**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة**

**فرنســيس جانســون**

**École Nationale Supérieure des Travaux Publics**

**Francis Jeanson**




**Mémoire**

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

**Filière : Travaux Publics**

**Spécialité : infrastructures de base**

# Thème

***Conception et étude d'un viaduc sur oued Mina à la pénétrante de Mostaghanem vers l'autoroute est-ouest***

*SECTION Relizane (PK11+088 )*

Réalisé par :

**Rouaghi taki eddine**

Encadré par :

**Mr. Brikh Abderazac**

PROMOTION 2020/2021

**© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba**

# *REMERCIEMENT :*

*Je tiens tout d'abord à remercier le bon Dieu de m'avoir guidé et donné la force et la volonté pour atteindre mon objectif.*

*Je remercie mon promoteur Mr A. BRIKH pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui m'a gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.*

*Ainsi pour son aide et son orientation durant l'évolution de notre mémoire de fin d'étude.*

*Mes sincères remerciements vont à tout le personnel du*

*GLMR et à leur tête : Mr Omar , Mr belabbas*

*Je remercie les membres de jury qui me fais l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Je remercie également touts les enseignants de l'E.N.T.P.*

# Dédicace/اهداء

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qui j'aime jusqu'à les frontières de l'imagination*

*Ma chère mère, mon cher père, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler*

*Je le dédie aussi à :*

*Mes frères (Yacine et Imad),*
*Mes sœurs (Imen,Maria),*
*Mes beaux oncles(Karim,Raouf,*
*Fares).*

*A toutes ma grande*

*famille Rouaghi et Attia*

.

*La promotion 2021 spécialement mes chères amis*
*Hamid,Imad,Toufik,omar… ( et la liste ne se termine pas)*

*R.Taki eddine*

## *Résumé*

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc à travées multiples situé à la commune sidi khettab, la commune intermédiaire entre les wilayas de mostaghanem, relizane , dans le cadre de la réalisation de la liaison Autoroutière reliant mostaghanem à l'Autoroute Est-Ouest au niveau relizane.

On est passé à l'objectif principale cela comprend le choix de la variante la plus adéquate, le pré-dimensionnement et l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi que l'étude de l'hourdis et les équipements, enfinla conception et le dimensionnement de l'infrastructure.



**Mots clés : viaduc, travées multiples, poutres, conception, précontrainte, infrastructure.**



## *Abstract*

The purpose of this work is the design and study of a multi-span viaduct located in the commune sidi khettab, the intermediate commune between the cities mostaghanem, relizane , as part of the motorway link that connects mostaghanem city to the East-West motorway atthe level of relizane city.

We have moved on to the main objective this includes the choice of the most suitable variant, pre-sizing, evaluation of loads and overloads, the study of the prestressing as well as the study of the slab and the equipment, and finally the design and sizing of the infrastructure.



**Key words: viaduct, multi-span, beams, design, the prestressed, infrastructure.**



## ملخص

هدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر متعدد الامتدادات يقع في بلدية سيدي خطاب ، البلدية الوسيطة بين ولايات مستغانم ، غليزان ، كجزء من تحقيق انجاز الطريق السريع الذي يربط مستغانم - الطريق السيار شرق غرب على مستوى غليزان .

لقد انتقلنا إلى الهدف الرئيسي ، والذي يتضمن اختيار البديل الأنسب ، والتحجيم المسبق وتقييم الأحمال والزائدة ، ودراسة الإجهاد المسبق وكذلك دراسة الحمولة والمعدات. وأخيرًا التصميم وحجم البنية التحتية.



الكلمات المفتاحية: الجسر ، الجسور المتعددة ، الحزم ، التصميم ، الإجهاد المسبق ، البنية التحتية.

## Liste des tableaux

TABLEAU II. 1: dimensions des section de la poutre....13
TABLEAU II. 2: récapitulation d'analyse multi critaire....17

TABLEAU III. 1: valeurs de contrainte admissible de compression à l'ELU....22
TABLEAU III. 2 : valeurs de module d'élasticité longitudinale....23

Tableau IV.1 : section intermédiaire sans dalle……..….28
Tableau IV.2 : caractéristiques de la section intermédiaire…….……29
Tableau VI.3 : section médiane sans dalle……31
Tableau IV.4 : caractéristique de la section médiane……31
Tableau IV.5 : section d'about sans dalle……..……..33
Tableau IV.6 : caractéristique de la section d'about……..……..33

TABLEAU V. 1: bilan des charges complémentaires....37
TABLEAU V. 2: bilan des charges....37
TABLEAU V. 3: charge Bc....40
TABLEAU V. 4: coefficient □B....41
TABLEAU V. 5: valeurs de l'effort tranchant....45
TABLEAU V. 6: valeurs du moment fléchissant....45

TABLEAU VI. 1:table relatif à K0 pour Θ=0.75....50
TABLEAU VI. 2:table relatif à K1 pour Θ=0.75....50
TABLEAU VI. 3:table relatif à Kα....50
TABLEAU VI. 4:table relatif à Kα pour chaque poutre....51
TABLEAU VI. 5:calcul de Kmoy sous la charge Mc120....52
TABLEAU VI. 6:les moments dans chaque poutre sous les différentes charges....53
TABLEAU VI. 7:combinaisons des moments fléchissant à L'ELS....53
TABLEAU VI. 8:combinaisons des moments fléchissant à l'ELU....54

TABLEAU VII. 1: données de dimensionnement de la précontrainte....62
TABLEAU VII. 2: calcul de PMIN....63
TABLEAU VII. 3:Détermination du nombre de câble....63
TABLEAU VII. 4:Caractéristiques de chaque vérification des contraintes....64
TABLEAU VII. 5: Résultats de vérifications des contraintes....65
TABLEAU VII. 6:Caractéristiques du tracé des câbles....68
TABLEAU VII. 7: Valeurs des pertes dues aux frottements....69
TABLEAU VII. 8:Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage....69
TABLEAU VII. 9:Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton....70
TABLEAU VII. 10:Valeur des Pertes par fluage....71
TABLEAU VII. 11:pertes par relaxation....72
TABLEAU VII. 12:Limitation des contraintes....73
TABLEAU VII. 13: Caractéristiques nettes des sections....73
TABLEAU VII. 14:Caractéristiques de chaque phase de vérification....74
TABLEAU VII. 15:Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2....75
TABLEAU VII. 16:Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4....75
TABLEAU VII. 17:Effort de précontrainte....76

TABLEAU VII. 18:Contrainte tangentielle « τ » ..... 77
TABLEAU VII. 19:Détermination l'angle βu ..... 78

TABLEAU IX. 1:calcul de K fut ..... 82
TABLEAU IX. 2:calcul de K appuis ..... 83
TABLEAU IX. 3: calcul Kp ..... 83
TABLEAU IX. 4: calcul effort sur appuis ..... 84
TABLEAU IX. 5: calcul des raideurs des appuis ..... 85

TABLEAU X. 1: résultante des charges sur pile et culé ..... 92
TABLEAU X. 2:evaluation des efforts sur pile ..... 94
TABLEAU X. 3: cobinaisons des efforts à l'ELS ..... 94
TABLEAU X. 4: combinaisons des efforts à l'ELU ..... 95
TABLEAU X. 5: evaluation des efforts sur fut ..... 96
TABLEAU X. 6: efforts sismiques sur culé ..... 99
TABLEAU X. 7: les efforts sur culé ..... 102
TABLEAU X. 8: combinaisons des efforts (ELS,ELU,ELA) ..... 103

Liste des figures

FIGURE I. 1: vue aérienne sur site....2
FIGURE I. 2: tracé en plan....3
FIGURE I. 3: coupe géologique....4

FIGURE II. 1: implantation des appuis....9
FIGURE II. 2: dimensionnement des piles....10
FIGURE II. 3: tablier d'un pont mixte à bipoutres....11
FIGURE II. 4: implantation des appuis....12
FIGURE II. 5: dimensions des poutres....12
FIGURE II. 6: entraxe des poutres....13
FIGURE II. 7: coupe transversale....13
FIGURE II. 8: pont VIPP....14
FIGURE II. 9: implantation des appuis....14
FIGURE II. 10: section d'about FIGURE II. 11: section médiane....16
FIGURE II. 12: section intermédiaire....16

FIGURE III. 1:valeurs de fclim et K....21
FIGURE III. 2 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU....22
FIGURE III. 3 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS....23
FIGURE III. 4 : diagramme contraine-déformation d'acier....24

Figure VI.1: section intermédiaire avec dalle……..29
Figure VI.2 : section intermédiaire……..29
Figure VI.3: section médiane……31
Figure VI.4 : section médiane avec dalle……..31
Figure VI.5 : section d'about……..33
Figure VI.6 :section d'about avec dalle……..33

FIGURE V. 1: coupe longitudinale de la poutre....36

FIGURE VI. 1: Ligne d'influence des coefficients Kα de la poutre 7....51
FIGURE VI. 2: Charge MC120....51
FIGURE VI. 3: Les surfaces de la poutre 06 sous la charge MC120....52
FIGURE VI. 5:modele de tablier....54
FIGURE VI. 6: poids G....55
FIGURE VI. 7:charge Bc1....55
FIGURE VI. 8: charge A(l)1....55
FIGURE VI. 9:charge militaire MC120....56
FIGURE VI. 10:charge D240....56
FIGURE VI. 11:Diagramme des moments fléchissant à l'ELS....57
FIGURE VI. 12:Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison G+D240....57
FIGURE VI. 13:Diagramme du moment fléchissant à l'ELU....58
FIGURE VI. 14:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU....58

Figure VII. 1: géometrie des cables....65
Figure VII. 2: disposion des cables....66

Figure VII. 3: l'angle de déviation des cables.....67
Figure VII. 4: frottement le long du cable lors dela mise en tension .....68
Figure VII. 5: section tendu.....77

FIGURE VIII. 1: : dimensionnement de la dalle .....81
FIGURE VIII. 2: : moment max à l'ELU .....82
FIGURE VIII. 3: Effort tranchant max à l'ELU.....82
FIGURE VIII. 4: moment fléchissant à l'ELS .....83
FIGURE VIII. 5: effort tranchant à l'ELS .....83
FIGURE VIII. 6: ferraillage de la dalle .....84

Table des matieres

Introduction

I. CHAPITRE I : Généralité

I.1 Présentation du projet : .....2

I.2 Donnés du projet :.....2

I.2.1 Les données fonctionnelles : .....2

I.2.2 les données naturelles :.....4

I.2.3 donnees sismologiques.....6

II. Chapitre II : conception générale

II.1 Choix et type d'ouvrage :.....8

II.2 Comment procéder au choix :.....8

II.3 Les différentes variantes proposées : .....9

II.3.1 Première variante ( pont-dalle) : .....9

II.3.2 Deuxième variante (pont mixte bipoutres ) :.....11

II.3.3 Troisième variante : pont à poutres précontrainte type (VIPP) :.....14

II.4 Analyse multicritère :.....17

II.5 Conclusion : .....18

III. Chapitre III : Matériaux

III.1 Introduction.....20

III.2 Caractéristiques Des Matériaux:.....20

III.2.1 Caractéristiques mécaniques du béton : .....20

III.2.2 Les aciers.....23

IV. Chapitre IV : Caractéristiques des éléments tablier

IV.1- Caractéristiques géométriques des poutres :……...28

IV.1.1- Notations et formules :……...28

IV.1.2- Caractéristiques de la section intermédiaire :…….....28

IV.1.3 Caractéristiques de la section médiane :……..30

IV.1.4- Caractéristique de la section d'about :……..……32

IV.2- Les équipements :……..……..……...33

IV.2.1- Revêtement du tablier :……..…33

IV.2.2- les trottoirs :…….…….…33

IV.2.3- le garde-corps :……....34

IV.2.4- Corniches :…..……..…….…..…34

IV.2.5- joint de chaussée :……..……..……34

V. Chapitre V : Calcul des charges et surcharges
V.1 Introduction :.....36
V.2 Calcul des charges : .....36
V.2.1 Calcul de la charge permanente : .....36
V.2.2 calcul les compléments des charges :.....37
V.2.3 poids totale du tablier 33.4m :.....37
V.2.4 Evaluation des efforts internes :.....38
V.3 Calcul des surcharges :.....38
V.3.1 Caractéristiques du pont :.....38
V.3.2 Les surcharges a calculer : .....38
V.4 Tableau récapitulatif : .....45

VI. Chapitre VI : Etude du tablier
VI.1 INTRODUCTION .....47
VI.2 LA METHODE DE GUYON-MASSONET .....47
VI.3 Détermination des paramètres :.....47
VI.4 Répartition du moment fléchissant : .....49
VI.4.1 Evaluation des coefficients de répartition : .....49
VI.4.2 Tracé la ligne d'influence.....51
VI.4.3 Tableau récapitulatif du moment fléchissant : .....52
VI.4.4 Combinaisons des actions : .....53
VI.5 Vérification avec méthode de calcul automatique : .....54
VI.5.1 Etape de modélisation : .....54
VI.5.2 2éme Etape définir les charges et surcharges selon RCPR : .....54
VI.5.3 3eme Etape : combinaisons et pondération des charges et surcharges .....56
VI.5.4 4eme Etape calcul et analyse des résultats :.....57

VII. Chapitre VII : Etude de la précontrainte
VII.1 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE : .....61
VII.2 MODES DE PRECONTRAINTE .....61
VII.3 CHOIX DU PROCÉDÉ.....61
VII.4 DONNEES DE CALCUL .....61
VII.5 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....62
VII.5.1 VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE .....62
VII.5.2 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE .....63
VII.5.3 Détermination des cables de l'about :……..63

VII.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES .....63
VII.7 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE .....65
VII.7.1 PRINCIPE DE TRACE : .....65
VII.7.2 DETERMINATION DU TRACE .....65
VII.8 CALCUL DES PERTES .....68
VII.8.1 PERTES DE TENSION INSTANTANEES .....68
VII.8.2 PERTES PAR FROTTEMENT .....68
VII.8.3 PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE .....69
VII.8.4 PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON .....69
VII.8.5 PERTES DIFFEREES .....70
VII.8.6 PERTES PAR RETARAIT .....70
VII.8.7 PERTE PAR FLUAGE .....71
VII.8.8 PERTE PAR RELAXATION .....71
VII.8.9 PERTES TOTALES .....72
VII.9 VERIFICATION DES CONTRAINTES .....72
VII.10 LIMITATION DES CONTRAINTES .....73
VII.11 CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS .....73
VII.12 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES .....74
VII.13 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES .....76
VII.14 ARMATURES DES ZONES TENDUES .....77
VII.15 JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU .....78

VIII. Chapitre VIII : calcul de l'hourdis
VIII.1 Introduction : .....81
VIII.2 Géométrie de l'hourdis .....81
VIII.3 Evaluation des efforts : .....81
VIII.3.1 Les moments max à l'ELU : .....82
VIII.3.2 Les efforts tranchants max à l'ELU : .....82
VIII.4 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI) (ELU) .....83

IX. Chapitre IX : Etude des équipements
IX.1 Introduction : .....81
IX.2 DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS DE TYPE B .....81
IX.3 Calcul sismique .....82
IX.3.1 Définition la masse de la structure : .....82
IX.3.2 Composante longitudinal .....82
IX.3.3 Composante transversal .....85

IX.4 Détermination de la raideur transversal de la structure : ....85
IX.4.1 Composante Verticale ....85
IX.4.2 Combinaisons des efforts ....86
IX.4.3 Calcul des efforts dus à variation linéaire : ....86
IX.5 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS ....87
IX.6 DES D'APPUIS ....88
IX.6.1 DIMENSIONNEMENT DES APPUIS ....88
IX.6.2 FERRAILLAGE DES APPUIS ....89
IX.7 JOINT DE CHAUSSEE ....89
IX.7.1 DIMENSIONNEMENT ....89

X. Chapitre X : Etude de l'infrastructure
X.1 Introduction : ....92
X.2 les charges : ....92
X.3 Evaluation des efforts horizontaux : ....92
X.3.1 Action dynamique : ....92
X.4 ETUDE DE LA PILE : ....93
X.4.1 VERIFICATION DU FLAMBEMENT : ....93
X.4.2 Evaluation des efforts : ....93
X.4.3 Sollicitations les plus défavorables : ....95
X.4.4 Actions sur pieux : ....95
X.4.5 Calcul des futs : ....96
X.4.6 Ferraillage de la semelle : ....98
X.5 Etude de la culé : ....98
X.5.1 Effort de séisme : ....99
X.5.2 Action statique : ....99
X.5.3 les charges appliquant sur la culée : ....100
X.5.4 Le calcul des efforts sur la culé : ....100
X.5.5 Combinaisons des cas de Charges : ....102
X.5.6 Action sur les pieux : ....103
Conclusion :
Bibliographie :
Annexe :

# *INTRODUCTION*

*Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art. Les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.*

*On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.*

*La Conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service d'usager. On distingue 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 influent sur sa conception.*

*Cet mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont franchissant Oued Mina sur la Pénétrante Mostaghanem-Relizane dans la Wilaya de Relizane. Ou nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définis et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde.*

# CHAPITRE I
# Généralité

## I.1 Présentation du projet :

Dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Mostaganem à l'autoroute est-ouest sur 60 km en 2*3 voies (tronçon traversant la wilaya de relizane sur 33 km). Il est nécessaire de réaliser 12 ouvrages d'arts pour franchir les obstacles existants. Parmi ces ouvrages le viaduc franchisent oued mina au PK 11+088.25

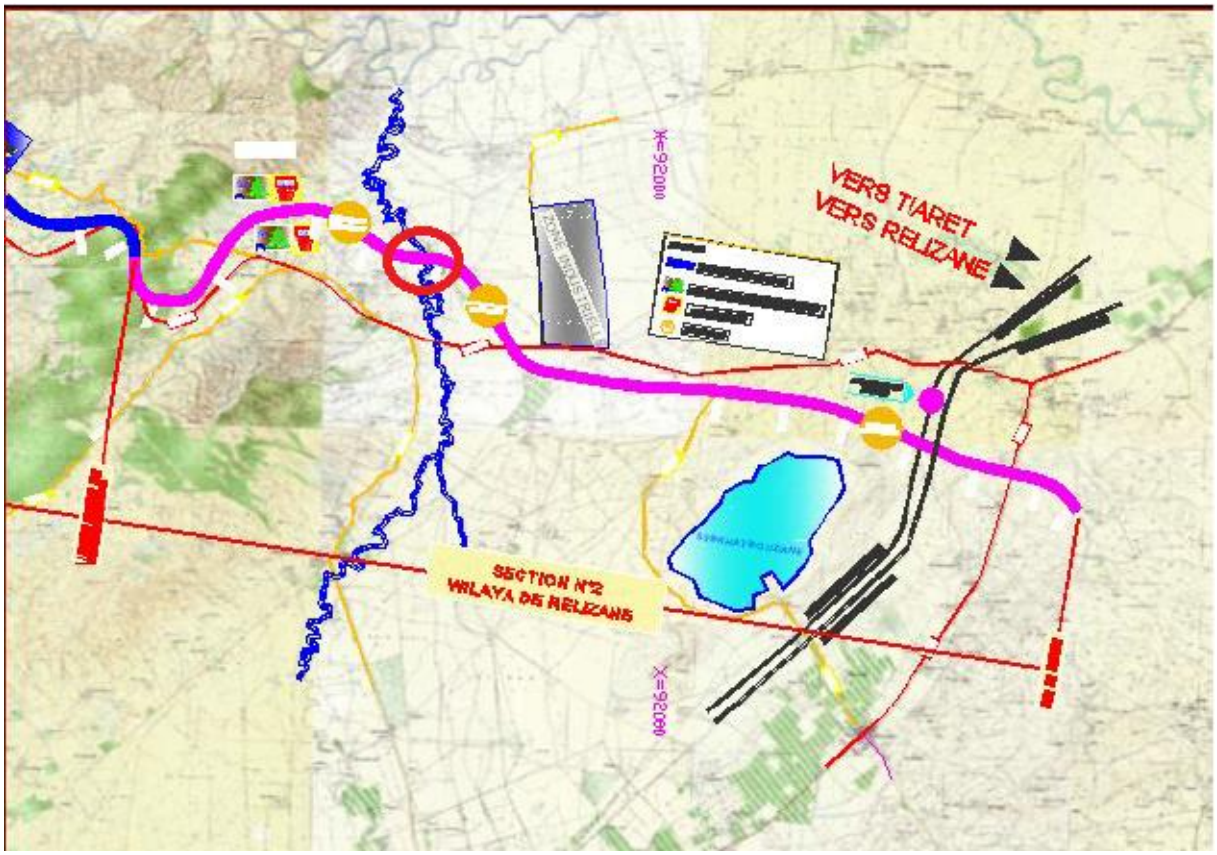



FIGURE I. 1: vue aérienne sur site

## I.2 Donnés du projet :

Pour choisir la meilleure conception et commencer l'étude, seulement lorsque toutes Les données relatives au franchissement sont réunies.

### I.2.1 Les données fonctionnelles :

Les donnés fonctionnelles représentent les caractéristiques lesquelles assurent la fonction de l'ouvrage de franchissement au bonnes conditions, pour cela on doit définir les

caractéristiques des travées et des voies ou obstacles franchis.

### a) Tracé en plan :

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 100m

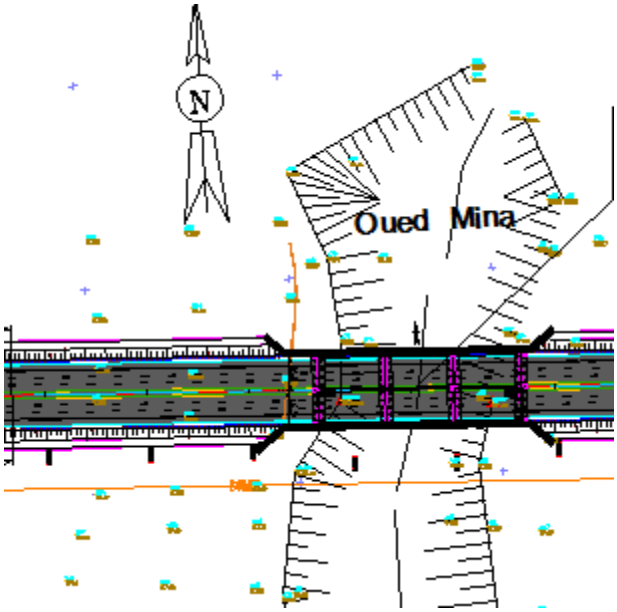



FIGURE I. 2: tracé en plan

### b) Profil en long :

L'ouvrage représente un profil en long de 100m, en biais de 92.8 Gr.

C'est un alignement droit de pente 0.5 pourcent, en partant du niveau 11125m au niveau de 11025m, le pont franchit oued mina non navigable, son gabarit n'est pas conditionné par des contraintes fonctionnelles mais par des contraintes naturelles.

### c) 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 de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable Lr = 13.5m
- Nombre de voies de circulations= 4

- La pente : 2.5 pourcent
- Largeur trottoir = 1m
- Largeur totale = 15.5m

## I.2.2 les données naturelles :

L'obtenir des caractéristiques géotechniques du sol entraine les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

### a) Les données géotechniques et géologiques :

Les sondages carottés seront réalisés par utilisation d'un carottier double. Sur différentes positions au terrain de l'ouvrage (au niveau des futur culées et piles).les échantillons remanies et non remanies seront prélevés tous les 2m seront soumis a des essais au laboratoire, deux échantillons supplémentaires seront prélevés dans les zones susceptibles de provoquer du frottement latéral pour juger l'agressivité vis-à-vis au béton. Ainsi que la réalisation des essais pressiométriques et le pénétromètre dynamique.

