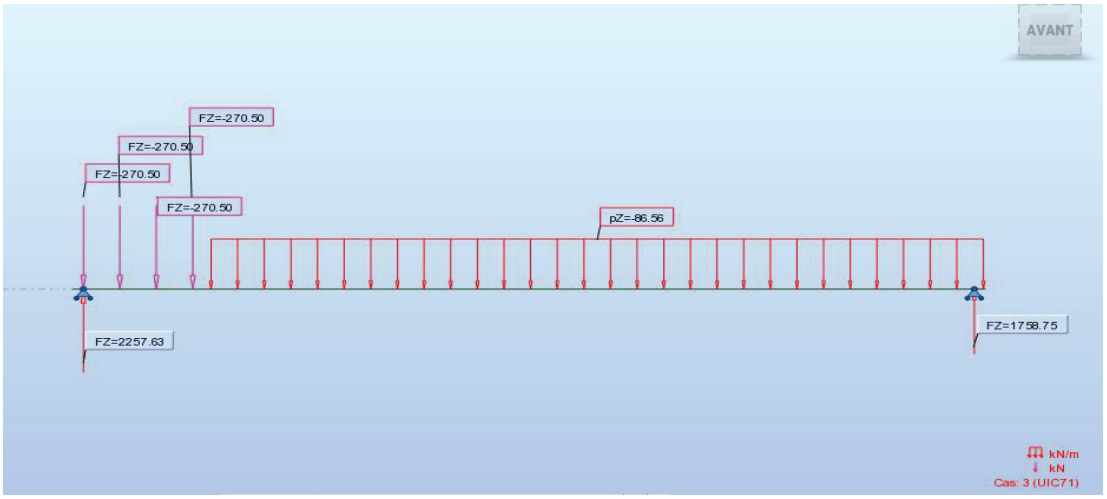


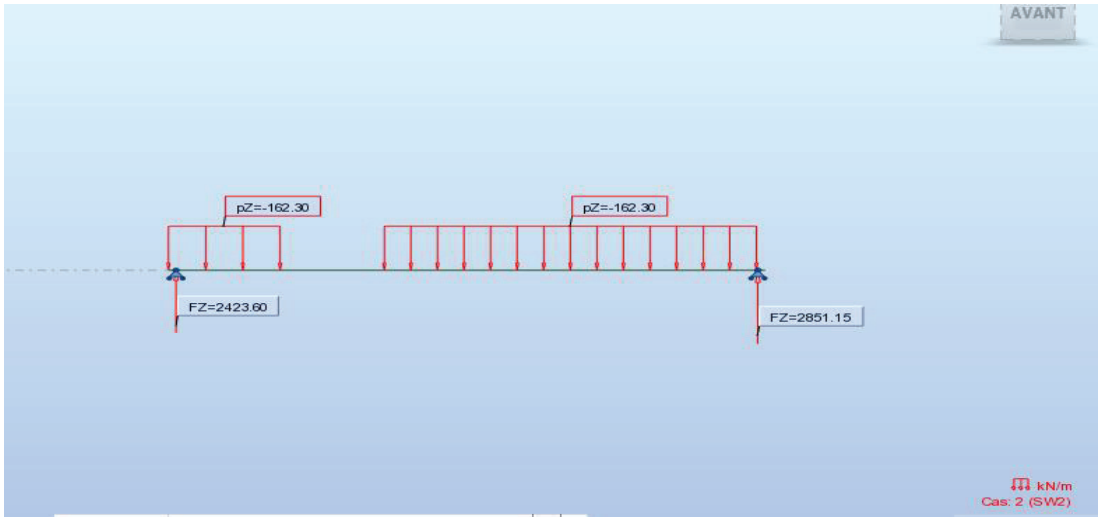



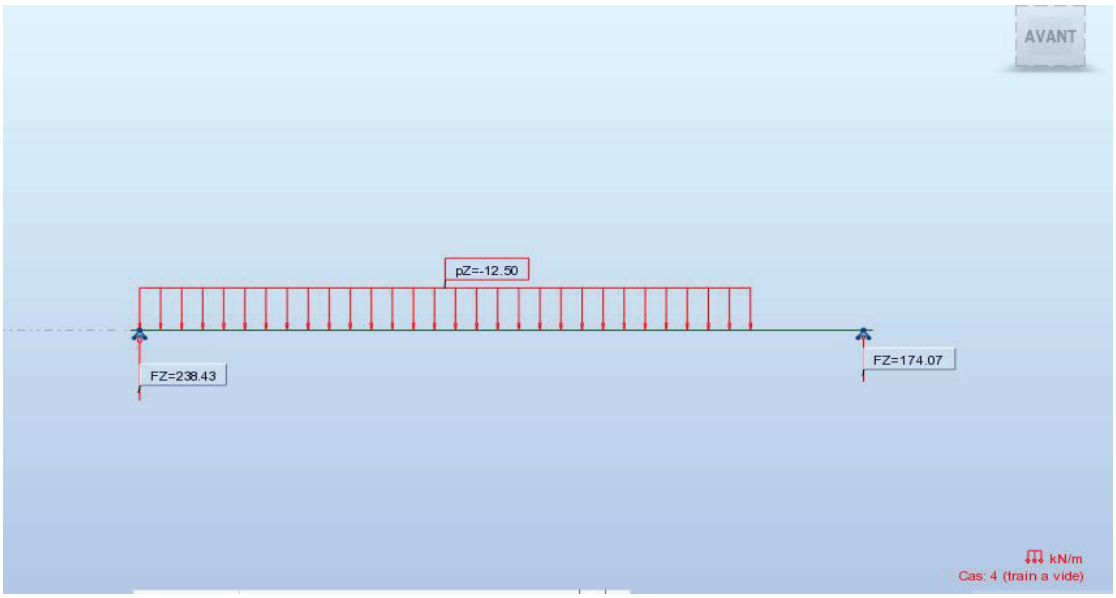