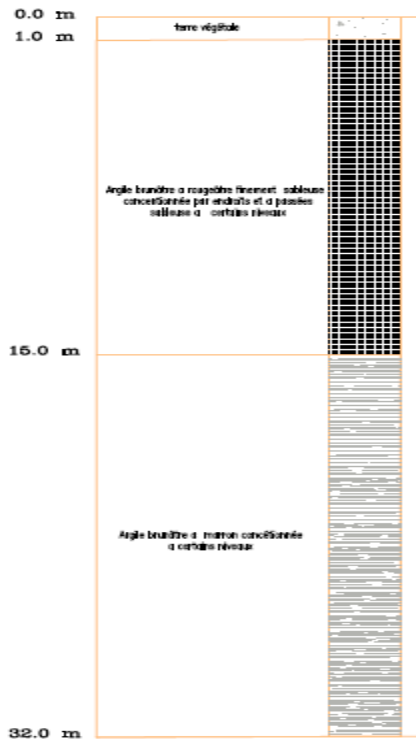
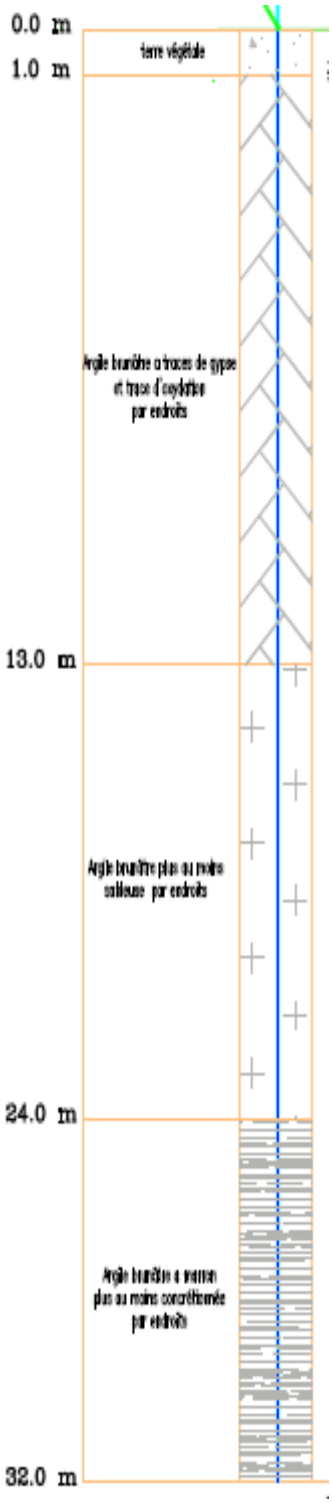



**FIGURE I. 3: coupe géologique**

- **Différentes coupes géologiques sur le terrain :**

- Du 0.0 à 1.0m terre végétale
- Du 1.0 à 15.0m argile brunâtre a rougeâtre finement sableuse concentionnée par endroits et a passées sableuse a certains niveaux
- Du 15.0 à 32.0m argile brunâtre concéctionnée a certains niveaux.

Cette coupe représente la majorité du terrain de l'ouvrage




- Du 0.0 à 1.0m terre végétale
- Des 1.0 à 13.0 m argiles brunâtres a trace gypse et trace d'oxydation par endroits
- 13.0 à 24.0m argile brunâtre plus au moins sableuse par endroits
- 24.0 à 32.0m argile brunâtre a marron plus au moins concétionnée par endroits
- Se terrain se trouve à la rive de gauche

**Conclusion :**

On déduire que la nature du sol est une argile brunâtre et finement sableuse.

## b) Les données climatiques :

- **Température :**

Un climat tempéré chaud est présent à sidi khettab. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à sidi khettab qu'elles ne le sont en été. La carte climatique de Köppen-Geiger y classe le climat comme étant de type **Csa**. Sur l'année, la température moyenne à sidi khettab est de 13.9 °C. Les précipitations annuelles moyennes sont de 761 mm

- **Le vent et la neige :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par l'actuel règlement de charges RCPR2008 (fascicule 61, Titre II) on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m² soit 0,125 t/m² en phase de construction et 0.2t/m² en phase de service.

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

## I.2.3 DONNEES SISMOLOGIQUES

L'ouvrage est situé dans la commune de Sidi Khettab, la commune intermédiaire entreles wilayas de relizane et mostaghanem. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008), notreouvrage est classé en **zone IIa** c.à.d. une zone de sismicité moyenne.

# CHAPITRE II
# Conception générale

## II.1 Choix et type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.
Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.
La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.
Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivant :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol « rapport hydrologique : hydrologie du oued (le débit) ».
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.

## II.2 Comment procéder au choix :

Les différentes conditions imposées conduit, suivant les cas, à diverses conclusions :

- Il n'y a aucun type d'ouvrage qui puisse satisfaire à toutes les conditions. Ceci se produit notamment lorsqu'il n'y a pas assez de hauteur pour le tablier entre le gabarit à respecter et la cote fixée pour la chaussée, dans ce cas, il faut faire modifier les conditions de base soit en surélevant la chaussée éventuellement au moyen de passages dénivelés aux extrémités, soit en obtenant une dérogation aux dimensions réglementaires des gabarits.
- Il n'y a qu'un seul type d'ouvrage qui s'impose techniquement ou économiquement.

Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés. Si la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter, on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus. Par exemple, pour des portées de l'ordre de 100m, on peut hésiter entre béton précontraint et un pont métallique.

## II.3 Les différentes variantes proposées :

### II.3.1 Première variante ( pont-dalle) :

Les ponts dalles à encorbellement latéraux : c'est un ouvrage formé d'une dalle rectangulaire pleine à une épaisseur constant en précontrainte avec large encorbellement

Ce type de tablier peut atteindre des portées importantes, jusqu'au 30m
La dalle de béton coulé en place à inertie constante à travée unique ou plusieurs travées continues sur appuis simples.

**a) Implantation des piles :**

L'implantation des piles de fait sur 4 travées ; deux travées de rive sa longueur est de l= 20m, et deux travées médianes de L=30m.
Ce choix d'implantation est fait pour éviter le soulèvement des appuis.
Satisfaction de la symétrie et l'accessibilité des portées.

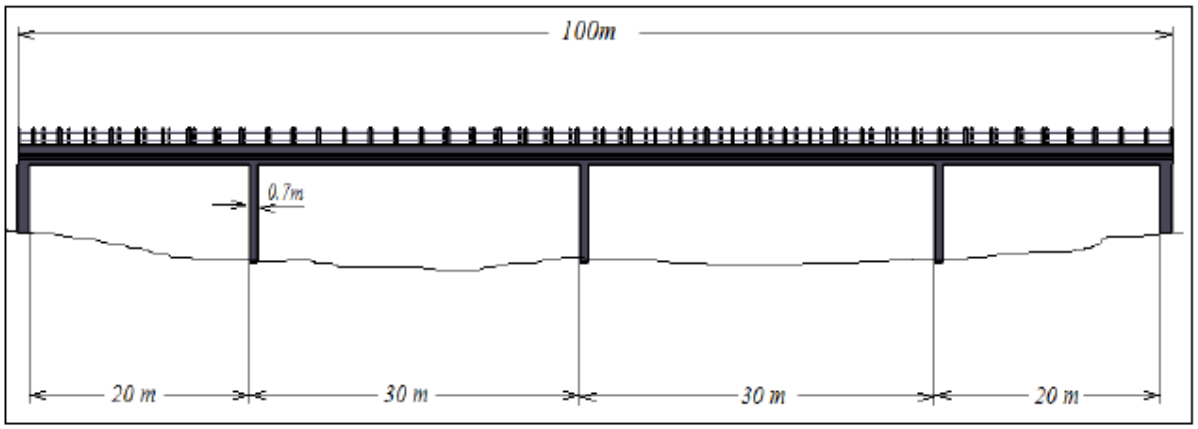



FIGURE II. 1: implantation des appuis

**b) Pré dimensionnement :**

Selon le document SETRA (pont-dalle) le guide de conception les dimensions auront les valeurs suivantes :

- $L_T$ : largeur totale = 15.5 m

- H : épaisseur de la dalle

Pour k*L= 30m ; H=1.2m (abaque dalle nervuré a 4 travée)

- Largeur de l'encorbellement (Le) :

Le= L/8 = 15/8 = 1.875m
Le= 1.9m

- Epaisseur de l'encorbellement $e_1$>15cm

Soit $e_1$= 25cm

- Epaisseur de l'encorbellement $e_2$> 35cm

Soit $e_2$ = 60cm

**c) Pré dimensionnement des piles :**

- Dans le sens transversal les dimensions de la pile

L = 7.5m largeur de l'intrados

H=8m hauteur du tirant d'air

- Dans le sens longitudinal

L'épaisseur des voiles se varié du 0.5m à 0.8m, soit E=0.8m

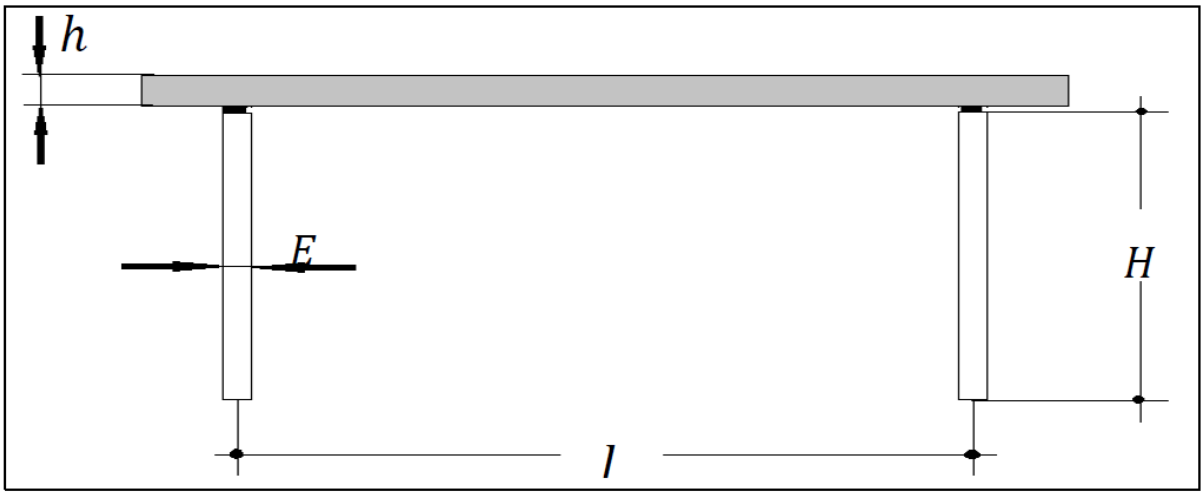



FIGURE II. 2: dimensionnement des piles

L : portée principale

Et h : épaisseur du tablier

H : hauteur du tirant d'air

E : épaisseur du voile

**d) Les avantages :**

- Ressemble à une plaque mince léger aide a diminue le poids propre
- Réalisation facile
- Rigidité aux efforts horizontaux

**e) Les inconvénients :**

- Faible portées de 30m au maximum l'utilisation de plusieurs appuis augmente le cout du projet
- L'utilisation des grandes quantités des matériaux (béton, aciers)
- Perte de précontrainte par frottement important
- La sensibilités au tassement d'appuis

### II.3.2 Deuxième variante (pont mixte bipoutres ) :

Ce type d'ouvrage se compose d'un tablier mixte, un profilé métallique inferieur et une dalle en béton. Le profilé métallique contient deux poutres reconstituer soudé (PRS), entre elle des entretoises métalliques. Repose sur lui une dalle en béton armé avec des connecteurs pour empêcher le glissement et le soulèvement de la dalle.
La portée utilisée à ce type des ponts varie de 30m à 110m pour les travées continue et de 25m à 90m pour les travées indépendantes.



FIGURE II. 3: tablier d'un pont mixte à bipoutres

#### a) Implantation des appuis :

On utilise dans cette variante trois travées continues
- Deux travées de rives de longueur 30m
- Une travée médiane de 40m

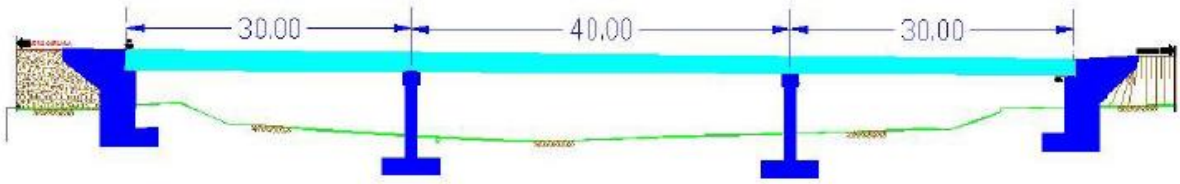



FIGURE II. 4: implantation des appuis

#### b) Pré dimensionnement :

- La dalle : selon le TGC (traité de génie civil volume2)

L'épaisseur de la dalle et constant et comprise entre 20cm et 25cm on prend 25cm la largeur égale à 15.5m.
- Les poutres :

Les poutres en (PRS) sont de la forme (I) le pré dimensionnement se fait selon le TGC.

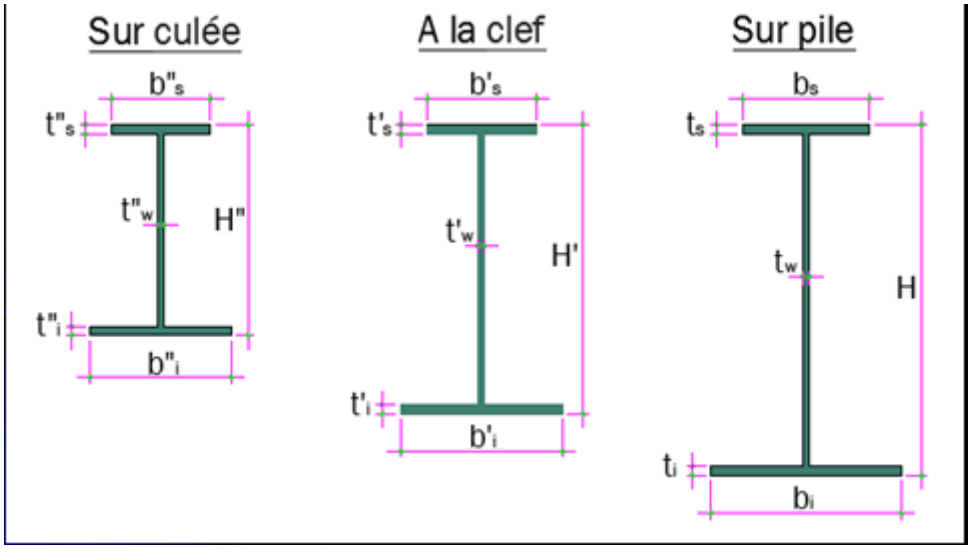



FIGURE II. 5: dimensions des poutres

**Nombre des poutres :**

N = L/d

L : la largeur du tablier 15m supérieur à 13m

D : l'entraxe entre deux poutres d= L-4 = 11m

N = 15/11 = 1.36m on prend N= 2 poutres.

On met des entretoises chaque 4m

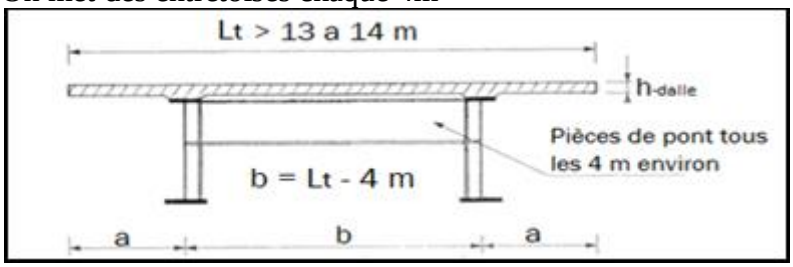



FIGURE II. 6: entraxe des poutres

**Elancement de la poutre :**

L : longueur de la poutre 40m

- Sur pile H =L / 25 = 1.6 m
- A la clé des travées H' appartienne (L/50 , L/40) on prend H' = 0.9m
- Sur culé H'' appartienne à (L/ 60 ; L/50) = (0.6m ; 0.8m) on prend H'' = 0.7m

**Différant dimensions des sections de la poutre :**

| dimension | Notation | En travées(mm) | Valeur (mm) | Sur appuis(mm) | Valeur(mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| Epaisseur de la | $T_{f,sup}$ | 15 à 40 | 20 | | 30 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| semelle supérieure | | | | 20 à 70 | |
| Epaisseur de la semelle inferieure | $T_{f,inf}$ | 20 à 70 | 40 | 40 à 90 | 50 |
| Epaisseur de l'âme | $T_w$ | Min 12 | 12 | Min 12 | 15 |
| Largeur de la semelle supérieure | $B_{f,sup}$ | 300 à 700 | 400 | 300 à 1200 | 600 |
| Largeur de la semelle inferieure | $B_{f,inf}$ | 400 à 1200 | 500 | 500 à 1500 | 800 |

TABLEAU II. 1: dimensions des section de la poutre

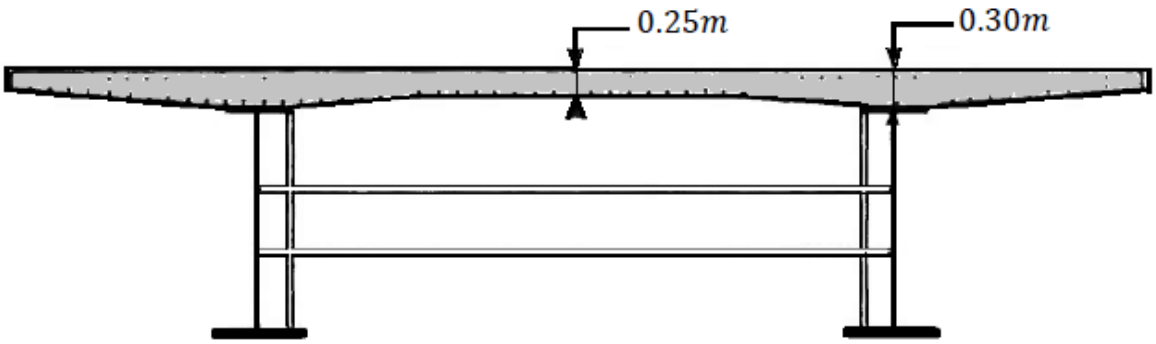



FIGURE II. 7: coupe transversale

**c) Les avantages :**

- Franchir les grandes portées
- Facilité de l'exécution
- La Légèreté, diminution le nombre des pieux
- Possibilité de réparation et facilité de l'entretenir

**d) Les inconvénients :**

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques

### II.3.3 Troisième variante : pont à poutres précontrainte type (VIPP) :

Les ponts VIPP (des viaducs à travées indépendantes à poutres précontrainte par post-tension, solidarisé par un hourdis en béton coulé sur place). Les poutres sont relies par des entretoises uniquement sur les appuis.

Ce type de pont permis d'atteindre des grandes portées, ce que le situe au haute de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure à des portées de 30m à 45m.

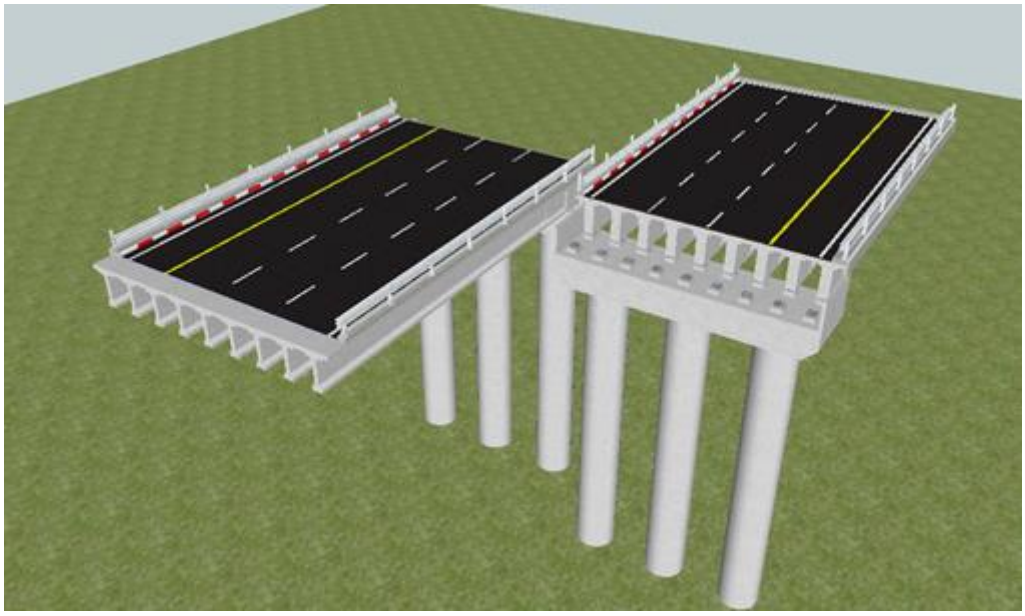


FIGURE II. 8: pont VIPP

**a) Implantation des appuis :**

On choisit trois travées de longueur L=33.4m

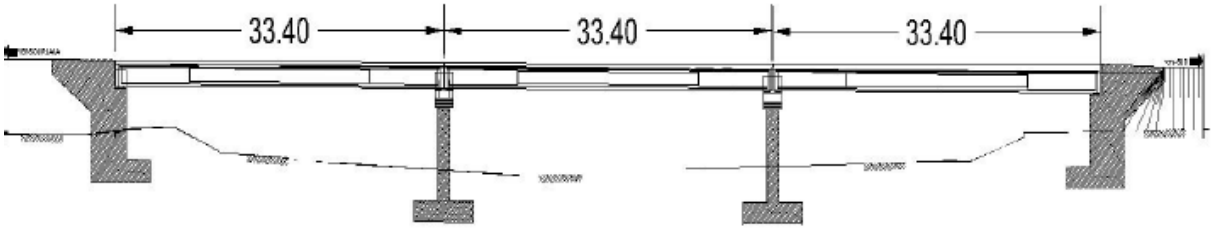



FIGURE II. 9: implantation des appuis

**b) Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fait selon le document setra

**L'entraxe des poutres (b) :**

$1.4 \leq b \leq 2.5$ on prend b=1.55m

**Elancement des poutres $h_t$ :**

L'élancement ce varie $L/20 \leq h_t \leq L/17$ alors (1.67 ;1.96) on prend $h_t$= 1.75m

**Nombre des poutres :**

Le nombre des poutres ce déduit par la formule $N= (L_A/b)+1$

$L_A$ : longueur entraxe des poutres d'extrémité 14m

N = 14/1.55 +1 = 10.03 on prend 10 poutres

**Hauteur des poutres :**

$H_p = h_t - h_h$ = 1.75-0.25=1.5m

$H_h$ : épaisseur de la dalle

Alors hauteur de la poutre est 1.5m

**Largeur de la table de compression (B) :**

$0.6h \leq B \leq 0.7h$

$0.6*1.5 \leq B \leq 0.7*1.5$

$0.9 \leq B \leq 1.05$ on prend B= 1.03m

**Epaisseur de la table de compression ( e ):**

Il est comprise entre 10 et 15cm on prend e = 11cm

**Largeur du talon $L_t$ :**

$45cm \leq L_t \leq 80cm$ on prend $L_t$= 47cm

**Epaisseur du talon $E_t$ :**

On fixe $E_t$=15cm

**Epaisseur de l'âme ($b_0$):**

A mi travées

$18cm \leq b_0 \leq 25cm$ on prend $b_0$= 21cm

A la zone d'about

On fixe $b_0$= 47cm pour résister à l'effort tranchant

A la zone intermédiaire

$25cm \leq b_0 \leq 35cm$ on prend $b_0$= 35cm

- **Le gousset :**

A mi travées

Par rapport à la table de compression $e_1$=6cm , $e_2$=10cm

Par rapport au talon e=20cm

Zone intermédiaire

Par rapport à la table de compression $e_1$=6cm, $e_2$=3cm

Par rapport au talon e=9cm

Zone d'about

Par rapport à la table de compression e=6cm

**Hourdis $h_0$ :**

L'épaisseur de la dalle varie entre 20 et 30cm on prend $h_0$=25cm

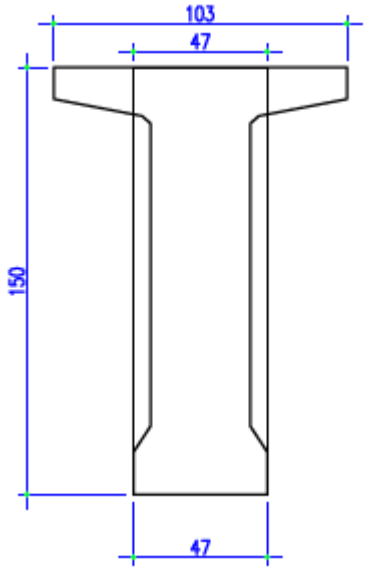



FIGURE II. 10: section d'about

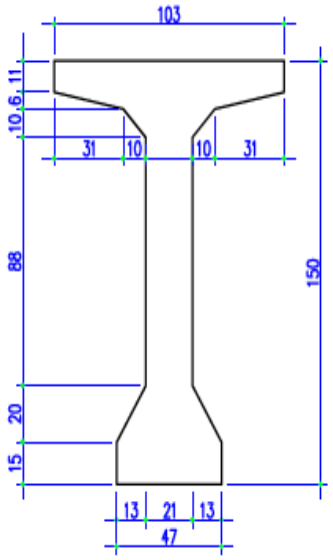



FIGURE II. 11: section médiane

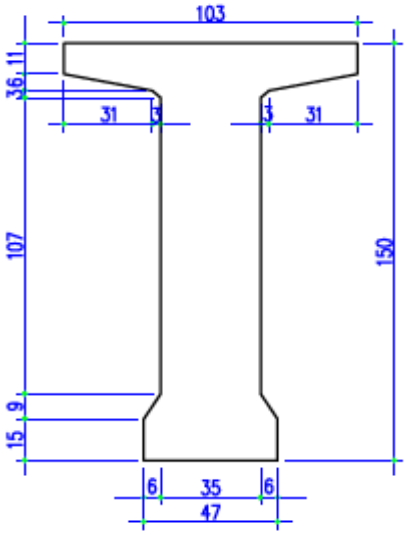



FIGURE II. 12: section intermédiaire

**c) Les avantages :**

- Le principal avantage est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres et aux échafaudages. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- La préfabrication des poutres permet l'amélioration de la qualité et le maîtriser des poutres.
- une meilleure utilisation de la matière puisqu'il n y a pas de béton inutile,
- Le béton situé autour des armatures de précontraint et toujours

comprimé, donc on limite ainsi le risque de corrosion des aciers.

- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chéré à force égale que les aciers du béton armé.
- L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformations.
- Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

**d) Les inconvénients :**

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnelle qualifier pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer.
- Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes
- Les différentes travées sont reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint, constituaient le principal inconvénient de ce type de structure.

## II.4 Analyse multicritère :

Tableau récapitulatif de l'analyse

| critère / variante | Economie | Réalisation | Esthétique | Entretien |
|---|---|---|---|---|
| Pont dalle | Chère | Difficile | bon | Difficile |
| Pont mixte | Trop chère | Difficile | Excellent | facile |
| Pont VIPP | Moins chère | Facile | bon | facile |

TABLEAU II. 2: récapitulation d'analyse multi critaire

## II.5 Conclusion :

D'après la conception et l'analyse multicritère on conclu que la meilleur variante c'est le pont en poutre précontrainte préfabriqué (VIPP) , car il répond au critères de choix ainsi qu'il résiste très bien au conditions naturelles et fonctionnels.

# CHAPITRE III
# Matériaux

## III.1 Introduction

Dans ce chapitre on définit les caractéristiques des matériaux utilisés a la construction béton et aciers.

## III.2 Caractéristiques Des Matériaux:

### III.2.1 Caractéristiques mécaniques du béton :

#### a) Poids volumique

q =2.5 t/m3
Le béton est dosé de 500kg/$m^3$ de ciment CPA 325

#### b) Résistance caractéristique à la compression

Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement a la résistance à 28 jours d'âge notée fc28 .La résistance caractéristique à la compression à j jours est donnée par les formules suivantes :

Si j < 28 jours

$$\{fcj = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} \quad si \quad fc28 \leq 40\,MPa$$

$$\{fcj = \frac{j}{1{,}41 + 0{,}95j} f_{c28} \quad si \quad fc28 > 40\,MPa$$

Si j > 28 jours $\{fcj = f_{c28}$

Pour notre ouvrage :

$\{f_{c28} = 40\,MPa$ pour la superstructure
$\{f_{c28} = 27\,MPa$ pour l'infrastructure

#### c) Résistance conventionnelle

**(**selon le Fascicule N°62-titre V chapitre A.3.**)**

Les calculs justificatifs des fondations sont conduits à partir d´une résistance conventionnelle du béton, notée $f_c$, obtenue par application de la formule

suivante:

$$f_c = \frac{inf.\{f_{cj}; f_{c28}; f_{clim}\}}{k_1.k_2}$$

dans laquelle $f_{cj}$ et $f_{c28}$ désignent les résistances caractéristiques à ( j ) jours et à

28 jours, suivant les dispositions des règles B.A.E.L. Cette résistance $f_c$ est à considérer en lieu et place de $f_{cj}$ pour les calculs.

En l´absence de prescriptions différentes du marché, les valeurs à considérer pour $f_{clim}$

et $k_1$ sont données par le tableau suivant:

| GROUPE A | $f_{clim}$ | $k_1$ |
|---|---|---|
| Semelles superficielles et radiers | $f_{c28}$ | 1,00 |
| Pieux ou parois préfabriqués mis en place dans un forage | $f_{c28}$ | 1,00 |
| Pieux tubulaires précontraints | 30 MPa | 1,15 |
| Pieux préfabriqués battus en béton armé | 30 MPa | 1,15 |
| Puits avec béton vibré | $f_{c28}$ | 1,00 |
| Puits avec béton non vibré | $f_{c28}$ | 1,20 |
| **GROUPE B** | | |
| Pieux battus pilonnés (1) | 25 MPa | 1,20 |
| Pieux battus moulés | 25 MPa | 1,20 |
| Pieux et barrettes forés simples | 25 MPa | 1,20 |
| Pieux forés tubés : – bétonnés à sec | 25 MPa | 1,10 |
| – bétonnés sous l'eau | 25 MPa | 1,20 |
| Pieux forés à la tarière creuse (1) : – type 1 | 25 MPa | 1,50 |
| – type 2 | 25 Mpa | 1,20 |
| – type 3 | 25 MPa | 1,05 |
| Pieux et barrettes bétonnés sous boue, parois moulées | 25 MPa | 1,20 |
| (1) Sauf dispositions différentes du marché, ces types de pieux ne peuvent être utilisés pour les fondations des ponts (***.*). | | |

FIGURE III. 1:valeurs de fclim et K

**Pour l'ouvrage étudié la résistance conventionnel est :**

fc = 20.83 MPa

Avec: $f_{clim}$ = 25 MPa , fc28 =27MPa , k1=1.2 , k2=1.

### d) La résistance caractéristique à la traction

Elle est en fonction de la résistance caractéristique à la compression

$f_{tj}$ =0,6+0,06fcj avec $f_{cj} \leq 60$ MPa.
Dans notre cas :

$f_{t28}$ =0,6+0,06 x 40 =3 MPA pour la superstructure.

$f_{t28}$ =0,6+0,06 x 27 =2,22MPA pour l'infrastructure.

$f_{t28}$ =0,6+0,06 x 20.83=1.85 MPA pour les pieux.

### e) Contrainte de calcul à l'ELU

On calcule la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du BAEL91 :

$$\begin{cases} f_{bu} = \dfrac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \end{cases}$$

Le coefficient 8 dépend de la durée d'application de la combinaison de charge.

| durée d'application | t > 24h | 24h < t < 1h | t > 1h |
|---|---|---|---|
| teta | 1 | 0,9 | 0,85 |

Le coefficient $\gamma_b$ est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes :

| situation durable | situation accidentelle |
|---|---|
| $\gamma_b$= 1,5 | $\gamma_b$ =1,15 |

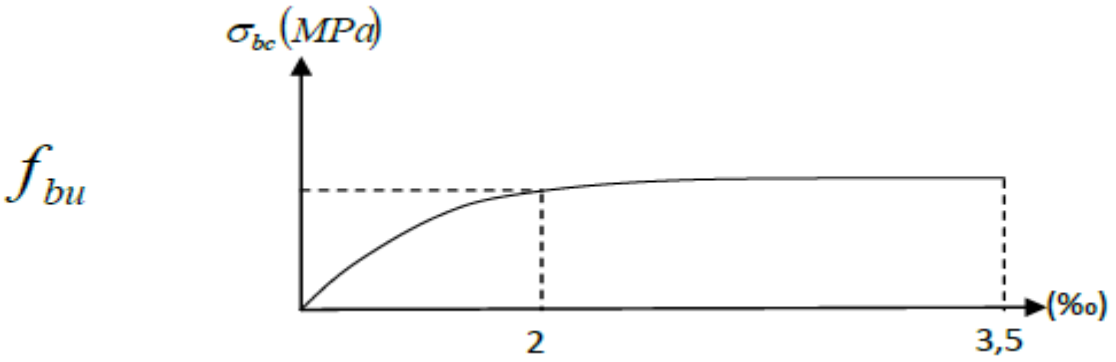



FIGURE III. 2 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

Les différentes valeurs de contrainte admissible de compression à l'ELU :

| $f_{c28}$ | yb | $f_{bu}$(MPA) teta = 1 | $f_{bu}$(MPA) teta =0.9 | $f_{bu}$(MPA) teta =0. 85 |
|---|---|---|---|---|
| 40 | 1.5 | 22,67 | 24,18 | 26,67 |
| | 1.15 | 29,57 | 32,85 | 34,78 |
| 27 | 1.5 | 15.3 | 17 | 18 |
| | 1.15 | 19.96 | 22.17 | 23.48 |
| 20.83 | 1.5 | 11.80 | 13.12 | 13.89 |
| | 1.15 | 15.39 | 17.11 | 18.11 |

TABLEAU III. 1: valeurs de contrainte admissible de compression à l'ELU

### f) Contrainte de calcule à l'ELS :

abc= 0.6 x $f_{c28}$

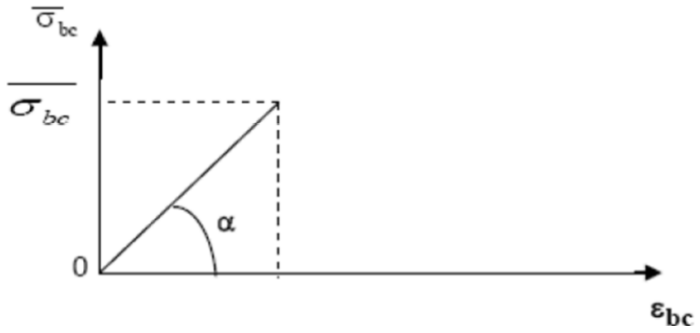



**FIGURE III. 3 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS**

### g) Module d'élasticité longitudinale E

Selon BAEL : $E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$ ⟶ Module d'élasticité instantané

$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$ ⟶ Module d'élasticité différé

Les valeurs de module d'élasticité sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

| $f_{c28}$(MPA) | $E_{ij}$(MPA) | $E_{vj}$(MPA) |
|---|---|---|
| 40 | 37619,47 | 12653,82 |
| 27 | 33000 | 11100 |
| 20.83 | 30267.7 | 10180.40 |

**TABLEAU III. 2 : valeurs de module d'élasticité longitudinale**

### h) Module d'élasticité transversale G

Selon la loi de Hooke : $G = E/2(1+v)$

Avec ***v*** le coefficient de poisson, qui est par définition le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale.

v = *0* ⟶ *calcul ELU*

v = *0,2* ⟶ *calcul ELS*

## III.2.2 Les aciers

On utilise deux types d'acier en béton précontraint, des armatures dites passives, qui constituent les armatures classiques du béton armé (barre HA), et des armatures dites actives qui sont les câbles de précontrainte.

### a) Armatures passives

Les Armatures passives ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément. Ils sont nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

### b) Limite d'élasticité garantie

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée « Fe ».
Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des barres HA (Haute Adhérence) de nuance FeE500,
Limite d'élasticité Fe= 500MPa.

### c) Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale de l'acier $E_s$ =1,9.10$^5$MPA.

### d) Contrainte limite de traction $б_s$

### e) Calcul ELU

- $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$

Avec :
$\gamma s$ : le coefficient de pondération pris égal :
$\gamma s$ =1,15 ⟶ pour les cas courants
$\gamma s$ =1 ⟶ pour les combinaisons accidentelles

Calcul ELS

Cas d'une fissuration peu nuisible

$\sigma_s \leq \frac{fe}{\gamma s}$

Cas d'une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = min\left[\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{nf_{tj}}\right] \quad \text{Pour les barres HA}$$

Cas d'une fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s = min\left[\frac{f_e}{2}\ ;\ 90\sqrt{nf_{tj}}\right] \quad \text{Pour les barres HA}$$

Avec ''n'' le coefficient de fissuration égale 1.6 pour les barres HA

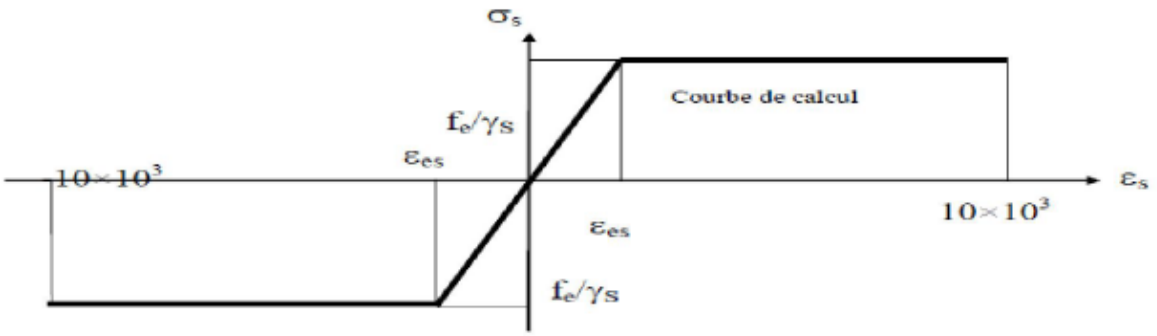



FIGURE III. 4 : diagramme contrainte-déformation d'acier

# Chapitre IV
# Caractéristiques des éléments du tablier

## IV.1- Caractéristiques géométriques des poutres :

### IV.1.1- Notations et formules :

| Formule | Définition |
|---|---|
| $B_{brute} = X * Y$ | La section brute de l'élément |
| $S_{/d\ brute}=B_{brute} * Z$ | Le moment statique brut par rapport à l'axe d |
| $I_{/d\ brute}= \sum I_0 + B_{brute} * Z^2$ | I : moment d'inertie de l'élément par rapport à l'axe d<br>$I_o$ : moment d'inertie par rapport à l'axe passe par le centre de gravité<br>Z : la distance entre l'axe de CG de l'élément et l'axe de CG de la section |
| $B_{net}$= 95 de $B_{brute}$ | Section nette de la poutre |
| $S_{/d}$= 95 de $S_{/d\ brute}$ | Moment statique net de la section |
| $I_{/d\ net}$=90 de $I_{/d\ brute}$ | Moment d'inertie net de la poutre |
| $V= S_{/d}/ B_{net}$ ; V= H-V' | V,V' : distance de la fibre supérieur et inférieur par rapport au centre de gravité |
| $I_G= I_{/d} - S_{/d} * V'$ | Moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité |
| $P= I_G/(V*V'* B_{net})$ | Le rendement géométrique de la section |

### IV.1.2- Caractéristiques de la section intermédiaire :

| Désignation | $x(cm)$ | $y(cm)$ | $S_i(cm^2)$ | $Y_i(cm)$ | $S_i \times Y_i(cm^3)$ | $Z_i(cm)$ | $S_i \times Z_i^2(cm^3)$ | $I_G(cm^4)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Rectangle 1 | 35 | 150 | 5250 | 75 | 393750 | 7.87 | 325168.73 | 9843750 |
| Rectangle 2*2 | 34 | 11 | 748 | 144.5 | 108086 | -61.63 | 2841096.16 | 7542.33 |
| Rectangle 3*2 | 6 | 15 | 180 | 7.5 | 1350 | 75.37 | 1022514.64 | 3375 |
| Rectangle 4*2 | 3 | 6 | 36 | 136 | 4896 | -53.13 | 101620.69 | 108 |
| Triangle 5*2 | 31 | 6 | 186 | 137 | 25482 | -54.13 | 544990.58 | 372 |
| Triangle 6*2 | 3 | 3 | 9 | 132 | 1188 | -49.13 | 21723.81 | 4.5 |
| Triangle 7*2 | 6 | 9.23 | 55.38 | 18.08 | 1001.2704 | 64.79 | 232471.07 | 262.11 |
| Totale | | | 6464.38 | | 535753.27 | | 5089585.68 | 9855413.94 |

**Tableau IV.1 : section intermédiaire sans dalle**

| | Poutre seule | Poutre+dalle |
|---|---|---|
| B($m^2$) | 0.6460 | 1.012 |
| V'(m) | 0.8290 | 1.1100 |
| V(m) | 0.6710 | 0.6330 |
| I($m^4$) | 0.1494 | 0.3030 |
| $B_{NETTE}$($m^2$) | 0.6137 | 0.9640 |
| P | 0.41 | 0.4197 |
| | | |

**Tableau IV.2 : caractéristiques de la section intermédiaire**

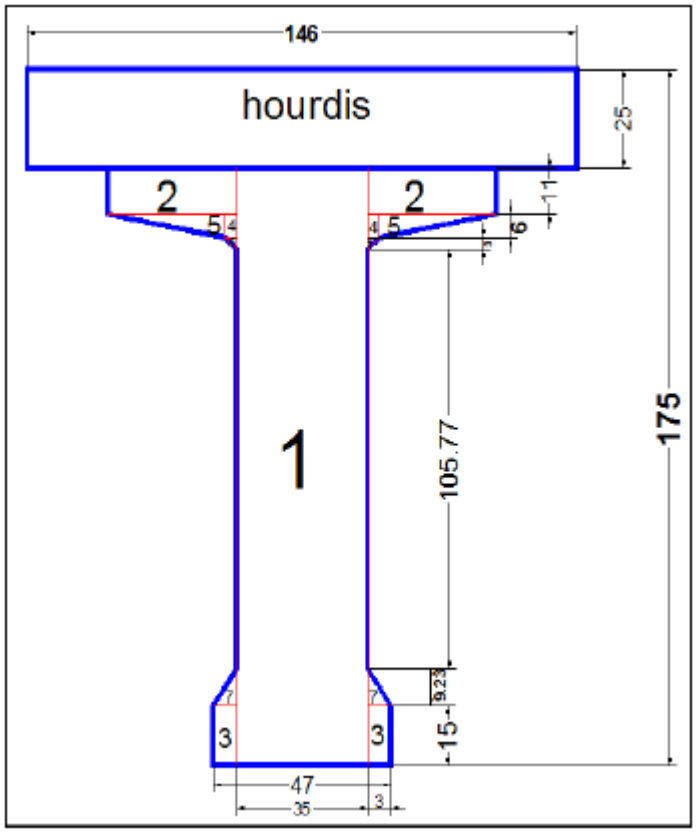



**Figure VI.1: section intermédiaire avec dalle**

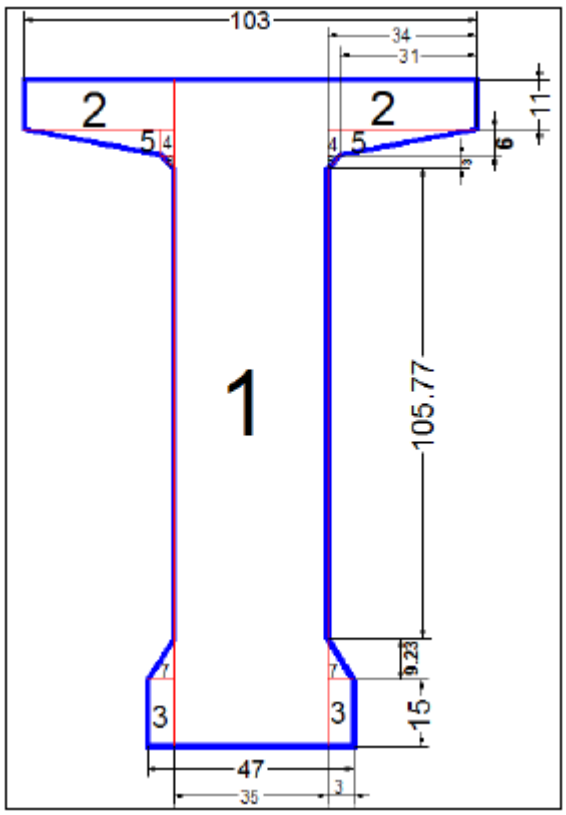



**Figure VI.2 : section intermédiaire**

### IV.1.3- Caractéristiques de la section médiane :

| Désignation | $x(cm)$ | $y(cm)$ | $S_i(cm^2)$ | $Y_i(cm)$ | $S_i \times Y_i(cm^3)$ | $Z_i(cm)$ | $S_i \times Z_i^2(cm^3)$ | $I_G(cm^4)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Rectangle 1 | 21 | 150 | 3150 | 75 | 236250 | 9.165 | 264591.26 | 5906250 |
| Rectangle 2×2 | 41 | 11 | 902 | 144.5 | 130339 | -60.335 | 3283561.63 | 9095.17 |
| Rectangle 3×2 | 10 | 6 | 120 | 136 | 16320 | -51.835 | 322424.07 | 360 |
| Rectangle 4×2 | 13 | 15 | 390 | 7.5 | 2925 | 76.665 | 2292233.67 | 7312.5 |
| Triangle 5×2 | 13 | 20 | 260 | 21.67 | 5634.2 | 62.495 | 1015462.51 | 5777.78 |
| Triangle 6×2 | 10 | 10 | 100 | 129.67 | 12967 | -45.505 | 207070.5 | 555.56 |
| Triangle 7*2 | 31 | 6 | 186 | 137 | 25482 | -52.835 | 519225.92 | 372 |
| Totale | | | **5108** | | **429917.2** | | **7904569.56** | **5929723.01** |