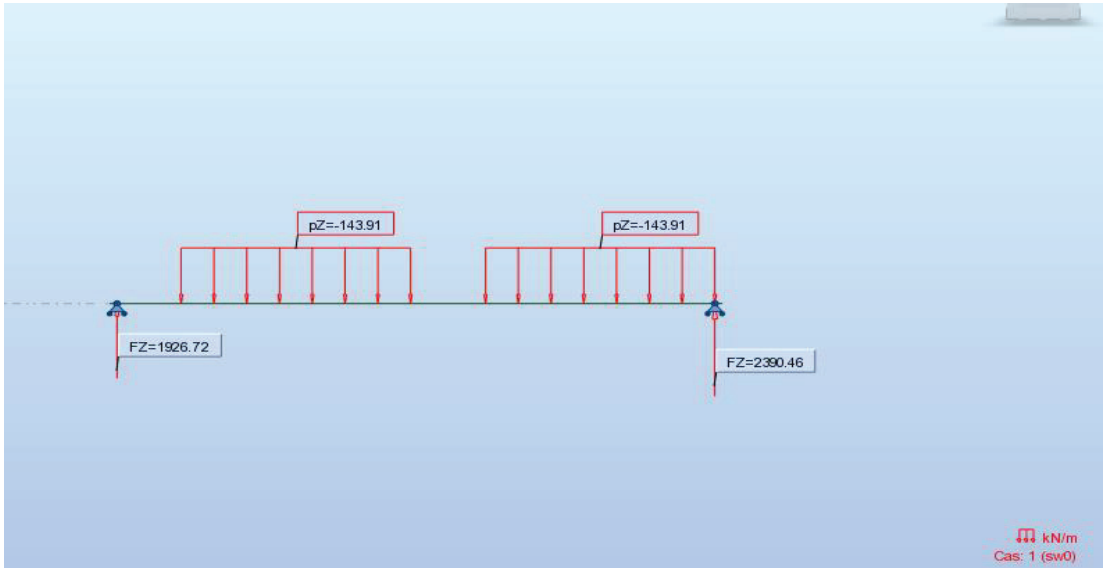

AVANT
pZ=-143.91
pZ=-143.91
FZ=647.58
FZ=1511.01
FZ=1744.54
FZ=414.05
kN/m
Cas: 1 (sw0)