**Tableau VI.3 : section médiane sans dalle**

| | **Poutre seule** | **Poutre avec dalle** |
|---|---|---|
| **B($m^2$)** | 0.5110 | 0.875 |
| **V'(m)** | 0.8420 | 1.1167 |
| **V(m)** | 0.6580 | 0.5810 |
| **I($m^4$)** | 0.1380 | 0.2740 |
| **B NETTE($m^2$)** | 0.4850 | 0.8320 |
| **p** | 0.4874 | 0.4556 |

**Tableau IV.4 : caractéristique de la section médiane**

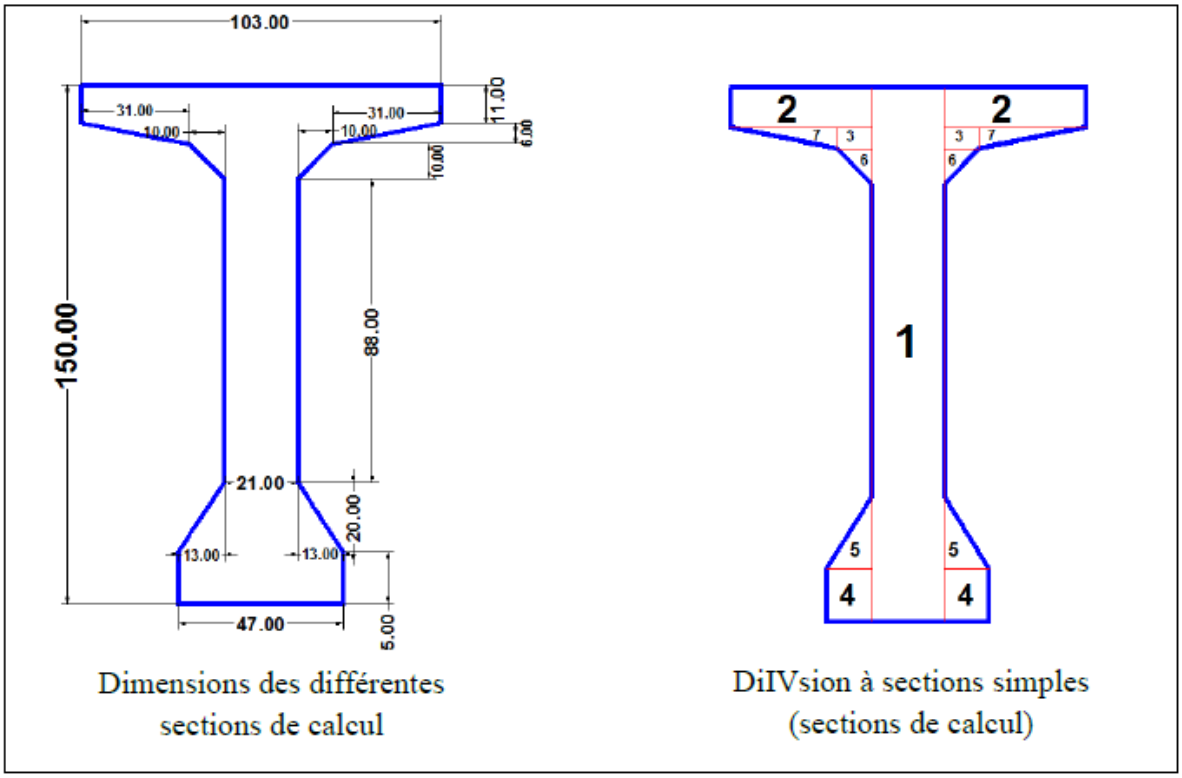



**Figure VI.3: section médiane**

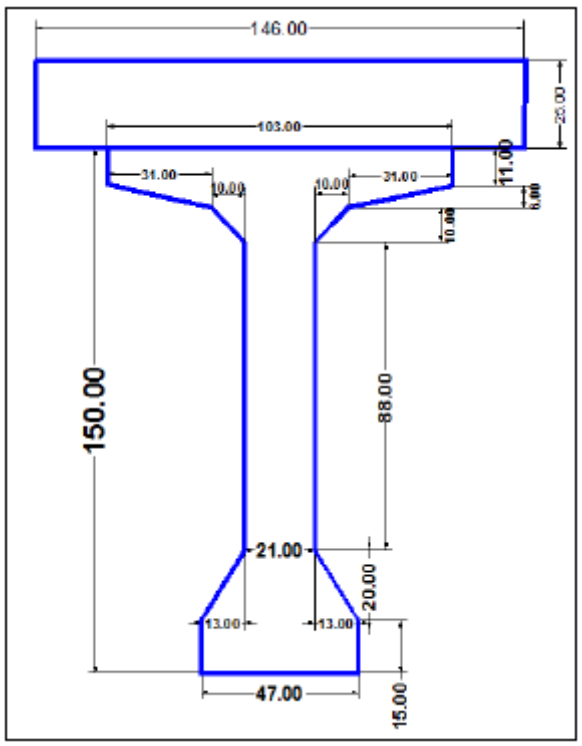



**Figure VI.4 : section médiane avec dalle**

### IV.1.4- Caractéristique de la section d'about :

| Désignation | $x(cm)$ | $y(cm)$ | $S_i(cm^2)$ | $Y_i(cm)$ | $S_i \times Y_i(cm^3)$ | $Z_i(cm)$ | $S_i \times Z_i^2(cm^3)$ | $I_G(cm^4)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Rectangle 1 | 47 | 150 | 7050 | 75 | 528750 | 6.68 | 314587.92 | 13218750 |
| Rectangle 2*2 | 28 | 11 | 616 | 144.5 | 89012 | -62.82 | 2430953.08 | 6211.33 |
| Triangle 3*2 | 28 | 5.42 | 151.76 | 137.2 | 20821.47 | -55.52 | 467795.71 | 247.68 |
| Totale | | | **7817.76** | | **638583.47** | | **3213336.71** | **13225209.01** |

**Tableau IV.5 : section d'about sans dalle**

| | **Poutre seule** | **Poutre avec dalle** |
|---|---|---|
| **B($m^2$)** | 0.7817 | 1.1467 |
| **V'(m)** | 0.8168 | 1.0740 |
| **V(m)** | 0.6831 | 0.6760 |
| **I($m^4$)** | 0.1644 | 0.3288 |
| **$B_{NETTE}$($m^2$)** | 0.7427 | 1.0894 |
| **p** | 0.37 | 0.39 |

**Tableau IV.6 : caractéristique de la section d'about**

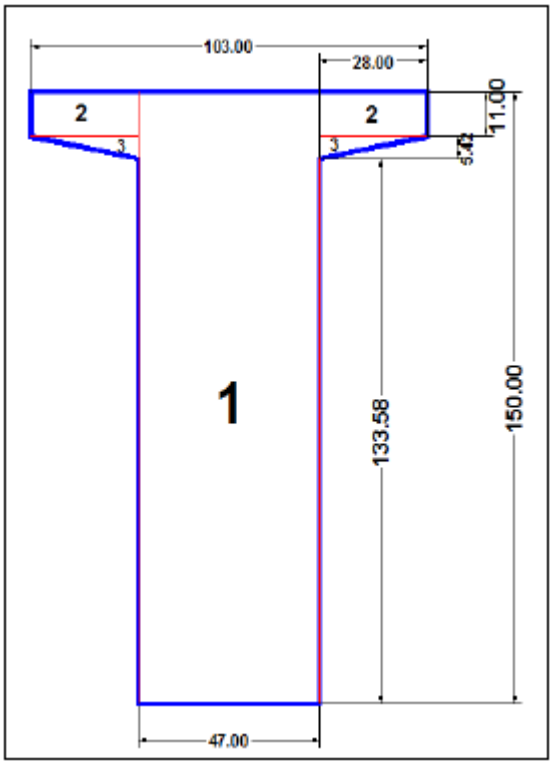



Figure VI.5 : section d'about

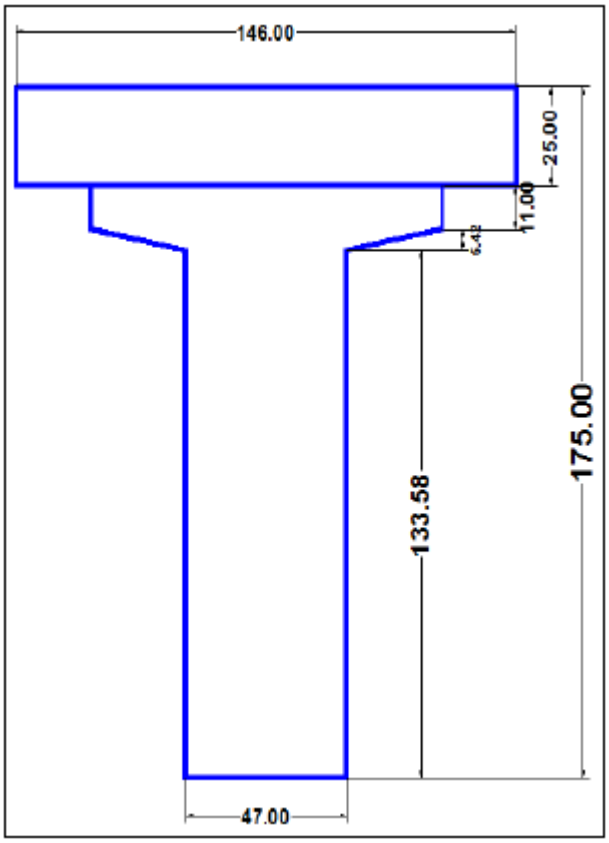



Figure VI.6 :section d'about avec dalle

**IV.2- Les équipements :**

Les équipements sont éléments importants car son poids est inclus aux calculs, ils n'ont pas un intérêt mécanique ou bien à la résistance de l'ouvrage.

Parmi ces équipements :

- Revêtement du tablier
- Trottoirs
- Garde-corps
- Corniches
- Joint de chaussé

**IV.2.1- Revêtement du tablier :**

a) L'étanchéité :

C'est une chape de béton nécessaire pour protéger les armatures de la dalle, le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage.

b)La couche de roulement :

C'est un tapi d'enrobés bitumineux d'une épaisseur du 7 ou bien 8cm, la masse volumique varie entre 2 et 2.5t/$m^3$

### IV.2.2- les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est protéger les piétons et la disposition des câbles et les canalisations. Il est d'une élévation de 10 à 20cm et d'une largeur convenable supérieur à 0.5m.

### IV.2.3- le garde-corps :

En plus de leur fonction de retenue du piéton, le garde-corps a une fonction esthétique, leur conception doit respecter les prescriptions du RCPR

- Hauteur minimale est égale à 1.2m

### IV.2.4- Corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique en plus un rôle intrinsèque, la corniche doit évacuer l'eau de ruissellement de pluie sur la structure.

Il existe trois types de corniches :

- Les corniches en béton coulées sur place
- Les corniches en béton préfabriqué
- Les corniches métalliques

### IV.2.5- joint de chaussée :

Le choix de type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité. Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est du aux effets du retrait, fluage, la température et des charges d'exploitation. Qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

# Chapitre V
# Calcul Des Charges Et Surcharges

## V.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

## V.2 Calcul des charges :

On distingue deux types de charges.
Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes; on les appelle accessoires

### V.2.1 Calcul de la charge permanente :

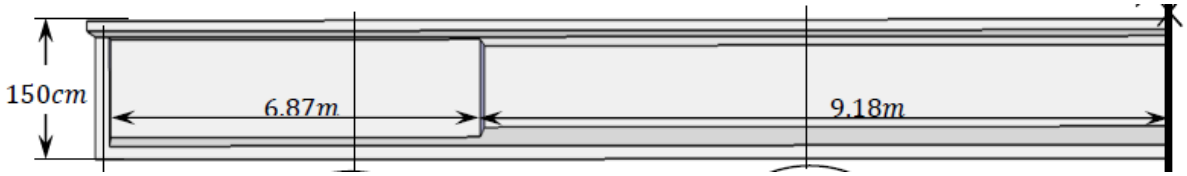
#### a) charge de la poutre :

La section de la poutre est variable au niveau de l'âme. L'élargissement a un objectif de résister à l'effort tranchant maximal sur les appuis et assurer la bonne diffusion de la précontrainte.
Calculons le poids de la poutre :

$$P_p = \sum L_i \times \rho_i \times S_i$$

**$L_i$** : longueur de la section
**Et $p_i$** : poids volumique de matériaux.
**$S_i$** : aire de la section

FIGURE V. 1: coupe longitudinale de la poutre




Selon le chapitre précédent :
S (d'about) = 0.78cm$^2$ ; b=0.57m
S (médiane) = 0.51cm$^2$ ; b= 9.18m
S (intermédiaire) = 0.64cm$^2$ ; b= 6.87
$P_p$= 2 x 2.5 x [0.57x0.78 + 6.87x0.64 + 0.07x(0.64+0.51)/2 +9.18x0.51]
$P_p$= 47.9 t, on a 10 poutres 479t
Poids linéaire de la poutre
$P_p$= 47.9/33.4 = 1.43t/ml on a 10 poutres 14.3t/ml

#### b) charge de la dalle :

Epaisseur de la dalle : 0.25m
Poids volumique : 2.5t/m$^3$
Largeur : 15.5m
Longueur : 33.4m
$P_{dalle}$ = 15.5 x 0.25 x 2.5 x 33.4 = 318.343 t

$P_{dalle}$ = 9.53 t/ml

### V.2.2 calcul les compléments des charges :

Les charges complémentaires représente les poids des équipements :

- Poids du trottoirs
- Corniches
- Revêtement
- Glissière
- Garde-corps

| EQUIPEMENTS | EPAISSEUR m | LONGUEUR m | POIDS VOLUMIQUE t/m3 | NOMBRES | POIDS TOTALE(t) | POIDS PAR t/ML |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Trottoirs | 0.25 | 33.4 | 2.5 | 2 | 41.75 | 1.25 |
| Corniche | 0.20 | 33.4 | 2.5 | 1 | 16.7 | 0.5 |
| Revêtement | 0.08 | 33.4 | 2.5 | Largeur 14m | 93.52 | 2.8 |
| Glissière | / | 33.4 | 0.1 | 2 | 6.68 | 0.2 |
| G-corps | / | 33.4 | 0.1 | 2 | 6.68 | 0.2 |

**TABLEAU V. 1: bilan des charges complémentaires**

### V.2.3 poids totale du tablier 33.4m :

| Eléments | Poids | Poids linéaire |
|---|---|---|
| Poutres | 479 t | 14.3 t/m |
| Dalle | 318.343 t | 9.53 t/m |
| Trottoirs + corniche + revêtement | 151.97 t | 4.55 t/m |
| Glissière+ g-corps | 13.36 t | 0.4 t/m |
| Totale | 962.7 t | 28.78 t/m |

**TABLEAU V. 2: bilan des charges**

### V.2.4 Evaluation des efforts internes :

- L'effort tranchant :

$T_{max} = T(x=0) = G*L/2 = 28.78*33.4/2 = 480.626$ t

- Moment de flexion :

$M_{max} = M(l/2) = G* L^2/8 = 28.78 * 33.4^2/8 = 4013.22$ t.m

## V.3 Calcul des surcharges :

### V.3.1 Caractéristiques du pont :

Selon le RCPR on obtien :

| | | | |
|---|---|---|---|
| - | Largeur Total : | Lt = | 15.5 |
| - | Largeur roulable : | Lc = | 13.5 |
| - | Largeur chargeable : | Lr = | 12.5 |
| - | Nombre de Voies : | n = | 4 |
| - | Largeur d'une Voie : | Lv = | 3,2 |
| - | Classe du pont : | | 1°ere classe |
| - | Nombre de poutre : | | 10 |
| - | Longueur de Poutre : | | 33.4 |
| - | Nombre de Travée : | | 3 |
| - | Epaisseur de la dalle : | | **0,25** |
| - | Lv0 | | **3,2** |

### V.3.2 Les surcharges a calculer :

- La surcharge de type A(l)
- Système B (Bc, Br, Bt)
- La surcharge militaire
- Le convoi exceptionnel
- Les surcharges sur les trottoirs

#### a) Système de charge A :

| | | | |
|---|---|---|---|
| a1=1,000 | pour 1 voie chargée | a1=0,900 | pour 3 voie chargée |
| a1=1,000 | pour 2 voies chargées | a1=0,750 | pour 4 voie chargée |

a2=1,00

$A = a_1 . A_2 . A (l)$

$Qa = A . a_1 . A_2 . N . Lv$

Avec : $A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12}$ en (Kg/m²) L =33.4m

**1er Cas : Une voie chargée**

A(l)=2.3+(360/45.4)= 1.023 t/m²

Qa=A. $a_1$. $A_2$. N. Lv = 3.58 t/m2

- L'effort tranchant :
  $T_{max}$= 3.58*33.4/2=59.78 t
- Moment de flexion :
  $M_{max}$= 3.58*33.4²/8= 499.21 t.m

**2eme Cas : Deux voies Chargées**

A(l)=2.3+(360/45.4)= 1.023t/m²

Qa=A. $a_1$. $A_2$. N. Lv = 7.161 t/m2

- Effort tranchant :
  Tmax =119.57t
- Moment de flexion :
  Mmax = 998.42 t.m

**3eme Cas : trois voies Chargées**

A(l)=2.3+(360/45.4)= 1.023t/m²

Qa=A. $a_1$. $A_2$. N. Lv = 9.8 t/m2

- Effort tranchant :
  Tmax =163.66t
- Moment de flexion :
  Mmax = 1366.63 t.m

**4eme Cas : quatre voies Chargées**

A(l)=2.3+(360/45.4)= 1.023t/m²

Qa=A. $a_1$. $A_2$. N. Lv = 10.9 t/m2

- Effort tranchant :
  Tmax =182.03t
- Moment de flexion :
  Mmax = 1519.95 t.m

**b) Système de charge B :**

Le règlement RCPR prend en considération les phénomènes physiques en frappant les valeurs de charge B par un coefficient de majoration dynamique.

Détermination du coefficient de majoration dynamique $\delta_B$ :

$$\delta_B = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Tel que :
L : longueur de l'élément
G : poids propre de l'élément
S : la valeur maximale de la charge

**c) Système de charge Bc :**

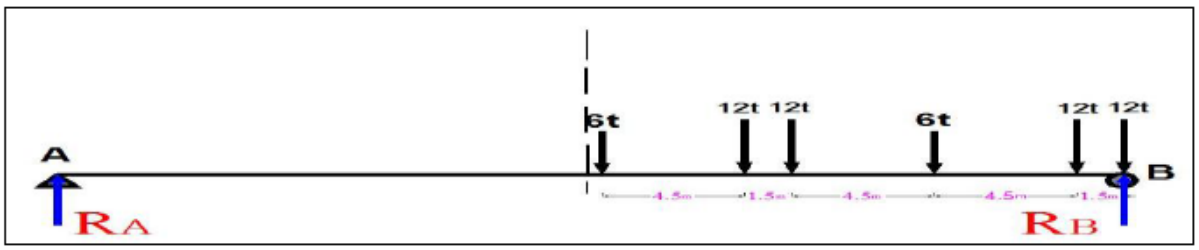
Ce système représente tous les catégories des camions :

- Bc se compose de camions types
- Br se compose d'une roue isolée
- Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems
- Q=60 t une voie chargée
- Q=120 t deux voies chargées
- Q=180 t trois trois voies chargées
- Q=240 t quatre voies chargées
- bc =1.20 une voie chargée
- bc =1.10 deux voies chargées
- bc =0.95 trois trois voies chargées
- bc =0.80 quatre voies chargées

| | S | G | bc | $\delta_B$ |
|---|---|---|---|---|
| Une file de Bc | 72t | 962.7 | 1.2 | 1.063 |
| Deux files de Bc | 132t | 962.7 | 1.1 | 1.072 |
| Trois files de Bc | 171t | 962.7 | 0.95 | 1.077 |
| Quatre files de Bc | 192t | 962.7 | 0.80 | 1.08 |

TABLEAU V. 3: charge Bc

- **Effort tranchant :**




$$\sum M_{/o} = 0 \Rightarrow 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5 = R_A \times 33.4$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{423}{33.4} = 12.66t \; donc \; R_B = T_{max} = 60 - 12.66 = 47.34t$$

- Pour une file de Bc :

$T_{max}(1Bc) = T_{max} \times bc \times \delta_B = 47.34 \times 1.2 \times 1.063 = 60.38t$

- Pour deux files de Bc :

$T_{max}(2Bc)= 2 \times T_{max} \times bc \times \delta_B = 2 \times 47.34 \times 1.1 \times 1.072 = 111.64t$

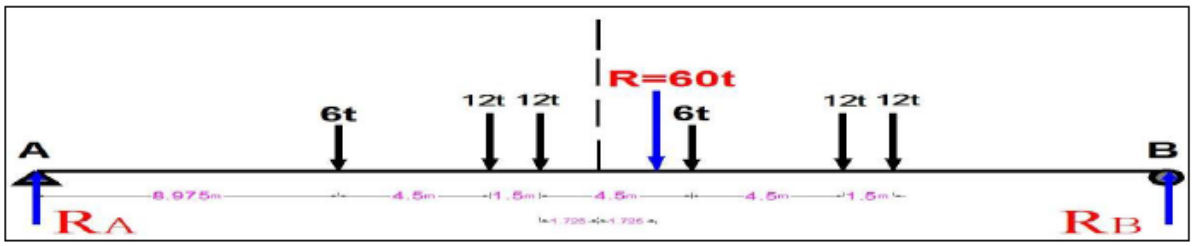
- Pour trois files de Bc :

$T_{max}(3Bc)= T_{max} \times bc \times \delta_B = 3 \times 47.34 \times 0.95 \times 1.077 = 145.30t$

- Pour quatre files de Bc :

$T_{max}(4Bc)= T_{max} \times bc \times \delta_B = 4 \times 47.34 \times 0.8 \times 1.08 = 163.60\ t$

- **Moment fléchissant :**




$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 12 \times 7.925 + 12 \times 9.425 + 6 \times 13.925 + 12 \times 18.425 + 12 \times 19.925 + 6 \times 24.425 = R_A \times 33.4$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{898.5}{33.4} = 26.9t \ donc \ R_B = 60 - 26.9 = 33.1\ t$$

$$M_{max} = M_{/\pi} = 26.9 \times 14.975 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 \rightarrow \boxed{M_{max} = 348.82\ t.m}$$

Pour une file de Bc :

$M_{max}(1Bc)= M_{max} \times bc \times \delta_B = 348.82 \times 1.2 \times 1.063 = 444.9t.m$

Pour deux files de Bc :

$M_{max}(2Bc)= 2 \times M_{max} \times bc \times \delta_B = 2 \times 348.82 \times 1.1 \times 1.072 = 822.6t.m$

Pour trois files de Bc :

$M_{max}(3Bc)= 3 \times M_{max} \times bc \times \delta_B = 3 \times 348.82 \times 0.95 \times 1.077 = 1070.68t.m$

Pour quatre files de Bc :