Culé :


AVANT
FZ=-270.50
FZ=-270.50
FZ=-270.50
FZ=-270.50
pZ=-86.56
FZ=2257.63
FZ=1758.75
kN/m
kN
Cas: 3 (UIC71)


AVANT
pZ=-162.30
pZ=-162.30
FZ=2423.60
FZ=2851.15
kN/m
Cas: 2 (SW2)


AVANT
pZ=-12.50
FZ=238.43
FZ=174.07
kN/m
Cas: 4 (train a vide)


pZ=-143.91
pZ=-143.91
FZ=1926.72
FZ=2390.46
kN/m
Cas: 1 (sw0)

# ANNEXE B : TABLEAU EXCEL

## Evaluation des efforts :

## Charges permanant :

| Lpoutre = | 40 | m |
|---|---|---|
| La porté = | 39 | m |
| Nbre poutres = | 9 | m |
| Epaisseur dalle = | 0,35 | m |
| Largeur dalle = | 12,9 | m |

| **Poids propre d'une poutre :** | **815** | **KN** |
|---|---|---|
| **Poids propre d'une entretoise :** | 243 | KN |
| **Poid de dalle** | 4515 | KN |
| **CCP** | 16054. | KN |
| **G** | 15659.6 | KN |

| Charge | Culée | Pile |
|---|---|---|
| $R_g$ | 7829,80 | 15659,60 |
| R(sw0) | 2390,46 | 3255,55 |
| R(sw2) | 2851,15 | 4903,54 |
| R(uic71) | 2257,63 | 4176,55 |
| R(Tv) | 238,43 | 476,41 |

| Charge | Culée | Pile |
|---|---|---|
| G11 | 4780,92 | 6511,10 |
| G12 | 4780,92 | 6511,10 |
| G13 | 4780,92 | 6511,10 |
| G14 | 5702,30 | 8353,10 |

## Nombre des pieux

| **B=** | **10** | **m** | | |
|---|---|---|---|---|
| **$R_{min}$=** | (N/n)-{Myi /$Syi^2$} | | | |
| **$R_{max}$=** | (N/n)+{Myi /$Syi^2$} | | | |
| **n=** | 12 | | | |
| **y1=** | 36 | Nbre de pieux par file1= | | 3 |
| **y1=** | 0 | | | 3 |
| **y1=** | -3,6 | Nbre de pieux par file2= | | 3 |

## Etude de fut :

| | H(m) | B(m) | L(m) |
|---|---|---|---|
| Chevêtre | 1,62 | 2,60 | 12,90 |

| | H(m) | N° | D(m) |
|---|---|---|---|
| Fûts | 7,00 | 3,00 | 2,00 |

| | N (KN) | H (KN) | $/_{FV}/o$ (x/o) | $/_{FH}/O/a$ (y/a,o) | $M_{FV}/_o$ | $M_{FH}/_o$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Fûts | 1649,34 | / | 0,00 | 3,50 | 0,00 | |
| Chevêtre | 1358,37 | / | 0,00 | 7,81 | 0,00 | |
| G Tablier | 15659,60 | / | 0,00 | 8,62 | 0,00 | |
| Hf+r | / | 253,38 | / | 8,62 | | 2184,12 |
| HT° | / | 139,16 | / | 8,62 | | 1199,59 |
| | | | | | | |
| Somme | 18667,31 | 392,54 | / | / | 0,00 | 3383,71 |

## *Les Groupes Charges*

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **G11** | **0,00** | **2120,00** | **0,00** | **8,62** | **0,00** | **18274,40** |
| **G12** | 0,00 | 1060,00 | 0,00 | 8,62 | 0,00 | 9137,20 |
| **G13** | 0,00 | 2120,00 | 0,00 | 8,62 | 0,00 | 18274,40 |
| **G14** | 0,00 | 2040,00 | 0,00 | 8,62 | 0,00 | 17584,80 |

## *ELS*

| | N | H | MH | MV | $\Delta$ M |
|---|---|---|---|---|---|
| **G** | 18667,31 | 392,54 | 3383,71 | 0,00 | 3383,71 |
| **G+G11+Fv1+0.6T** | 18667,31 | 2512,54 | 21658,11 | 0,00 | 21658,11 |
| **G+G12+Fv1+0.6T** | 18667,31 | 1452,54 | 12520,91 | 0,00 | 12520,91 |
| **G+G13+Fv1+0.6T** | 18667,31 | 2512,54 | 21658,11 | 0,00 | 21658,11 |
| **G+G14+Fv1+0.6T** | 18667,31 | 2432,54 | 20968,51 | 0,00 | 20968,51 |

## *A ELU :*

| | N | H | MH | MV | Δ M |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,35G | 32760,86 | 454,78 | 3920,23 | 0,00 | 4829,79 |
| 1,35G+1,45G11+1,35Fvl+0,9T | 39693,20 | 3528,78 | 30418,11 | 0,00 | 37475,67 |
| 1,35G+1,45G12+Fvl+0,9T | 39693,20 | 1991,78 | 17169,17 | 0,00 | 21152,73 |
| 1,35G+1,45G13+1,35Fvl+0,9T | 39693,20 | 3528,78 | 30418,11 | 0,00 | 37475,67 |
| 1,35G+1,35G14+1,35Fvl+0,9T | 40458,97 | 3208,78 | 27659,71 | 0,00 | 34077,27 |

# Etude statique de la culée

## Evaluation des efforts

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | $M_{FV/o}$ | $M_{FH/o}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Semelle | 5600,00 | / | 0,00 | 1,00 | 0,00 | / |
| Mur F | 3788,41 | / | 0,20 | 5,65 | 767,53 | / |
| DDT | 203,00 | / | 3,45 | 10,65 | 700,51 | / |
| Mur en R | 1041,34 | / | 3,37 | 7,33 | 3504,72 | / |
| Corbeau | 157,95 | / | 1,62 | 9,92 | 256,53 | / |
| MGG | 459,79 | / | 0,50 | 10,32 | 229,89 | / |
| Poids des Terres Amot | 5005,14 | / | 2,58 | 6,00 | 12923,77 | / |
| Poids des T sur DDT | 418,34 | / | 3,69 | 11,06 | 1542,82 | / |
| Poussée Mur Frontal | / | 0,00 | / | -3,74 | / | 0,00 |
| Poussée des terres | / | 4460,69 | / | -3,78 | / | -16846,54 |
| Poussée DDT | / | 0,00 | / | 0,00 | / | 0,00 |
| ² | 0,00 | 0,00 | 0,80 | -5,77 | 0,00 | 0,00 |
| Poids Sur 10kN/m² | 493,74 | / | 3,21 | / | 1583,92 | / |
| Poussée Sur 10kN/m² | / | 360,23 | / | -3,11 | / | -1120,32 |

| TABLIER | 7829,80 | 0,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | 0,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| G11 | 2390,46 | 1060,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9444,60 |
| G12 | 2851,15 | 530,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -4722,30 |
| G13 | 2257,63 | 1060,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9444,60 |
| G14 | 238,43 | 1020,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9088,20 |
| | | | | | | |
| Hf+r | / | 126,69 | / | -8,91 | / | -1128,80 |
| HT° | / | 69,58 | / | -8,91 | / | -619,97 |

## A ELS :

| | | N | H | MH | MV | Δ M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | (KN) | (KN) | (KN.m) | (KN.m) | (KN.m) |
| G | | 24503,76 | 5017,19 | -19715,63 | 21509,70 | 1794,07 |
| G+G11+Fvl+0,6T | | 26894,22 | 6077,19 | -29160,23 | 21509,70 | -7650,53 |
| G+G12+Fvl+0,6T | | 29745,37 | 6607,19 | -24437,93 | 21509,70 | -2928,23 |
| G+G13+Fvl+0,6T | | 32003,00 | 7667,19 | -29160,23 | 21509,70 | -7650,53 |
| G+G14+Fvl+0,6T | | 32241,43 | 8687,19 | -28803,83 | 21509,70 | -7294,13 |