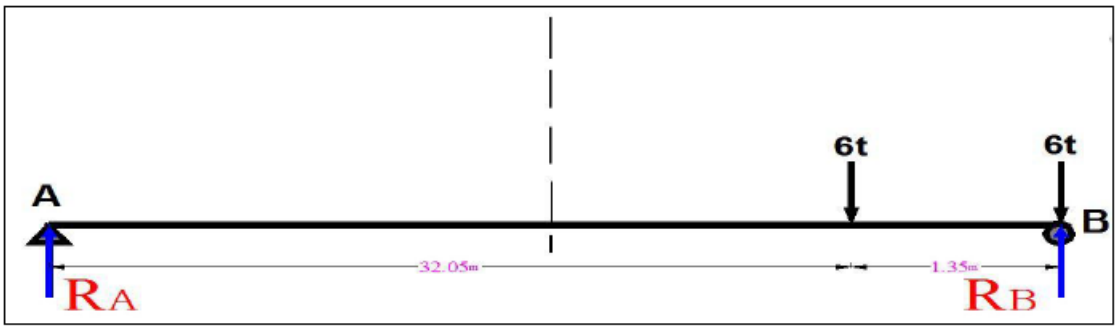
$M_{max}(4Bc)= 4 \times M_{max} \times bc \times \delta_B = 4 \times 348.82 \times 0.8 \times 1.08 = 1205.52t.m$

**d) Système de charge Bt :**

| | S | G | bc | $\delta_B$ |
|---|---|---|---|---|
| Un tandem de Bt | 38.4t | 962.7 | 1.2 | 1.058 |
| Deux tandems de Bt | 76.8t | 962.7 | 1.1 | 1.063 |
| Trois tandems de Bt | 93.1t | 962.7 | 0.95 | 1.066 |
| Quatres tandems de Bt | 108.8t | 962.7 | 0.80 | 1.068 |

TABLEAU V. 4: coefficient □B

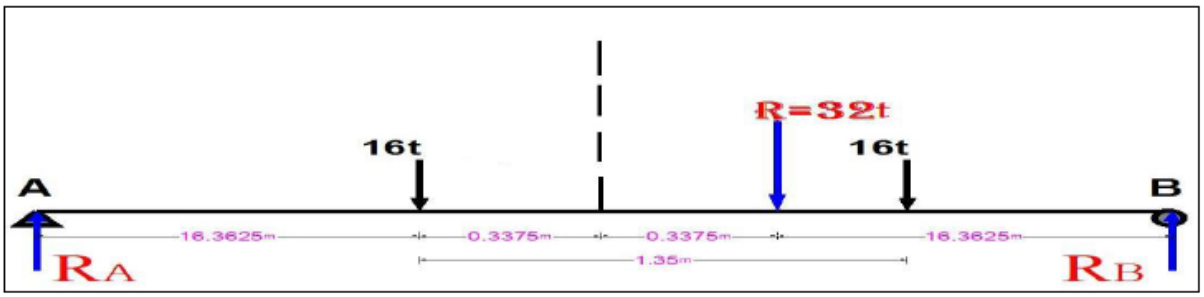
- **Effort tranchant :**




$$\sum M_{/B} = 0 \Longrightarrow 16 \times 1.35 = R_A \times 33.4$$

$$\Longrightarrow R_A = \frac{21.6}{33.4} = 0.64t \; donc \; R_B = T_{max} = 32 - 0.64 = 31.35 \; t$$

- **Moment fléchissant :**




$$\sum M_{/B} = 0 \Longrightarrow 16 \times 15.7 + 16 \times 17.04 = R_A \times 33.4$$

$$\Longrightarrow R_A = \frac{523.84}{33.4} = 15.68t \; donc \; R_B = 32 - 15..68 = 16.32 \; t$$

$$M_{max} = M_{/\pi} = 16.32 \times 16.36 \rightarrow \boxed{M_{max} = 267 \; t.m}$$

| | Effort tranchant | Moment fléchissant |
|---|---|---|
| **Un tandem de Bt** | 31.35*1.2*1.058=39.8t | 338.98t.m |
| **Deux tandems de Bt** | 31.35*1.1*1.063= 36.65t | 312.20t.m |

**e) Système de charge Br :**

S= 10t, G= 962.7t, $\delta_B = 1.053$

- **Effort tranchant :**

$T_{max}$(Br)= 10 x 1.053 = 10.53t

- **Moment fléchissant :**

Ra = Rb = 5t

$M_{max}$= 5 x L/2 = 5x33.4/2 = 83.5t.m

$M_{max}$(Br) = 83.5 x 1.053= 87.92t.m

**f) Charge militaire MC120 :**

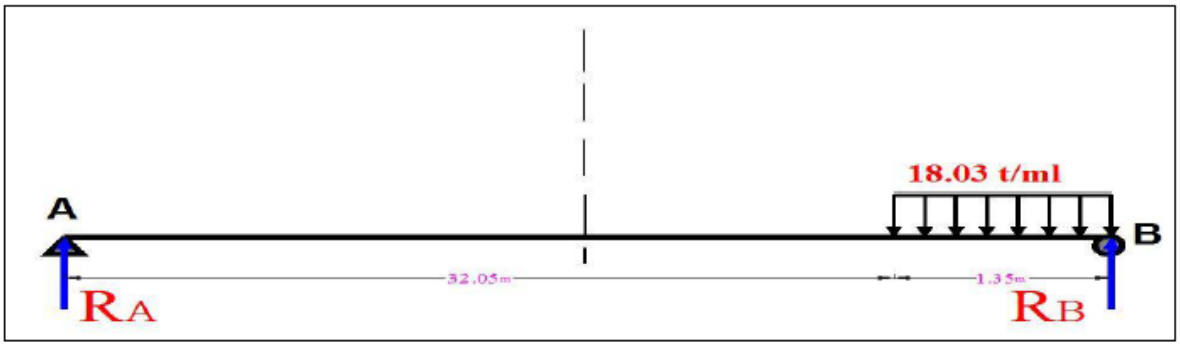
Un véhicule de système MC120 de charge totale 110t

S= 110 t

G= 962.7 t

$\delta_B = 1.068$

- **Effort tranchant :**

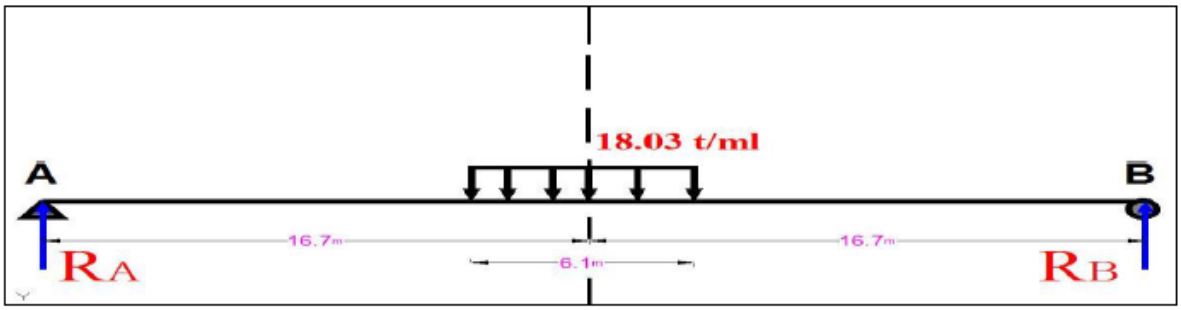



$$\sum M_{/B} = 0 \Longrightarrow 110 \times 3.05 = R_A \times 33.4 \Longrightarrow R_A = \frac{335.5}{33.4} = 10.04\ t$$

$$donc\ R_B = 110 - 10.04 = 99.96\ t$$

$T_{max}$(MC120)= $R_B$ x $\delta_B$ = 99.96 x 1.068= 106.75t

- **Moment fléchissant :**




A cause de la symétrie $R_A = R_B = 55t$

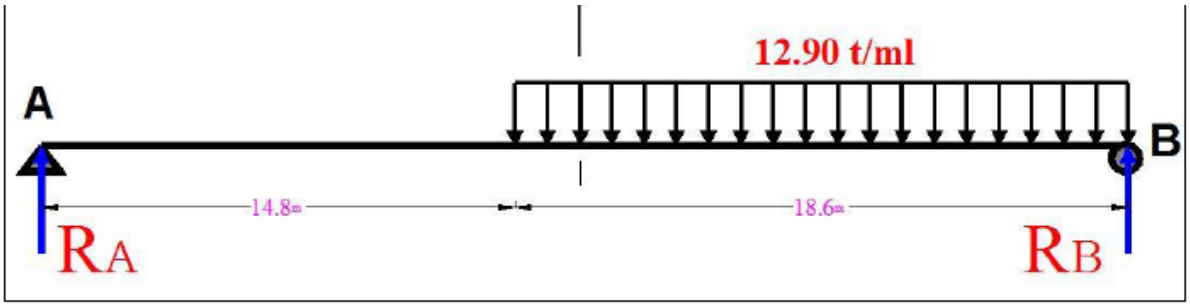
$$M_{max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = R_A \times \frac{L}{2} - 18.03 \times \frac{3.05^2}{2} = 834.5.\ m$$

$M_{max}$(MC120)= $M_{max}$ x $\delta_B$ = 834.5 x 1.068 = 891.24 t.m

### g) Le convoi exceptionnel D240 :

Le convoi D240 comporte un remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux 240 t de poids.

- **Effort tranchant :**

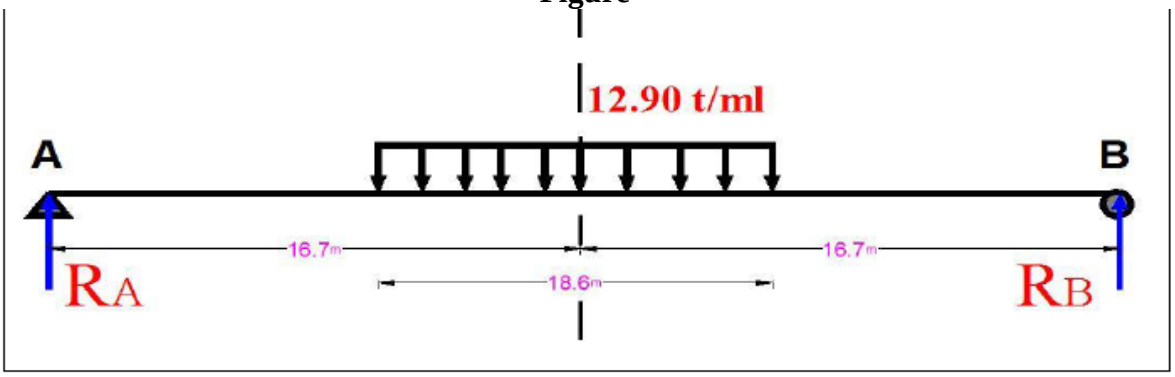



$$\sum M_{/B} = 0 \Longrightarrow 240 \times 9.3 = R_A \times 33.4 \Longrightarrow R_A = \frac{2232}{33.4} = 66.82\ t$$

$$donc\ R_B = 240 - 66.82 = 173.17\ t \Longrightarrow \boxed{T_{max}(D240) = 173.17t}$$

- **Moment fléchissant :**

**Figure**




A cause de la symétrie $R_A = R_B = 120t$

$$M_{max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = R_A \times \frac{L}{2} - 12.9 \times 9.3 \times 4.65 = 1446.13\ t.m$$

$$\rightarrow \boxed{M_{max}(D240) = 1446.13\ t.m}$$

### h) Surcharges sur les trottoirs :

Un trottoir chargé :
Trottoir de 1m et charge 0.150 t/m$^2$
Tr(1t) = 1 x 0.150 = 0.150 t/ml

- **Effort tranchant :**

$T_{max}$ = 0.150 x 33.4/2 = 2.5t

- **Moment fléchissant :**

$M_{max}$ = 0.150 x 33.4$^2$/ 8 = 20.916 t.m
Deux trottoirs chargé :
Tr(2t) =2 x 1 x 0.150 = 0.300 t/ml

- **Effort tranchant :**

$T_{max}$ = 0.300 x 33.4/2 = 5.01t

- **Moment fléchissant :**

$M_{max}$ = 0.300 x $33.4^2$/ 8 = 41.83 t.m

## V.4 Tableau récapitulatif :

### a) Effort tranchant :

| Désignation | T | T/10 |
|---|---|---|
| G | 480.62 | 48.06 |
| A(l) 1 voie | 59.8 | 5.98 |
| 2 voies | 120 | 12 |
| 3 voies | 163 | 16.3 |
| 4 voies | 182 | 18.2 |
| Bc 1 file | 60.4 | 6.04 |
| 2 files | 111.64 | 11.16 |
| 3 files | 145.3 | 14.53 |
| 4 files | 163.6 | 16.36 |
| Br | 10.53 | 1.05 |
| Bt 1 tandem | 40 | 4 |
| 2 tandems | 36.65 | 3.66 |
| Mc120 | 106.75 | 10.67 |
| 1 trott | 2.5 | 0.25 |
| 2 trott | 5.01 | 0.5 |
| D240 | 173.17 | 17.31 |

TABLEAU V. 5: valeurs de l'effort tranchant

### B) Moment fléchissant :

| Désignation | M | M/10 |
|---|---|---|
| G | 4013.22 | 401.322 |
| A(l) 1 voie | 500 | 50.0 |
| 2 voies | 998.4 | 99.84 |
| 3 voies | 1366.6 | 136.66 |
| 4 voies | 1519.9 | 151.99 |
| Bc 1 file | 444.9 | 44.49 |
| 2 files | 822.6 | 82.26 |
| 3 files | 1070.68 | 107.068 |
| 4 files | 1205.5 | 120.55 |
| Br | 87.92 | 8.792 |
| Bt 1 tandem | 338.98 | 33.898 |
| 2 tandems | 312.2 | 31.22 |
| Mc120 | 891.24 | 89.124 |
| 1 trott | 20.91 | 2.091 |
| 2 trott | 41.83 | 4.183 |
| D240 | 1446.13 | 144.613 |

TABLEAU V. 6: valeurs du moment fléchissant

# Chapitre VI
# Calcul de tablier

## VI.1 INTRODUCTION

Les méthodes d'analyse structurale seront rangées dans deux familles distinctes :
La première considère que les sections transversales sont rigoureusementindéformables (Méthode de J. COURBON)
La seconde prend en compte, d'une façon plus ou moins accentuée, la déformabilité des sections (Méthode de GUYON-MASSONET-BARREZ(GMB))
Dans ce chapitre, on va calculer la répartition transversale des efforts à l'aide de la méthode GUYON-MASSONET- BARREZ.

## VI.2 LA METHODE DE GUYON-MASSONET

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.
Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges (e=b ; e=¾b ; e=½b ; e=¼b ; e=0) et pour les neuf sections de la largeur de dalle (y= ±b ; y= ±¾b ; y= ±½ b ; e= ±¼b ; y=0).
On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.
Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales (κα, εα, μα) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

## VI.3 Détermination des paramètres :

- Largeur active et position des poutres :
$2b = (n - 1) \times b_0 + 2 \times 0.78$
N = 10 poutres ; $b_0 = 1.55m$
$2b = 14.73m$
Position des poutres :
La position '' 0 '' entre la poutre 5 et 6
$P_6 = [(1.55/2) / 14.73] \times 2b = 0.105b$ ; $P_5 = -0.105b$
$P_7 = [(0.775 + 1.55) /14.73] \times 2b = 0.315b$ ; $P_4 = -0.315b$
$P_8 = [(0.775+2\times1.55) /14.73] \times 2b = 0.526b$ ; $P_3 = -0.526b$
$P_9 = [(0.775+3\times1.55) / 14.73] \times 2b = 0.736b$ ; $P_2 = -0.736b$
$P_{10} = [(0.775+4\times1.55) /14.73] \times 2b = 0.947b$ ; $P_1 = -0.947b$

**Moment d'inertie équivalente :**
Le moment d'inertie prendre en compte dans le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + \frac{8(I_m - I_0)}{3\pi}.$$

$I_0$ : Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis = 29924462.96 $cm^4$
$I_m$ : Moment d'inertie de la section à mi travées avec hourdi = 27087469.41 $cm^4$
$I_p$ = 27516348.04 $cm^4$

**Rigidité flexionnelle de la poutre :**

$$\rho_P = {EI_P}/{b_0}$$

On a $b_0$ = 1.55 m
$\rho_p$ = 177524.82 E

**Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$\rho_E = {EI_E}/{b}$$

Avec b=1m
$I_E = (b \times h^3)/12 = (100 \times 25^3)/12 = 130208.333\ cm^4$
$P_E$ = 1302.08 E

**Paramètre d'entretoisement** : caractérise la souplesse d'entretoisement

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

L = 33.4m et b=7.495m

Θ= 0.75

**Rigidité torsionnelle de la poutre :**

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

$$C_P = \frac{G}{3} \left(\sum b_i\, h_i^3 + b_0\, h_0^3/2\right)$$

$b_0$ *: entraxe des poutres*

$h_0$*: hauteur de l'hourdis*

$C_p = (G/3) \times [\ 103 \times 18.23^3 + 88 \times 21^3 + 47 \times 29.473^3 + (152 \times 25^3/2)\ ]$
$C_p$ = 1148300.74 G

$$G = {E}/{2(1+v)}$$

E : module de Young

$v$ : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux, pour le béton précontraint il est recommandée de prendre $v = 0.20$.

G = E/2.4
$C_p$ =477693.11 E

$\gamma_p$= 477693.11 E / 155 =3081.89E

**Rigidité torsionnelle de la dalle :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{b}$$

$$C_E = C_D = 2GI_E$$

*Avec :*

$I_E$ *: inertie de la dalle*

*b: largeur e la dalle =1m.*

$$I_E = Id = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 25^3}{12} \Longrightarrow I_d = 130208.333\ cm^4.$$

$$G = {}^{E}/_{2.4} \Longrightarrow C_E = 2 \times 130208.333 \times {}^{E}/_{2.4} \Longrightarrow C_E = 108506.9417\ E$$

$$\gamma_E = \frac{108506.9417\ E}{100} \Longrightarrow \gamma_E = 1085.069417\ E$$

**Paramètre de torsion** : il caractérise la rigidité de la plaque à la torsion

On a : $\alpha = \frac{\gamma p + \gamma e}{2\sqrt{(\rho p + \rho e)}}$

Donc $\alpha =$ 0.137

### VI.4 Répartition du moment fléchissant :

#### VI.4.1 Evaluation des coefficients de répartition :

Le coefficient de répartition du moment fléchissant Kα dépend bien sur des paramètres Θ et α ainsi que l'excentricité des poutres

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

$$\beta = 1 - e^{\frac{(0.065 - \theta)}{0.665}}$$

| Théta=0.75 | Alfa=0=> K0 | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y / e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| 0 | -0,126 | 0,4719 | 1,0606 | 1,5732 | 1,8138 | 1,5732 | 1,0606 | 0,4719 | -0,126 |
| b/4 | -0,4324 | 0,0588 | 0,5657 | 1,092 | 1,5732 | 1,814 | 1,5951 | 1,1305 | 0,6074 |
| b/2 | -0,4953 | -0,1809 | 0,1589 | 0,5657 | 1,0606 | 1,5951 | 1,9919 | 2,0449 | 1,9577 |
| 3b/4 | -0,4508 | -0,3299 | -0,1809 | 0,0588 | 0,4719 | 1,1305 | 2,0449 | 3,0841 | 4,0292 |
| b | -0,3776 | -0,4508 | -0,4953 | -0,4324 | -0,126 | 0,6074 | 1,9577 | 4,0292 | 6,6762 |

**TABLEAU VI. 1:table relatif à K0 pour Θ=0.75**

| Théta=0.75 | Alfa=1=> K1 | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y / e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| 0 | 0,667 | 0,8035 | 0,9869 | 1,2018 | 1,3294 | 1,2018 | 0,9869 | 0,8035 | 0,667 |
| b/4 | 0,4351 | 0,549 | 0,711 | 0,9377 | 1,2018 | 1,3825 | 1,3128 | 1,1584 | 1,0233 |
| b/2 | 0,2906 | 0,3804 | 0,5118 | 0,711 | 0,9869 | 1,3128 | 1,5717 | 1,5976 | 1,5456 |
| 3b/4 | 0,203 | 0,2741 | 0,3804 | 0,549 | 0,8035 | 1,1584 | 1,5976 | 2,0174 | 2,2628 |
| b | 0,1452 | 0,203 | 0,2906 | 0,4351 | 0,667 | 1,0233 | 1,5456 | 2,2628 | 3,1462 |

**TABLEAU VI. 2:table relatif à K1 pour Θ=0.75**

| Théta=0.75 | Kα | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y / e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| 0 | 0,09489 | 0,56427 | 1,04007 | 1,46975 | 1,67887 | 1,46975 | 1,04007 | 0,56427 | 0,09489 |
| b/4 | -0,19076 | 0,19534 | 0,60617 | 1,04902 | 1,46975 | 1,69381 | 1,51647 | 1,13827 | 0,72325 |
| b/2 | -0,27639 | -0,02455 | 0,25720 | 0,60617 | 1,04007 | 1,51647 | 1,87486 | 1,92031 | 1,84291 |
| 3b/4 | -0,26869 | -0,16166 | -0,02455 | 0,19534 | 0,56427 | 1,13827 | 1,92031 | 2,78698 | 3,53718 |
| b | -0,23198 | -0,26869 | -0,27639 | -0,19076 | 0,09489 | 0,72325 | 1,84291 | 3,53718 | 5,69294 |

**TABLEAU VI. 3:table relatif à Kα**

Pour passé aux positions réel des poutres, on utilise l'interpolation linéaire entre leur positions actives données précédemment et les positions y des bandes étudier.

| Théta=0.75 | Kα | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y<br>e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| Poutre 06 | -0,02318 | 0,41178 | 0,86073 | 1,29585 | 1,59244 | 1,56236 | 1,23698 | 0,80152 | 0,35461 |
| Poutre 07 | -0,20903 | 0,14843 | 0,53172 | 0,95455 | 1,37808 | 1,65598 | 1,59292 | 1,30511 | 0,96211 |
| Poutre 08 | -0,27629 | -0,02638 | 0,25344 | 0,60069 | 1,03373 | 1,51142 | 1,87546 | 1,93186 | 1,86550 |
| Poutre 09 | -0,27013 | -0,13607 | 0,02804 | 0,27203 | 0,65308 | 1,20887 | 1,91182 | 2,62520 | 3,22092 |
| Poutre 10 | -0,24617 | -0,22730 | -0,17901 | -0,04147 | 0,27638 | 0,88372 | 1,87284 | 3,24710 | 4,85938 |

**TABLEAU VI. 4:table relatif à Kα pour chaque poutre**

### VI.4.2 Tracé la ligne d'influence

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représenté par ces coefficients Kα.
Le coefficient $K_\alpha$ représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par la répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