## A ELU :

| | | N | H | MH | MV | Δ M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | (KN) | (KN) | (KN.m) | (KN.m) | (KN.m) |
| 1.35G+0.9T | | 33080,07 | 6773,21 | -26616,10 | 29038,09 | 2421,99 |
| 1,35G+1,45G11+1,35Fvl+0,9T | | 36546,24 | 8310,21 | -40310,77 | 29038,09 | -11272,68 |
| 1,35G+1,45G12+Fvl+0,9T | | 37214,24 | 9078,71 | -33463,44 | 29038,09 | -4425,35 |
| 1,35G+1,45G13+1,35Fvl+0,9T | | 36353,64 | 10615,71 | -40310,77 | 29038,09 | -11272,68 |
| 1,35G+1,35G14+1,35Fvl+0,9T | | 33401,95 | 12094,71 | -38885,17 | 29038,09 | -9847,08 |

# Mur frontal

| Désignation | N (KN) | H (KN) | /FV/o (x/o) | /FH/O/a (y/a,o) | MFV/o | MFH/o |
|---|---|---|---|---|---|---|
| MGG | 459,79 | / | 0,9924 | 8,3163 | 3823,74 | / |
| Mur frontal | 3788,41 | / | 0 | 3,7 | 0 | / |
| DDT | 203,00 | / | 1,32 | 8,64 | 1753,92 | / |
| Poussées des terres | / | 4202,451 | / | -3,117 | / | -13097,64 |
| Poussées 1t/m$^2$ | / | 360,23 | / | -3,11 | / | -1120,32 |
| Tablier | 7829,80 | 0,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | 0,00 |
| G11 | 2390,46 | 1060,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9444,60 |
| G12 | 2851,15 | 530,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -4722,30 |
| G13 | 2257,63 | 1060,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9444,60 |
| G14 | 238,43 | 1020,00 | 0,00 | -8,91 | 0,00 | -9088,20 |
| Hf+r | / | 126,69 | / | -8,91 | / | -1128,80 |
| HT° | / | 69,58 | / | -8,91 | / | -619,97 |

# ANNEXE C : évaluation des section d'acier

# FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE

## Calcul de Section en Flexion Simple

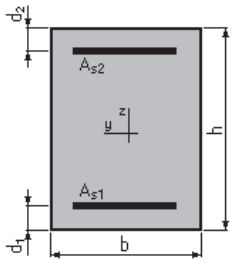
## 1.Ferraillage Nappe Supérieure :

### 1. Hypothèses :

**Béton : fc28 = 45.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

### 2. Section:




b = 30.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
$d_1$ = 5.0 (cm)
$d_2$ = 5.0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 0.00 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 611.29 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 | 0.00 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 18.5 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.7 (cm2)
théorique $\rho$ = 0.43 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.13 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELS $M_{max}$ = 611.29 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 43.4 (cm)
Bras de levier: Z = 130.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 7.2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 252.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 252.8 (MPa)

## 2.FERREILLAGE NAPPE INFERIEURE :

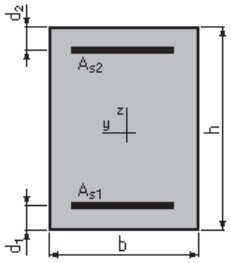
### Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 35.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

### 2. Section:




b = 30.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
$d_1$ = 5.0 (cm)
$d_2$ = 5.0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | **$M_{max}$** (kN*m) | **$M_{min}$** (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 0.00 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 440.54 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 | 0.00 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 6.5 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.4 (cm2)
théorique $\rho$ = 0.13 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.11 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELS $M_{max}$ = 440.54 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 25.7 (cm)
Bras de levier: Z = 136.4 (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 7.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 500.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

# CADRE TRANSVERSAL (L'EFFORT TRANCHANT)

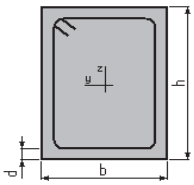
## Calcul de Section à l'effort Tranchant