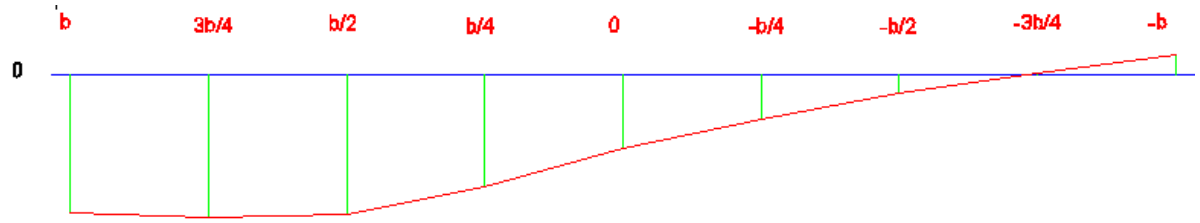



**FIGURE VI. 1: Ligne d'influence des coefficients Kα de la poutre 7**

Exemple : calcul K moyen pour la charge Mc120

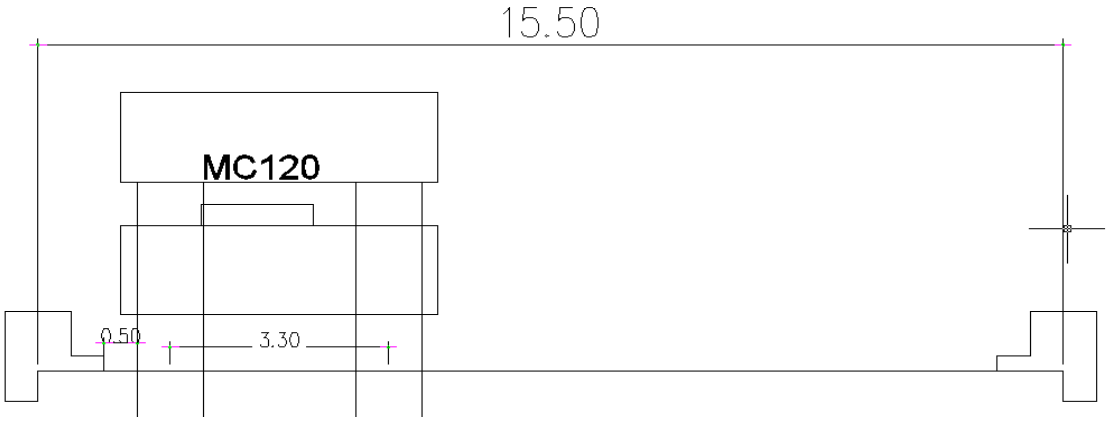



**FIGURE VI. 2: Charge MC120**

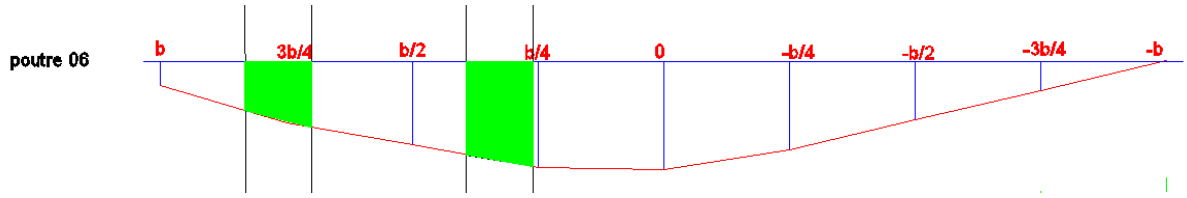



**FIGURE VI. 3: Les surfaces de la poutre 06 sous la charge MC120**

| Poutre | Surface | Largeur chargée | Kmoy |
|---|---|---|---|
| Poutre 6 | 2,162 | 2 | 1,0810 |
| Poutre 7 | 2,834 | 2 | 1,4170 |
| Poutre 8 | 3,5825 | 2 | 1,7913 |
| Poutre 9 | 4,2828 | 2 | 2,1414 |
| Poutre 10 | 4,8897 | 2 | 2,4449 |

**TABLEAU VI. 5:calcul de Kmoy sous la charge Mc120**

### VI.4.3 Tableau récapitulatif du moment fléchissant :

| SURCHARGE | | Mmax [KNm] | M0 Poutre seule | Poutre 6 | | Poutre 7 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Kmoy | Mp | Kmoy | Mp |
| Charge permanente | | 37765,1 | 3776,51 | 1 | 3776,51 | 1 | 3776,51 |
| A(L) | 1 voie | 5000 | 500 | 1,4991 | 749,56 | 1,4905 | 745,25 |
| | 2 voies | 9984 | 998,4 | 1,5 | 1497,6 | 1,5 | 1497,6 |
| | 3 voies | 13666 | 1366,6 | 1,2963 | 1771,53 | 1,2954 | 1770,24 |
| | 4 voies | 15199 | 1519,9 | 1,0502 | 1596,26 | 1,0463 | 1590,2 |
| Bc | 1 voie | 4449 | 444,9 | 0,975 | 433,78 | 1,38 | 613,96 |
| | 2 voies | 8226 | 822,6 | 1,23 | 1011,8 | 1,4925 | 1227,73 |
| | 3 voies | 10706,8 | 1070,68 | 1,4321 | 1533,34 | 1,3466 | 1441,78 |
| | 4 voies | 12055 | 1205,5 | 1,28 | 1543,04 | 1,29 | 1555,1 |
| Bt | 1 voie | 3389,4 | 338,94 | 0,9248 | 313,45 | 1,2499 | 423,64 |
| | 2 voies | 3122 | 312,2 | 1,0992 | 343,16 | 1,3594 | 424,4 |
| Br | | 879,2 | 87,92 | 0,8385 | 73,72 | 1,1797 | 103,72 |
| MC120 | | 8912,4 | 891,24 | 1,081 | 963,43 | 1,417 | 1262,89 |
| D240 | | 13680,13 | 1368,01 | 1,3928 | 1905,39 | 1,5991 | 2187,54 |
| ST | | 418,3 | 41,83 | 0,2286 | 9,56 | 0,5029 | 21,03 |

| Poutre 8 | | Poutre 9 | | Poutre 10 | |
|---|---|---|---|---|---|
| Kmoy | Mp | Kmoy | Mp | Kmoy | Mp |
| 1 | 3776,51 | 1 | 3776,51 | 1 | 3776,51 |
| 1,8449 | 922,47 | 2,0601 | 1030,06 | 2,2187 | 1109,34 |
| 1,4842 | 1481,8 | 1,5032 | 1500,76 | 1,2832 | 1281,17 |
| 1,2226 | 1670,77 | 1,0897 | 1489,13 | 0,9778 | 1336,33 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 0,9625 | 1462,93 | 0,8636 | 1312,64 | 0,803 | 1220,53 |
| 1,9 | 845,31 | 2,4 | 1067,76 | 2,87 | 1276,86 |
| 1,765 | 1451,89 | 1,9375 | 1593,79 | 2,075 | 1706,9 |
| 1,3635 | 1459,87 | 1,4447 | 1546,83 | 1,2815 | 1372,11 |
| 1,27 | 1530,99 | 1,2013 | 1448,11 | 1,155 | 1392,35 |
| 1,6298 | 552,4 | 1,9811 | 671,47 | 2,2919 | 776,82 |
| 1,577 | 492,32 | 1,7147 | 535,32 | 1,8124 | 565,82 |
| 2,5328 | 222,69 | 2,5328 | 222,69 | 2,5328 | 222,69 |
| 1,7913 | 1596,43 | 2,1414 | 1908,5 | 1,888 | 1682,62 |
| 1,6575 | 2267,48 | 1,5344 | 2099,04 | 1,5344 | 2099,04 |
| 0,8971 | 37,53 | 1,4229 | 59,52 | 2,04 | 85,33 |

**TABLEAU VI. 6:les moments dans chaque poutre sous les différentes charges**

### VI.4.4 Combinaisons des actions :

Les combinaisons à l'ELS

| |
|---|
| G+1,2(A(l) + St) |
| G+1,2(Bc + St) |
| G+1,2(Bt + St) |
| G+1,2(Br + St) |
| G+Mc120 |
| G+D240 |

Les combinaisons à l'ELU

| |
|---|
| 1,35G+1,6(A(l) + St) |
| 1,35G+1,6(Bc + St) |
| 1,35G+1,6(Bt + St) |
| 1,35G+1,6(Br + St) |
| 1,35G+1,35Mc120 |
| 1,35G+1,35D240 |

| Combainison | Poutre 6 | Poutre 7 | Poutre 8 | Poutre 9 | Poutre 10 |
|---|---|---|---|---|---|
| G+1,2(A(l) + St) | 5701,58148 | 5921,82907 | 5818,96078 | 5622,98735 | 5465,43586 |
| G+1,2(Bc + St) | 5637,71914 | 5663,65851 | 5651,21949 | 5692,22014 | 5508,37161 |
| G+1,2(Bt + St) | 4197,86606 | 4306,82076 | 4404,82603 | 4478,41396 | 4540,83137 |
| G+1,2(Br + St) | 3874,53625 | 3922,00407 | 4081,26153 | 4103,25216 | 4129,06725 |
| G+Mc120 | 4739,94 | 5039,40 | 5372,94 | 5685,01 | 5459,13 |
| G+D240 | 5468,11 | 5861,05 | 5919,02 | 5811.43 | 5811.43 |

**TABLEAU VI. 7:combinaisons des moments fléchissant à L'ELS**

| Combainison | Poutre 6 | Poutre 7 | Poutre 8 | Poutre 9 | Poutre 10 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,35G+1,6(A(l) + St) | 7667,60011 | 7964,32313 | 7831,56353 | 7576,1298 | 7372,94516 |
| 1,35G+1,6(Bc + St) | 7582,45033 | 7620,09572 | 7607,90848 | 7668,44019 | 7430,19284 |
| 1,35G+1,6(Bt + St) | 5662,64622 | 5810,97872 | 5946,05054 | 6050,03194 | 6140,13918 |
| 1,35G+1,6(Br + St) | 5231,5398 | 5297,88979 | 5514,63121 | 5549,81621 | 5591,12035 |
| 1,35G+1,35Mc120 | 6398,92 | 6803,19 | 7253,47 | 7674,77 | 7932,00 |
| 1,35G+1,35D240 | 7381,56 | 7912,47 | 7990,39 | 7845,00 | 7845,00 |

**TABLEAU VI. 8:combinaisons des moments fléchissant à l'ELU**

**Conclusion :**

A l'ELS la poutre la plus sollicitée : est la poutre 08 sous la combinaison [G + D240]

Mmax(ELS)= 5919.02 KN.m= 591.9t.m

A l'ELU la poutre la plus sollicitée : est la poutre 08 sous la combinaison [1.35G+1.35D240]

Mmax(ELU) = 7990.39 KN.m = 799.03 t.m

## VI.5 Vérification avec méthode de calcul automatique :

Apres les calcules des sollicitations longitudinales et transversales par une méthode analytique (manuelle) qui est guyon massonnet on confirme ces résultats donnés par cette méthode à l'aide d'un logiciel de calcul automatique ( Autodesk Robot structural analysis professional ).

### VI.5.1 **Etape de modélisation :**

1ere Etape 01 : la modélisation du tablier et des appuis L=33.4m ; e=1.55m

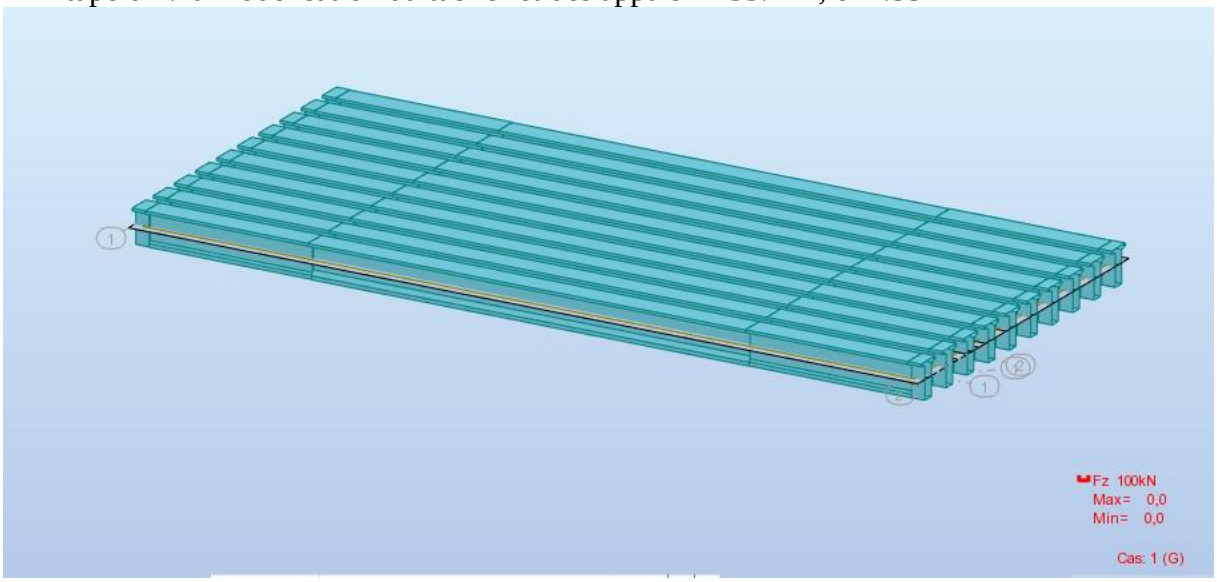



**FIGURE VI. 4:modele de tablier**

### VI.5.2 2éme Etape définir les charges et surcharges selon RCPR :

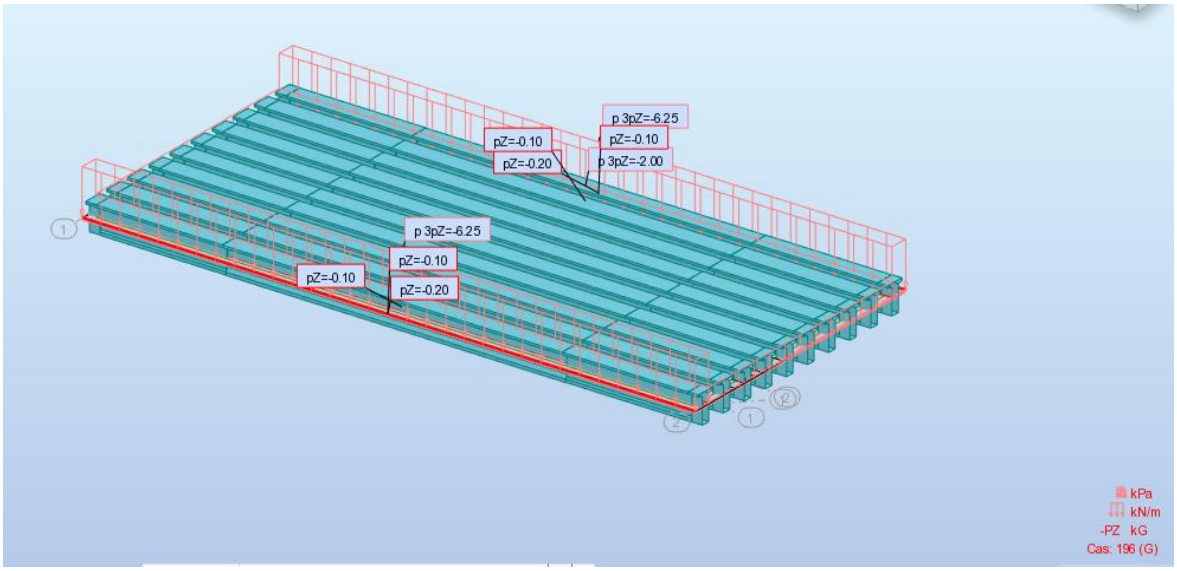



**FIGURE VI. 5: poids G**

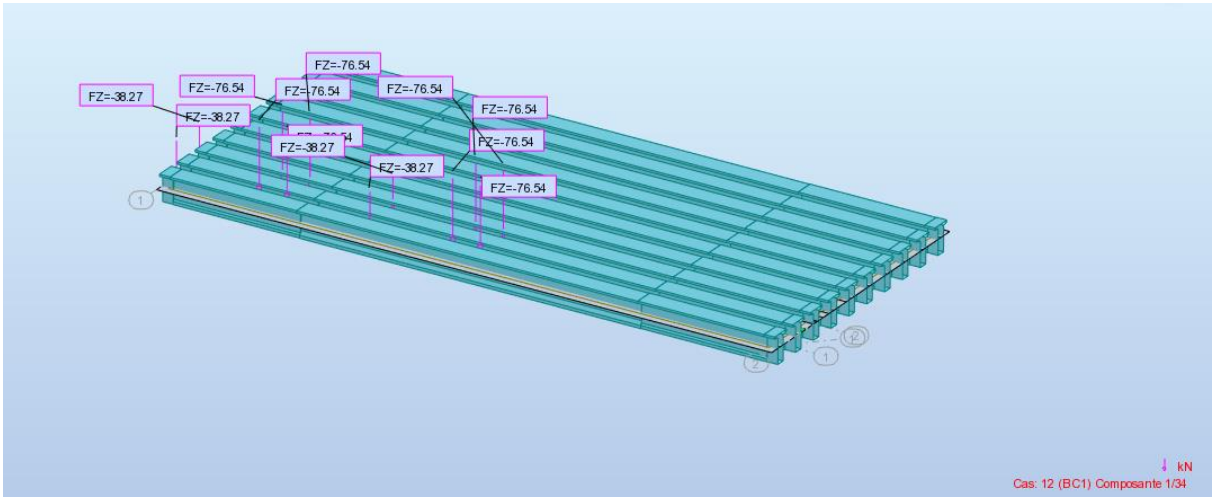



**FIGURE VI. 6:charge Bc1**

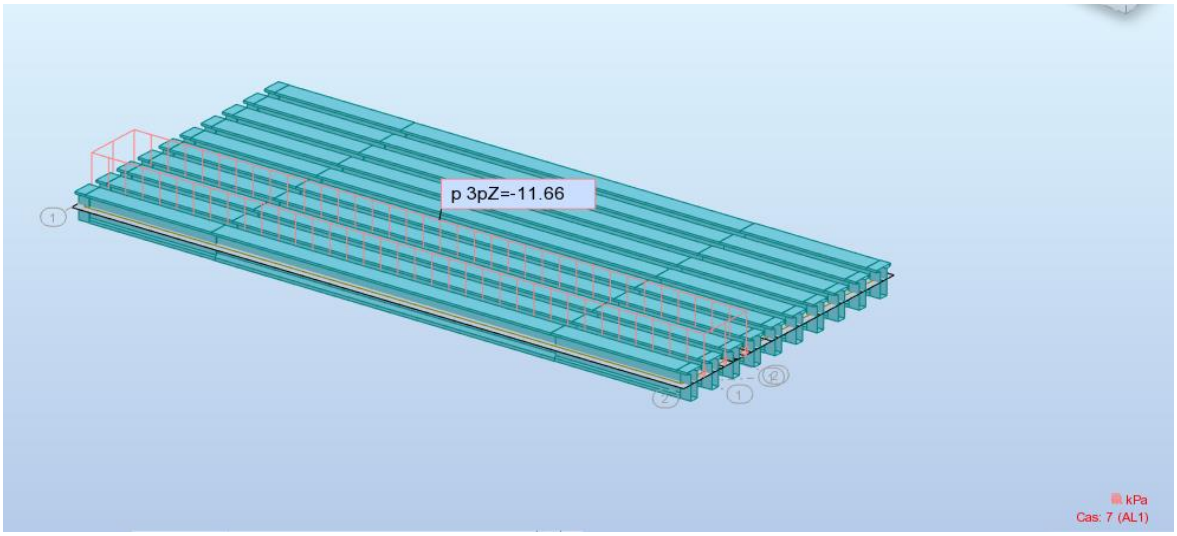



**FIGURE VI. 7: charge A(l)1**

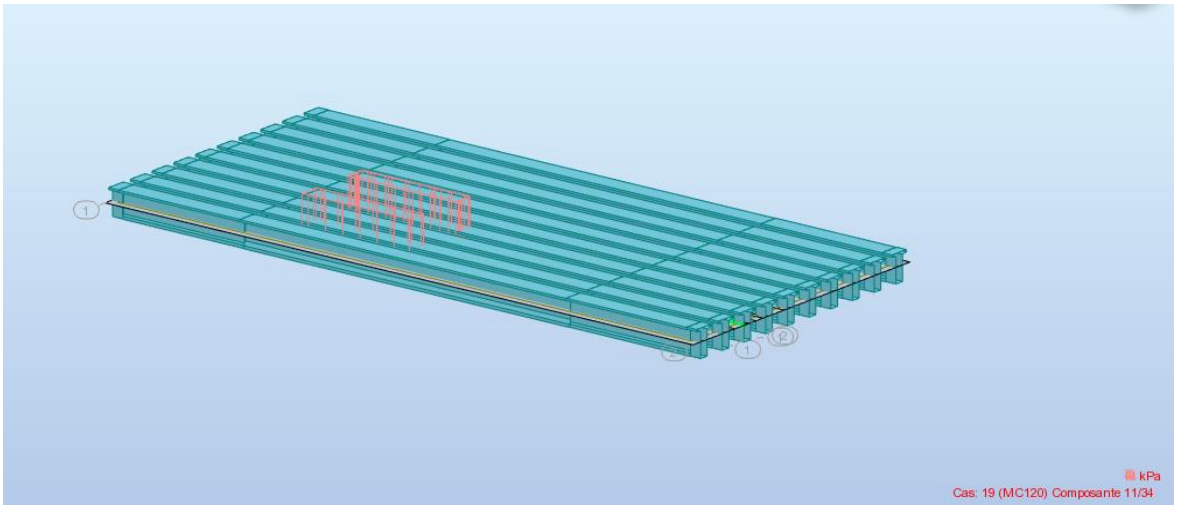



**FIGURE VI. 8:charge militaire MC120**

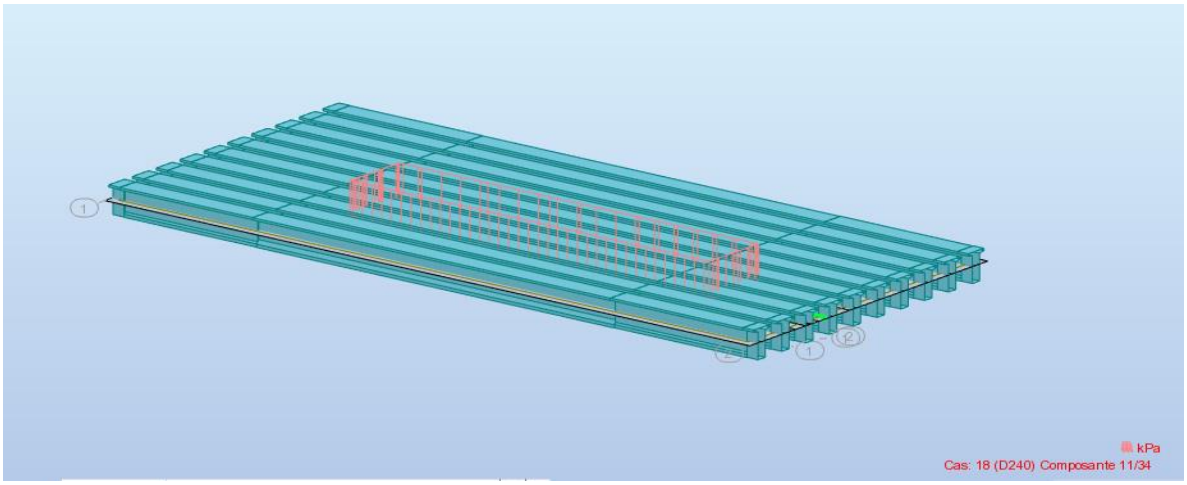
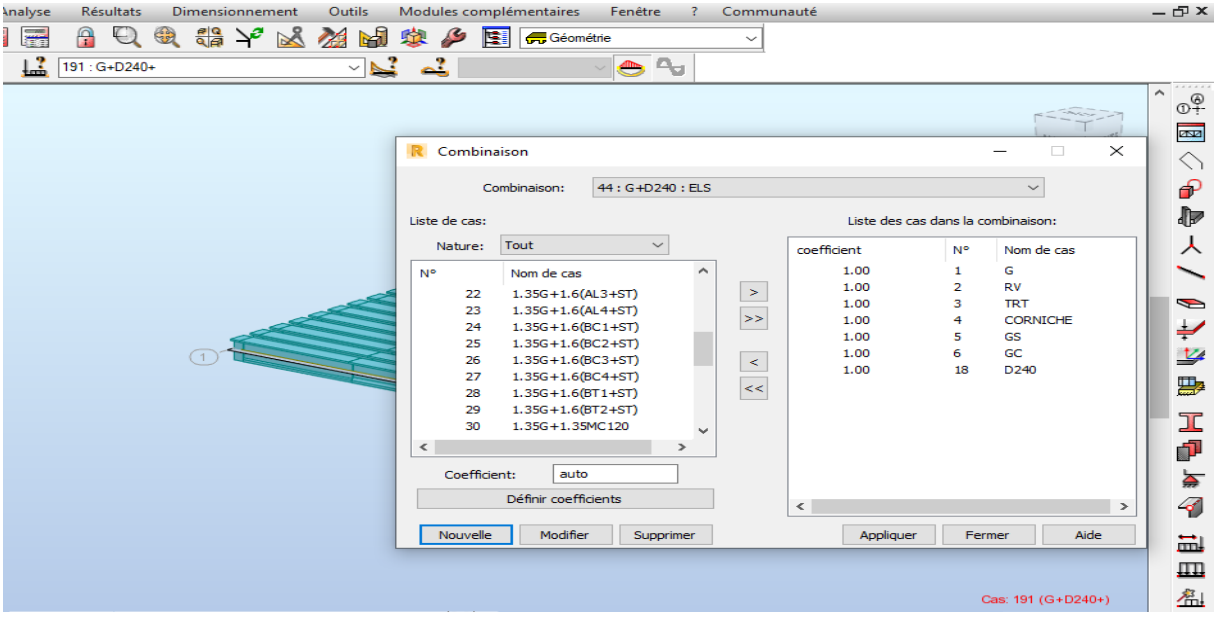



**FIGURE VI. 9:charge D240**

## VI.5.3 3$^{eme}$ Etape : combinaisons et pondération des charges et surcharges



### VI.5.4 4eme Etape calcul et analyse des résultats :

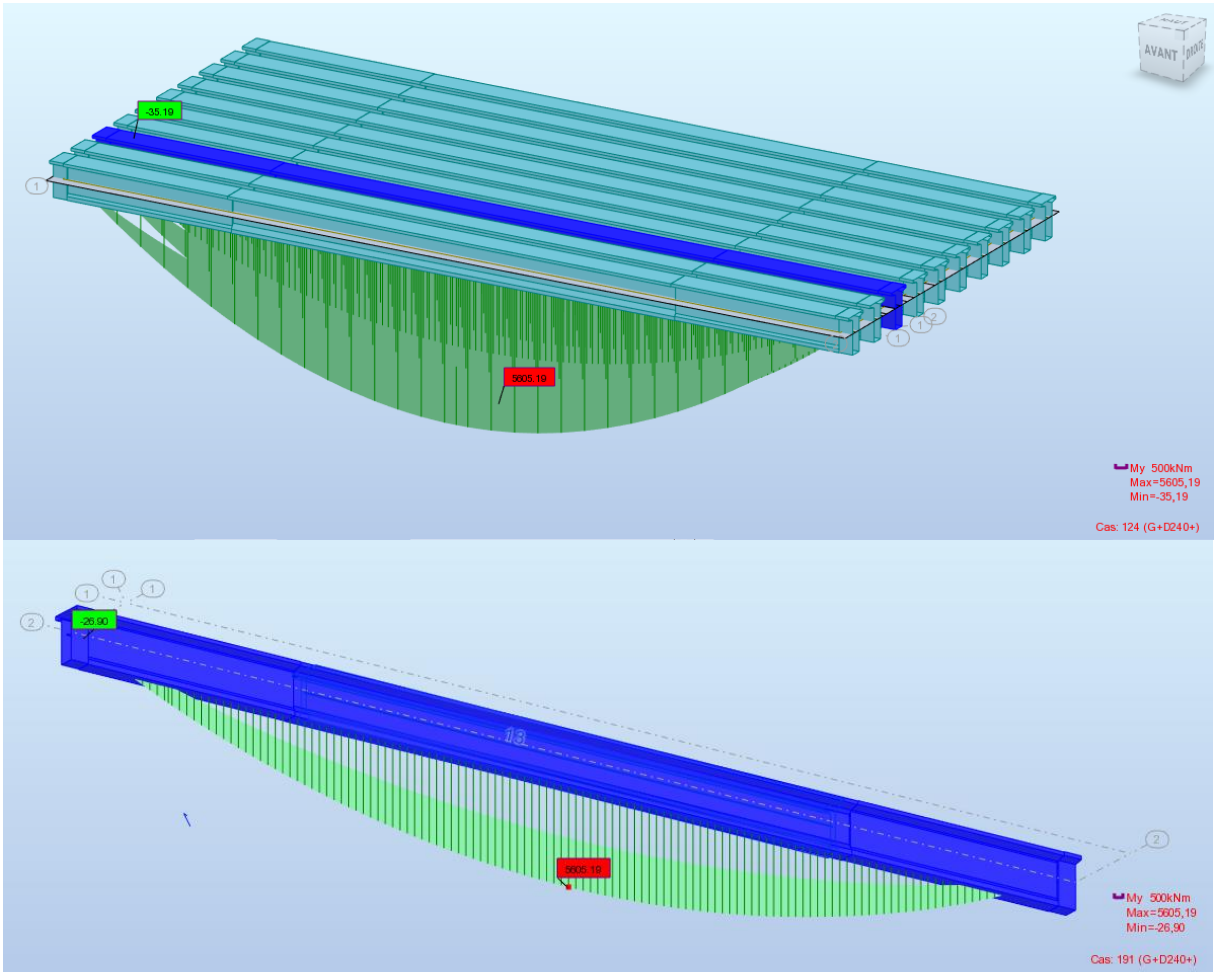



**FIGURE VI. 10:Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sous la combinaison G+D240**

Le moment max à l'ELS sous la combinaison G+D240 obtenu : 5605.59KN.m = 560.55 t.m

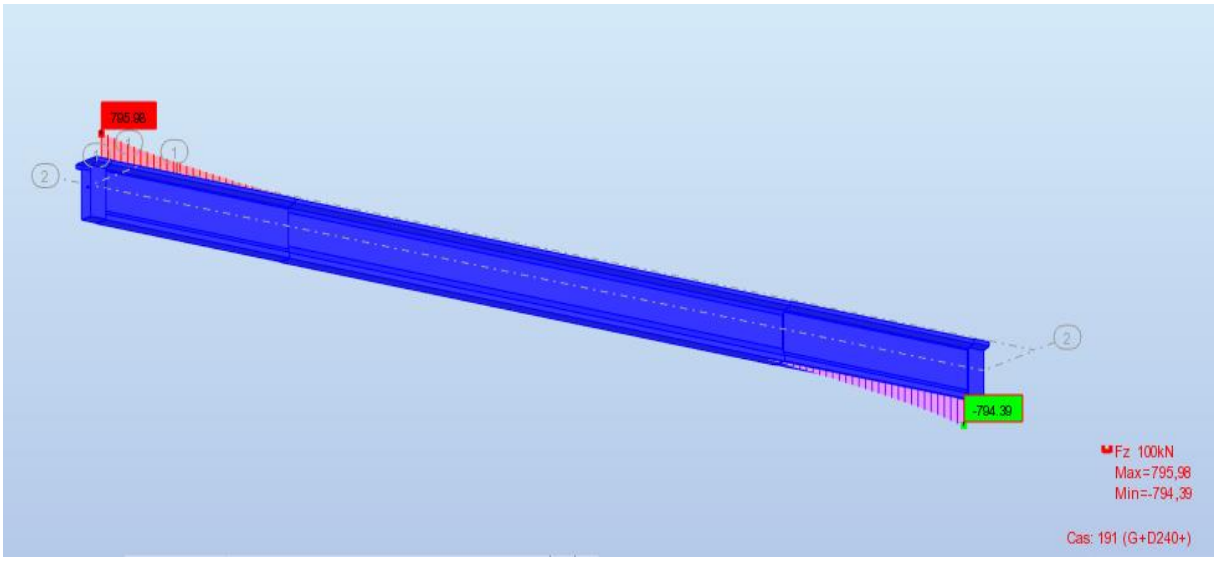



**FIGURE VI. 11:Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison G+D240**

$T_{MAX(ELS)}$= 795.98KN = 79.6 t

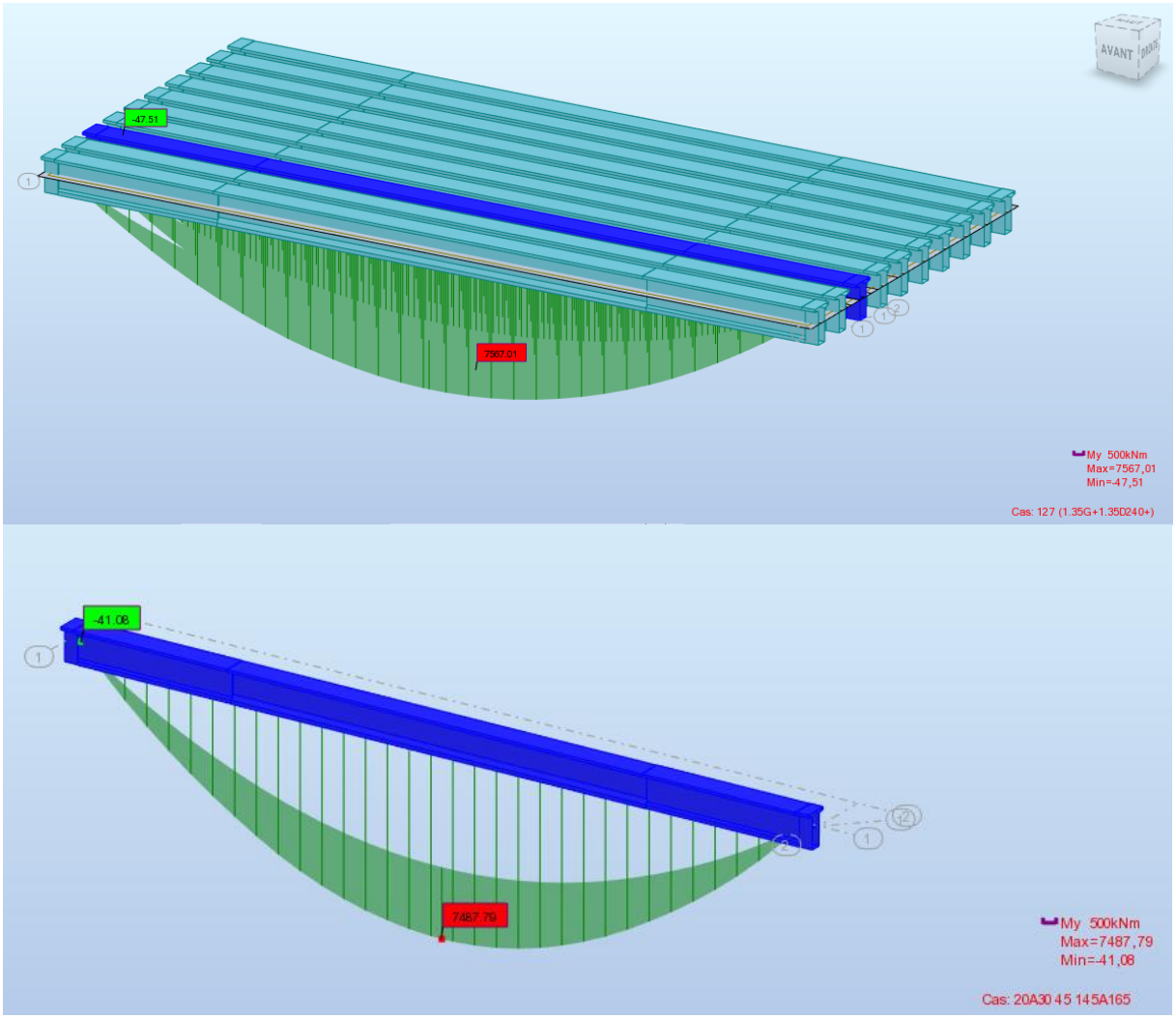



**FIGURE VI. 12:Diagramme du moment fléchissant à l'ELU**

Le moment fléchissant max à l'ELU sous la combinaison 1.35G+1.35D240
$M_{max(ELU)}$= 7487.8 KN.m

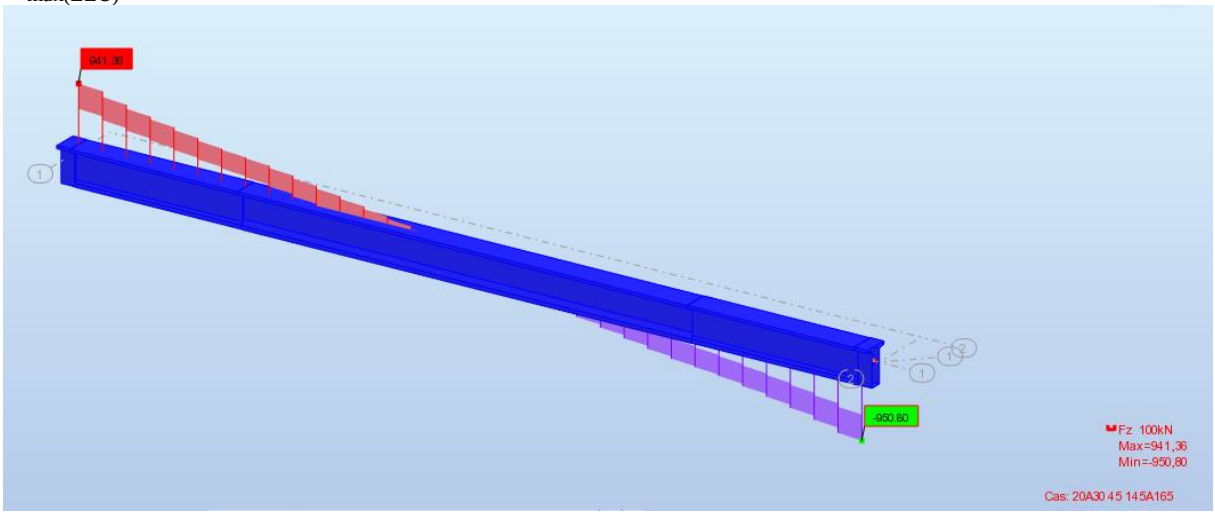



**FIGURE VI. 13:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU max sous la combinaison 1.35G+1.35D240**

Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU max sous la combinaison 1.35G+1.35D240= 1090.6KN

**Conclusion :**

Apres voir et analyser des résultats obtenu par le calcul automatique :
Moment fléchissant :

$$\epsilon = \frac{M(GM)-M(CA)}{\frac{M(GM)+M(CA)}{2}} = \frac{591-560}{\frac{591+560}{2}} = 0.05 = 5\ \%$$

On remarque que les deux méthodes donnes les résultats presque les meme ce qui confirme la fiabilité de calcul automatique.

# Chapitre VII
# Etude de la précontrainte

## VII.1 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE :

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

## VII.2 MODES DE PRECONTRAINTE

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

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

## VII.3 CHOIX DU PROCÉDÉ

Précédemment dans le chapitre conception, on a choisi comme variante pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

## VII.4 DONNEES DE CALCUL

**Données de l'ouvrage**

| | | |
|---|---|---|
| H (P) | 1.5 | m |
| H(P+D) | 1.75 | m |
| L | 33.4 | m |
| $L_{portée}$ | 32.4 | m |
| N poutres | 10 | |
| $E_{dalle}$ | 0,25 | m |
| enrobage | 0,03 | m |
| λ = | 1,55 | m |

**Caractéristiques des câbles 13 T15s**

| | | |
|---|---|---|
| Cable Type | **T15** | |
| Nbr Toron | 9 | |
| Ap 1 Toron | 140 | mm² |
| Ap 1Toron (m²) | 0,00014 | m² |
| Ap (mm²) = | 0,00126 | m² |
| fprg = | 1860 | MPa |
| Fp0= | 206.1 | kN |
| fpeg = | 1674 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| $L_{TC}$= | 1.03 | m |
| $b_{About}$ = | 0,57 | m |

**Caractéristiques du béton**

| | | |
|---|---|---|
| $F_{c28}$ = | 40 | MPa |
| $F_{t28}$ = | 3 | MPa |
| $\sigma_{bc}$ = | 24 | MPa |
| $\sigma_{bt}$ = | -4,5 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| D gaine = | 0,08 | m |
| f = | 0,18 | (rd-1) |
| $\phi$ = | 0,002 | (m-1) |
| g = | 6 | mm |
| $\mu_0$ = | 0,43 | |
| $\rho$1000h = | 2,5 | |
| Ep = | 190 000 | MPa |
| fe | 500 | MPa |
| sigma S | 434,78 | MPa |

**Caractéristiques des sections**

| | Section about | | Section médiane | |
|---|---|---|---|---|
| | Poutre | P + dalle | Poutre | P + dalle |
| B (m2) | 0.78 | 1.15 | 0,55 | 0.88 |
| $\upsilon$' (m) | 0.82 | 1,07 | 0.85 | 1.26 |
| $\upsilon$ (m) | 0.66 | 0,67 | 0,66 | 0.58 |
| $I_G$ (m4) | 0,17 | 0,331 | 0,134 | 0,31 |
| P | 0,41 | 0,40 | 0,49 | 0,46 |

**Résultats Logiciel**

| | |
|---|---|
| $M_{gp}$ (MN.m) | 1.75 |
| $M_M$ (MN.m) | 5.60 |
| $M_m$ (MN.m) | 3.00 |
| $V_M$ (MN) | 0.79 |
| $V_m$ (MN) | 0,38 |

**TABLEAU VII. 1: données de dimensionnement de la précontrainte**

## VII.5 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

### VII.5.1 VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE

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

**$P_{MIN}$ = sup (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 $G_z$ ;
**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 : $\mathbf{M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}}$

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

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

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

**TABLEAU VII. 2: calcul de PMIN**

| Détermination de $P_{MIN}$ | | | |
|---|---|---|---|
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ | - 3,00 MPa | PI | 2.93 MN |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ | - 4,50 MPa | PII | 4.03 MN |
| d' | 0,15 m | $\mathbf{P_{MIN}}$ | **4.03 MN** |

### VII.5.2 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE

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 1T15 peut créer, $\mathbf{P_0}$ est estimé à **25 %** de pertes.

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

**TABLEAU VII. 3:Détermination du nombre de câble**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\mathbf{T_0}$ | **1488** | **MPA** | |
| **ΔP0 =** | **25** | **%** | Donc on opte pour **3 câbles de 9T15** |
| **P0 =** | 1.87 | MN | |
| **n ≥** | 2,89 | Câble | |

### VII.5.3 Détermination des cables de l'about :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{B_n} + \dfrac{v}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \geq -1{,}5\ f_{tj} = \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{B_n} - \dfrac{v'}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \leq 0{,}6\ f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

| | | | |
|---|---|---|---|
| P ≤ | **5,75** | **n ≤** | **3,07** |
| P ≤ | **8,73** | **n ≤** | **4,66** |

**Donc on aura 3 cable à l'about**

## VII.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les quatre

câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. La vérification a x= L/2, se fait selon les quatre phases suivantes :

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

**Première phase : Après 7 jours**

1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %
2. Les pertes considérées sont de 5 %

| | | |
|---|---|---|
| $f_{c7}$ = | 26,49 | MPa |
| $f_{t7}$ = | 2,19 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ = | -1,53 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ = | -3,28 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bcj}}$ = | 15,89 | MPa |
| ΔP = | 5 | % |
| n cable | 3 | |

**Deuxième phase : Après 28 jours**

1. La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours
2. Les pertes considérées sont de 10 %

| | | |
|---|---|---|
| $f_{c7}$ = | 40 | MPa |
| $f_{t7}$ = | 3 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ = | -2,1 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ = | -4,5 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bcj}}$ = | 24 | MPa |
| ΔP = | 10 | % |
| n cable | 3 | |

**3ème phase : Apres coulage de la dalle**

1. Efforts dus à la deuxième phase
2. Poids propre de l'hourdis couler sur place

| | | |
|---|---|---|
| $f_{c7}$ = | 40 | MPa |
| $f_{t7}$ = | 3 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ = | -2,1 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ = | -4,5 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bcj}}$ = | 24 | MPa |
| ΔP = | 15 | % |
| n cable | 3 | |

**Quatrième phase : En service**

1. Mise en tension est à 100 %
2. Les pertes considérées sont de 25 %

| | | |
|---|---|---|
| $f_{c7}$ = | 40 | MPa |
| $f_{t7}$ = | 3 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ = | -3 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ = | -4,5 | MPa |
| $\overline{\sigma_{bcj}}$ = | 24 | MPa |
| ΔP = | 25 | % |
| n cable | 3 | |

**TABLEAU VII. 4:Caractéristiques de chaque vérification des contraintes**

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

| Phase | $e_0$ (m) | M (MN.m) | P (MN) | $\sigma_{sup}$ (MPa) | $\sigma_{inf}$ (MPa) | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Phase 1** | 0,69 | 1.75 | 2.76 | **4.40** | **5.44** | C.V |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Phase 2** | 0,69 | 1.75 | 5.06 | **0.87** | **19.86** | C.V |
| **Phase 3** | 1,11 | 3,00 | 4.78 | **1.12** | **14.81** | C.V |
| **Phase 4** | 1,11 | 5.6 | 4.22 | **6.51** | **1.06** | C.V |
| **Formules de calcul** | $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$ ; $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$ | | | | | |