### 1. Hypothèses :

**Béton: fc28 = 25.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

### 2. Section :




b = 35.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

| Cas N$^O$ | Type | **V** (kN) | **N** (kN) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 1038.72 | 0.00 |

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u$ = 2.0 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.3 (MPa)

**Armatures transversales**
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3.5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t$ = 2.3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : $S_t$ = 17.9 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Escapement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 8 + 7*16 + 1*20 (cm)

# CALCUL FERRAILLAGE DE L'HOURDIS

## Calcul de Section en Flexion Simple

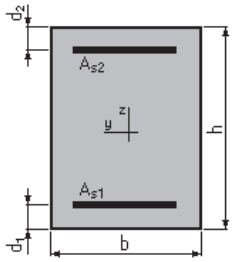
## 1.FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE SUR APPUIS

### 1. Hypothèses :

**Béton: fc28 = 45.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

### 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
$d_1$ = 5.0 (cm)
$d_2$ = 5.0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental ) | 26.87 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 18.28 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel ) | 0.00 | 0.00 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 5.0 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.0 (cm2)
théorique $\rho$ = 0.17 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.17 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 26.87 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 2.39 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.1 (cm)
Bras de levier: Z = 29.6 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 0.37 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 434.8 (MPa)

**Cas ELS $M_{max}$ = 18.28 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.93
Position de l'axe neutre: y = 6.0 (cm)
Bras de levier: Z = 28.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 0.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 9.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 252.8 (MPa)

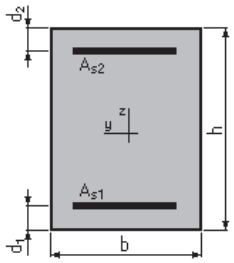
## 2.FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE SUR MI TRAVEE

### 1. Hypothèses :

**Béton: fc28 = 45.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiquesr(
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
$d_1$ = 5.0 (cm)
$d_2$ = 5.0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 46.85 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 31.38 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 | 0.00 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 5.0 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.0 (cm2)
théorique $\rho$ = 0.17 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.17 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 46.85 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.1 (cm)
Bras de levier: Z = 29.6 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 0.37 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 434.8 (MPa)

**Cas ELS $M_{max}$ = 31.38 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.13
Position de l'axe neutre: y = 6.0 (cm)
Bras de levier: Z = 28.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 1.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 15.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 252.8 (MPa)

# ETUDE DE LA CULEE

## 1. MUR FRONTAL

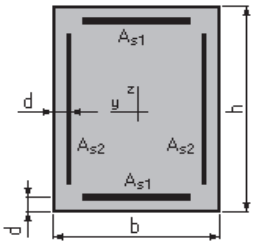
## Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 27.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d = 7.0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | **N** (kN) | $\mathbf{M_y}$ (kN*m) | $\mathbf{M_z}$ (kN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 2322.40 | 3745.93 | 0.00 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 2. | ELS | 1715.51 | 2639.18 | 0.00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 31.7 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 41.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 1025.0 (cm2)
théorique $\rho$ = 0.32 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.10 (%) maximum $\rho_{max}$ = 5.00 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU N = 2322.40 (kN) $M_y$ = 3745.93 (kN*m) $M_z$ = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.61 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 33.6 (cm)
Bras de levier: Z = 184.6 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 2.05 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ =434.8 (MPa)
comprimée: $\sigma_s$' = 323.9 (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS N = 1715.51 (kN) $M_y$ = 2639.18 (kN*m) $M_z$ = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 63.9 (cm)
Bras de levier: Z = 176.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 6.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 207.3 (MPa)
comprimée: $\sigma_s$' = 88.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

# 2. MUR GARDE GREVE

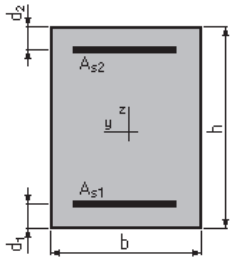
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

### 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
$d_1$ = 5.0 (cm)
$d_2$ = 5.0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 396.04 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 288.26 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 | 0.00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 46.1 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 35.7 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.0 (cm2)
théorique $\rho$ = 3.27 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.12 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 396.04 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.06 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 8.3 (cm)
Bras de levier: Z = 21.7 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 7.06 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 434.8 (MPa)
comprimée: $\sigma_s'$ = 277.6 (MPa)

**Cas ELS $M_{max}$ = 288.26 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.2 (cm)
Bras de levier: Z = 21.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 16.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 300.3 (MPa)
comprimée: $\sigma_s'$ = 134.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

# 4. DALLE DE TRANSITION

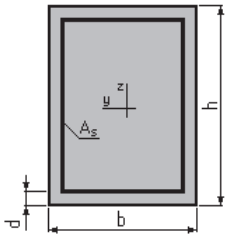
## Calcul d'une Section Comprimée

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 27.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

### 3. Forces:

| | **N** (kN) |
|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 92.83 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 66.54 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 |

### 4. Résultats:

### Résistance des Matériaux:

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Section brute | B = 3000.0 | (cm2) | Section réduite | $B_r$ = 2744.0 | (cm2) |
| Long flambement | $l_{fy}$ = 3.0 | (m) | Long flambement | $l_{fz}$ = 3.0 | (m) |
| Inertie | $I_y$ = 225000.0 | (cm4) | Inertie | $I_z$ = 2500000.0 | (cm4) |
| Rayon de giration | $i_y$ = 8.7 | (cm) | Rayon de giration | $i_z$ = 28.9 | (cm) |
| Elancement | $\lambda_y$ = 34.6 | | Elancement | $\lambda_z$ = 10.4 | |
| | $\alpha$ = 0.71 | | $N_u$ (béton seul) | = 3900.60 | (kN) |

### Béton:

$\sigma$ ( ELS ) = 0.2 (MPa)
0,6 fcj = 16.2 (MPa)

### Acier:

Section théorique $A_s$ = 10.4 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 10.4 (cm2)

Section maximum $A_{s\,max}$ = 150.0 (cm2)
théorique $\rho$ = 0.52 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.35 (%)
maximum $\rho_{max}$ = 5.00 (%)

# 5.MUR EN RETOURE

## 5.1 ferraillage Horizontale

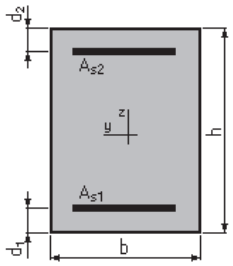
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 27.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

### 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
$d_1$ = 5.0 (cm)
$d_2$ = 5.0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | **$M_{max}$** (kN*m) | **$M_{min}$** (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 1044.41 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 767.40 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 | 0.00 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 50.2 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)
théorique $\rho$ = 0.91 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.10 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 1044.41 (kN*m)** **$M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 17.8 (cm)

Bras de levier: Z = 47.9 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 7.30 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 434.8 (MPa)

**Cas ELS $M_{max}$ = 767.40 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.12
Position de l'axe neutre: y = 22.2 (cm)
Bras de levier: Z = 47.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 14.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 321.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

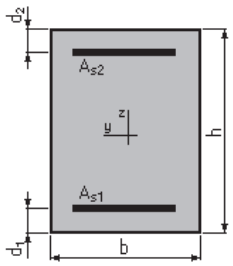
## 5.2 ferraillage Horizontale

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 27.0 (MPa)** **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

### 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
$d_1$ = 5.0 (cm)
$d_2$ = 5.0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 935.78 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 696.42 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 | 0.00 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 44.2 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.5 (cm2)

théorique $\rho$ = 0.80 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0.10 (%)

## Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 935.78 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 15.7 (cm)
Bras de levier: Z = 48.7 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 8.77 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 434.8 (MPa)

**Cas ELS $M_{max}$ = 696.42 (kN*m) $M_{min}$ = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.18
Position de l'axe neutre: y = 21.2 (cm)
Bras de levier: Z = 47.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 13.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 328.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)