**TABLEAU VII. 5: Résultats de vérifications des contraintes**

**Interprétation :**

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

## VII.7 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

### VII.7.1 PRINCIPE DE TRACE :

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

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

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

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

### VII.7.2 DETERMINATION DU TRACE

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

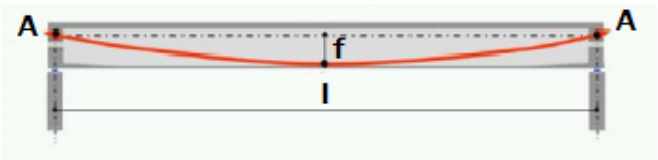



**Figure VII. 1: géometrie des cables**

$\ell$ **:** est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

**f** : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole

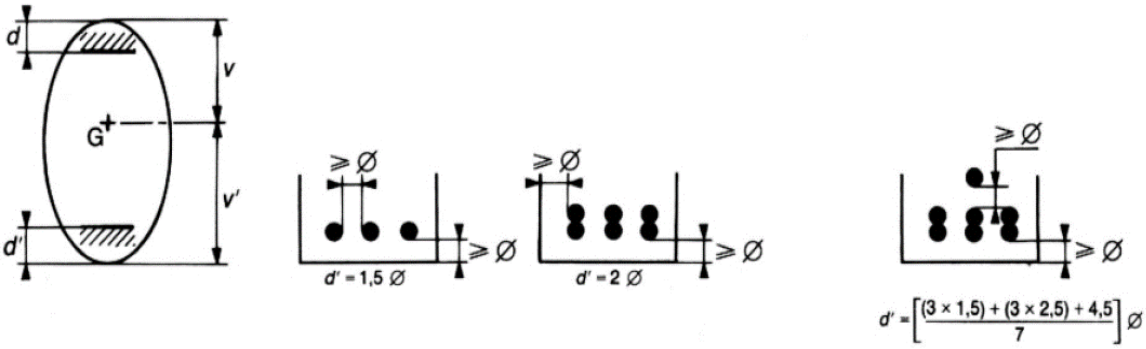
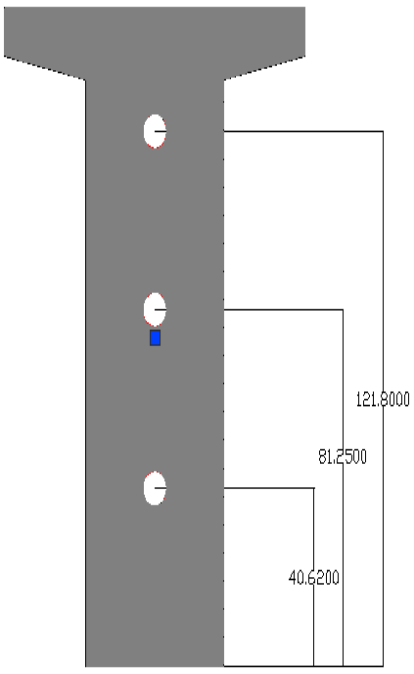
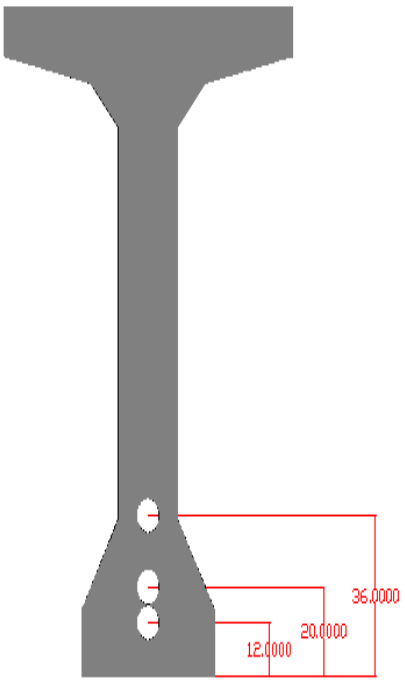



**Figure VII. 2: disposion des cables**

- 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 obtenu des plaques 225x185

| | X = 0 | | X = L/2 | |
|---|---|---|---|---|
| | Yi (m) | Schéma | Yi (m) | Schéma |
| C1 | 0,4062 |  | 0,12 |  |
| C2 | 0.8125 | | 0,20 | |
| C3 | 1,218 | | 0,36 | |

- L'angle de déviation β sur une longueur $\ell$ 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 :

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

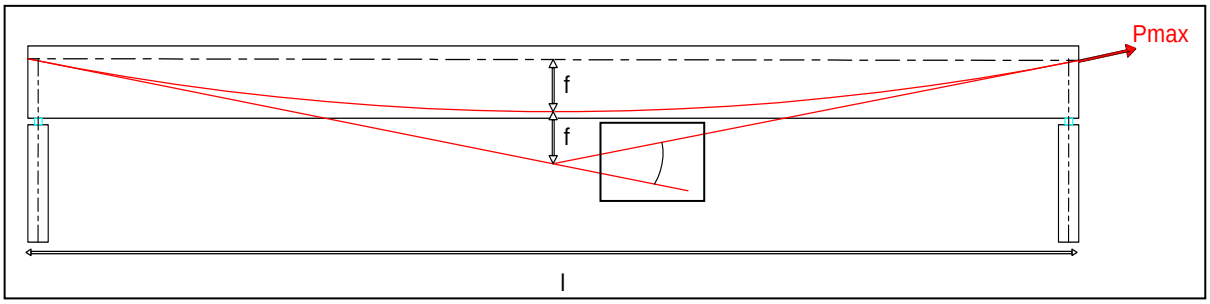



**Figure VII. 3: l'angle de déviation des cables**

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 le tableau ci-après :

| | | |
|---|---|---|
| bn = | 0,49 | m |
| Bn = | 1,13 | $m^2$ |
| P = | 5.61 | MN |
| $\sigma_x$ = | 4.94 | MPa |
| $\overline{\tau}$ = | 3.09 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| L câble = | 33.4 | m |
| L rel = | 1 | m |
| l pb = | 31.4 | m |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\overline{V}$ = | 2,12 | MPa | -13.69 | ≤ α (°) ≤ | 26.44 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| αC1 = | 2.1 | αC2 = | 4.16 | αC3 = | 5.96 | (°) |

| N° câble | l (m) | αrel (°) | Yi (m) | | | f (m) | R (m) | β(l) rad |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | x=0 | x=l/4 | x=16,7 | | | |
| C1 | 31.4 | 2.1 | 0,4056 | 0,37 | 0,12 | 0,25 | 495.1 | 0,032 |
| C2 | 31.4 | 4.16 | 0.8125 | 0.74 | 0,2 | 0,54 | 228.33 | 0,069 |
| C3 | 31.4 | 5.96 | 1,218 | 1.11 | 0,36 | 0,75 | 163.54 | 0,096 |

**TABLEAU VII. 6:Caractéristiques du tracé des câbles**

## VII.8 CALCUL DES PERTES

### VII.8.1 PERTES DE TENSION INSTANTANEES

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

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

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

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :$\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$.

### VII.8.2 PERTES PAR FROTTEMENT

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

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

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

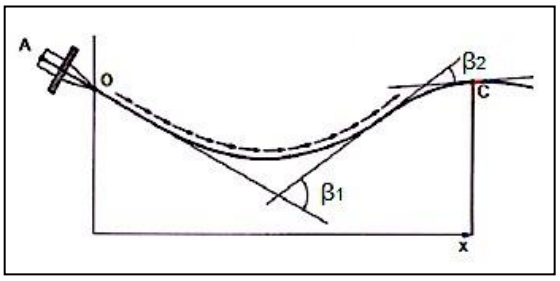



**Figure VII. 4: frottement le long du cable lors d mise en tension**

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| N° câble | x=l/2 (m) | β (rad) | fβ+ φx | Δσφ (MPa) | Δσφ Moy (MPa) | Δσφ Moy (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 16,7 | 0,032 | 0,039 | 57,07 | 65.73 | 4.42% |
| C2 | 16,7 | 0,069 | 0,046 | 66.58 | | |
| C3 | 16,7 | 0,096 | 0,051 | 73.53 | | |

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

**TABLEAU VII. 7: Valeurs des pertes dues aux frottements**

### VII.8.3 PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE

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

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

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

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

**Avec :**

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

$\ell$ **:** Longueur de la moitié de la poutre ;

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

**k** : Constante : $\mathbf{k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi}$ ;

**g** : Intensité du recul d'ancrage, **g = 4 mm.**

| N° câble | l (m) | k ($m^{-1}$) | d (m) | $\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa) | $\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 16,7 | 0,0023 | 18.09 | **0** | **123,23** |
| C2 | 16,7 | 0,0027 | 16.72 | **0** | **129.75** |
| C3 | 16,7 | 0,0030 | 15.89 | **0** | **132.5** |

**TABLEAU VII. 8:Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage**

### VII.8.4 PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON

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

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

**Avec :**

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

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

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

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

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

**e** : Excentricité moyenne des câbles ;

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| | |
|---|---|
| $M_p$ | 1.75 MN.m |
| $E_{ij}$ | 37 619,47 MPa |
| **n câble** | 3 |
| **e** | 0,61 m |
| **B** | 0,55 $m^2$ |
| $I_G$ | 0,14 $m^4$ |

| | |
|---|---|
| $\sigma_b$ | 16.64 MPa |
| $\sigma_e$ | 42.10 MPa |
| $\sigma_e$ | 2.83 % |

**TABLEAU VII. 9:Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton**

### VII.8.5 PERTES DIFFEREES

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

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

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

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

### VII.8.6 PERTES PAR RETARAIT

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

$\xi_r$ : 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

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

### VII.8.7 PERTE PAR FLUAGE

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

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

$\sigma_{max}$: Contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension ;

$\sigma_b$ : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;

**j** : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

| | | |
|---|---|---|
| $I_{nette}$ = | 0.134 | MN |
| Mp = | 3 | MN |
| V' = | 0,843 | m |
| $e_{0P+D}$ = | 0.62 | m |
| P = | 4.22 | MN |

| | | |
|---|---|---|
| $\Delta\sigma_{fl}$ = | 73.61 | MPa |
| $\Delta\sigma_{fl}$ = | 4.95% | |

| | | |
|---|---|---|
| $\sigma_b$ = | 6.43 | MPa |

**TABLEAU VII. 10:Valeur des Pertes par fluage**

### VII.8.8 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 :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1\,000}\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_i$$

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

| | MPa | % |
|---|---|---|
| $\Delta\sigma_{Inst}$ | 107,83 | 7,25 |
| $\Delta\sigma_{Diff}$ | 165,44 | 11,12 |
| $\Delta\sigma_{\infty}$ = | 273,27 | 18,37 |

**TABLEAU VII. 11:pertes par relaxation**

| | |
|---|---|
| $\Delta\sigma_p$ = | **64.6 MPa** |
| $\Delta\sigma_p$ = | **4,34%** |

### VII.8.9 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 :

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

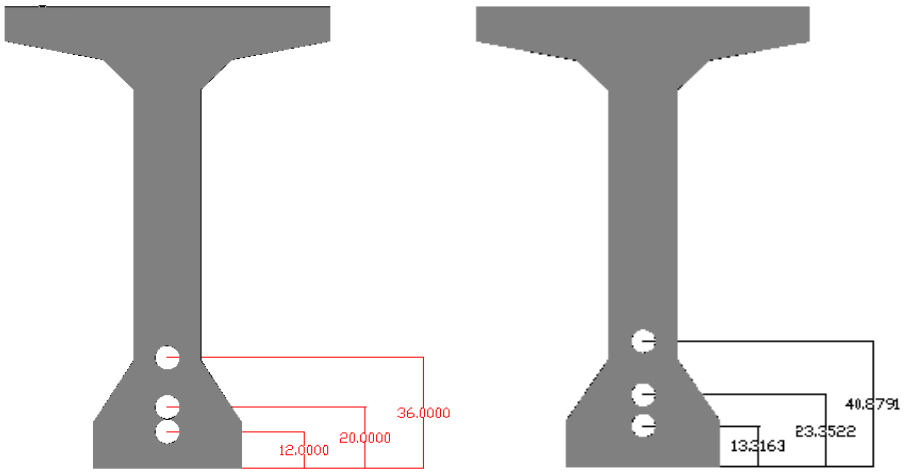
On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

## VII.9 VERIFICATION DES CONTRAINTES

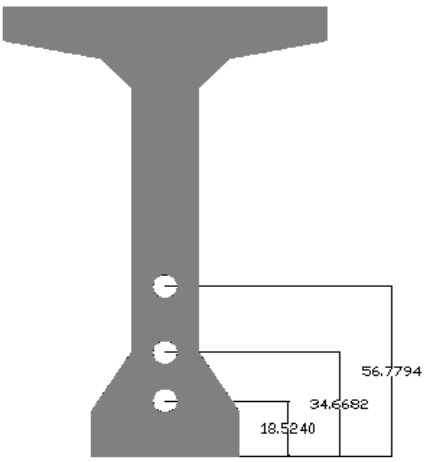
Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

### LES SECTIONS DE VERIFICATION

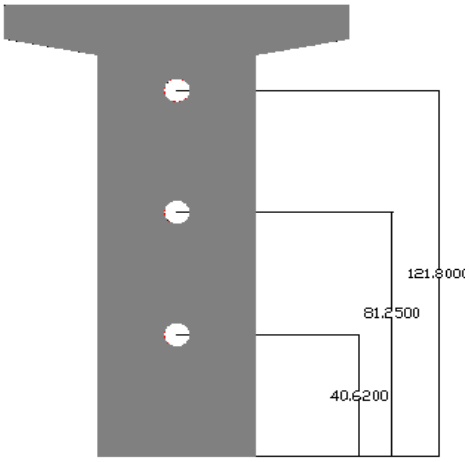
**X=L/2** **X=3L/8**



X= L/4




X= 0




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

## VII.10 LIMITATION DES CONTRAINTES

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

**TABLEAU VII. 12:Limitation des contraintes**

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

## VII.11 CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.
Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel

**TABLEAU VII. 13: Caractéristiques nettes des sections**

| | x=0 | | x=L/4 | | x=3L/8 | | x=L/2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle |
| H (m) | 1,50 | 1,75 | 1,50 | 1,75 | 1,50 | 1,75 | 1,50 | 1,75 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $B_{nette}$ ($m^2$) | 0,77 | 1,13 | **0,495** | **0,860** | **0,535** | **0,860** | 0,53 | 0,86 |
| $v_n$ (m) | 0,683 | 0,673 | 0,644 | 0,568 | 0,641 | 0,566 | 0,640 | 0,558 |
| $v'_n$ (m) | **0,817** | **1,077** | **0,856** | **1,182** | **0,859** | **1,184** | **0,860** | **1,192** |
| $I_{nG}$ ($m^4$) | **0,163** | **0,326** | **0,134** | **0,260** | **0,132** | **0,257** | **0,132** | **0,264** |
| ρ (%) | 37,94 | 39,63 | 49,11 | 45,03 | 44,82 | 44,59 | 44,83 | 45,89 |

## JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**TABLEAU VII. 14:Caractéristiques de chaque phase de vérification**

| | N cables | % Mt | ΔP | P1 | P2 | $d_{x=0}$ | $d_{x=L/4}$ | $d_{x=3L/8}$ | $d_{x=L/2}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Phase 1** | 3 | 50 | 3,62 | 2,79 | 2,63 | 0,81 | 0,37 | 0,26 | 0,23 |
| **Phase 2** | 3 | 100 | 7,25 | 5,41 | 5,02 | 0,81 | 0,37 | 0,26 | 0,23 |
| **Phase 3** | 3 | 100 | 12,81 | 5,16 | 4,65 | 0,81 | 0,37 | 0,26 | 0,23 |
| **Phase 4** | 3 | 100 | 18,37 | 4,91 | 4,27 | 0,81 | 0,37 | 0,26 | 0,23 |

## VII.12 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 VII. 15:Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2**

| | | Phase 1 | | | | Phase 2 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x=0 | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 | x=0 | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 |
| e (m) | | 0,00 | 0,49 | 0,60 | 0,63 | 0,00 | 0,49 | 0,60 | 0,63 |
| MEls | | 0,00 | 1,30 | 1,64 | 1,75 | 0 | 1,3 | 1,64 | 1,75 |
| P1 (MN) | | 2,79 | 2,79 | 2,79 | 2,79 | 5,41 | 5,41 | 5,41 | 5,41 |
| P2 (MN) | | 2,63 | 2,63 | 2,63 | 2,63 | 5,02 | 5,02 | 5,02 | 5,02 |
| σp (MPa) | σsup | 0,00 | 6,25 | 7,96 | 8,48 | 0,00 | 6,25 | 7,96 | 8,48 |
| | σinf | 0,00 | -8,30 | -7,46 | -11,40 | 0,00 | -8,30 | -10,67 | -11,40 |
| σP1 (MPa) | σsup | 3,56 | -0,90 | -2,94 | -3,35 | 6,91 | -1,75 | -5,71 | -6,50 |
| | σinf | 3,69 | 14,31 | 16,13 | 16,71 | 7,16 | 27,79 | 31,33 | 32,44 |
| σP2 (MPa) | σsup | 3,37 | -0,85 | -2,78 | -3,16 | 6,42 | -1,62 | -5,30 | -6,03 |
| | σinf | 3,49 | 13,53 | 15,25 | 15,79 | 6,65 | 25,80 | 29,08 | 30,12 |
| σMax (MPa) | σsup | **3,56** | **5,35** | **5,02** | **5,14** | **6,91** | **4,50** | **2,25** | **1,98** |
| | σinf | **3,69** | **6,01** | **8,68** | **5,31** | **7,16** | **19,48** | **20,65** | **21,04** |
| σMin (MPa) | σsup | **3,37** | **5,40** | **5,18** | **5,32** | **6,42** | **4,62** | **2,66** | **2,45** |
| | σinf | **3,49** | **5,22** | **7,79** | **4,39** | **6,65** | **17,49** | **18,41** | **18,72** |

**TABLEAU VII. 16:Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4**

| | | Phase 3 | | | | Phase 4 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x=0 | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 | x=0 | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 |
| e (m) | | 0,26 | 0,81 | 0,93 | 0,97 | 0,26 | 0,81 | 0,93 | 0,97 |
| MEls | | 0,00 | 2,10 | 2,51 | 2,89 | 0 | 3,1 | 4,43 | 5,50 |
| P1 (MN) | | 5,16 | 5,16 | 5,16 | 5,16 | 4,91 | 4,91 | 4,91 | 4,91 |
| P2 (MN) | | 4,65 | 4,65 | 4,65 | 4,65 | 4,27 | 4,27 | 4,27 | 4,27 |
| σp (MPa) | σsup | 0,00 | 4,59 | 5,53 | 6,11 | 0,00 | 6,77 | 9,76 | 11,63 |
| | σinf | 0,00 | -9,55 | -11,56 | -13,05 | 0,00 | -14,09 | -20,41 | -24,83 |
| σP1 (MPa) | σsup | 1,72 | -3,17 | -4,54 | -4,56 | 1,64 | -3,02 | -4,32 | -4,34 |
| | σinf | 9,07 | 25,09 | 28,05 | 28,46 | 8,63 | 23,88 | 26,69 | 27,08 |
| σP2 (MPa) | σsup | 1,55 | 0,26 | -0,43 | -4,11 | 4,37 | 0,49 | -0,82 | -3,78 |
| | σinf | 8,16 | 22,60 | 25,26 | 25,63 | 7,50 | 20,77 | 23,22 | 23,56 |
| σMax (MPa) | σsup | **1,72** | 1,41 | **0,99** | **1,55** | 1,64 | 3,75 | 5,44 | 7,28 |
| | σinf | **9,07** | 15,54 | **16,49** | **15,41** | 8,63 | 9,78 | 6,28 | 2,25 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| σMin (MPa) | σsup | **1,55** | 4,84 | **5,10** | **2,00** | 4,37 | 7,26 | 8,93 | 7,85 |
| | σinf | **8,16** | 13,05 | **13,70** | **12,58** | 7,50 | 6,68 | 2,81 | -1,27 |

## VII.13 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, la vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

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

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

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

$\tau$ : Contrainte tangentielle ;

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

➢ **Détermination de la contrainte normale « $\sigma_x$ » :** $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$, **avec :** $P = \sum_{i=1}^{4} P_i \cos\alpha_i$

**P** : Effort de précontrainte ;

**$B_n$** : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**TABLEAU VII. 17:Effort de précontrainte**

| | | Pcos α | Psin α |
|---|---|---|---|
| P1 | 1,53 | 1,53 | 0,06 |
| P2 | 1,53 | 1,53 | 0,11 |
| P3 | 1,53 | 1,52 | 0,16 |
| | **Somme** | **4,58** | **0,33** |

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

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

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

**Avec :**

**$V_{red}$** : Effort tranchant réduit ;

**$S_n$** : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la

section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis) ;
**$b_n$** : Largeur nette de la section ;
**$I_n$** : Moment d'inertie nette de la section.

**TABLEAU VII. 18:Contrainte tangentielle « τ »**

| $B_n$ ($m^2$) | $\sigma_x$ (MPa) | $\tau_1$ (MPa) | $V_{ser}$ (MN) | $V_{red}$ (MN) | $S_n$ ($m^3$) | $I_n$ ($m^4$) | $B_n$ (m) | τ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.13 | 4.03 | 2.91 | 0.79 | 0.46 | 0,34 | 0,33 | 0,49 | **0,99** |

## VII.14 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.

D'où :

**$B_t$ = 0.112 $m^2$**

**$\sigma_{Bt}$= 1.27 MPA**

**$N_{Bt}$ = 0.0576 MN$A_s$ = 3.84** **$cm^2$** on obtien 4HA12

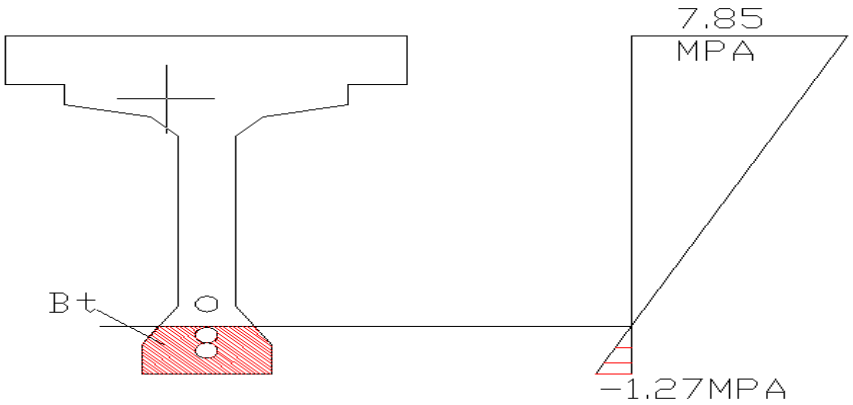



Figure VII. 5: section tendu

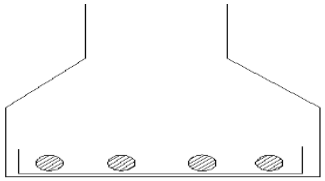


**FIGURE VII. 6: ferraillage section tendu**

## VII.15 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 :

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

**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 VII. 19:Détermination l'angle βu**

| | | |
|---|---|---|
| $V_{ult}$ = | 1.09 | MPa |
| $V_{red}$ = | 0.78 | MPa |
| $S_n$ = | 0,34 | m³ |
| $I_n$ = | 0,33 | m4 |
| $b_n$ = | 0,49 | m |
| $F_{t28}$ = | 3 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| $B_n$ = | 1,13 | m² |
| $\sigma_x$ = | 4,03 | MPa |
| $\tau_u$ = | 1,67 | MPa |
| $\beta_u$ = | 19.81 | ° |

**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 ;

$\mathbf{b_n}$ : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{4.35\ cm^2\ /m}$$

- Le pourcentage minimum a disposé :

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

**Application Numérique :**

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{6.76\ cm^2\ /m}$$

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

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

**Section minimale des armatures de peaux :**

$A_{MIN} > 0.23 * b * d \frac{ft}{fe}$

| | | |
|---|---|---|
| As = | 24,15 | cm² |

# Chapitre VIII

# Calcul de l’hourdis

## VIII.1 Introduction :

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.

## VIII.2 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm ;
- Largeur : 15.5 m ;
- Longueur : 1ml

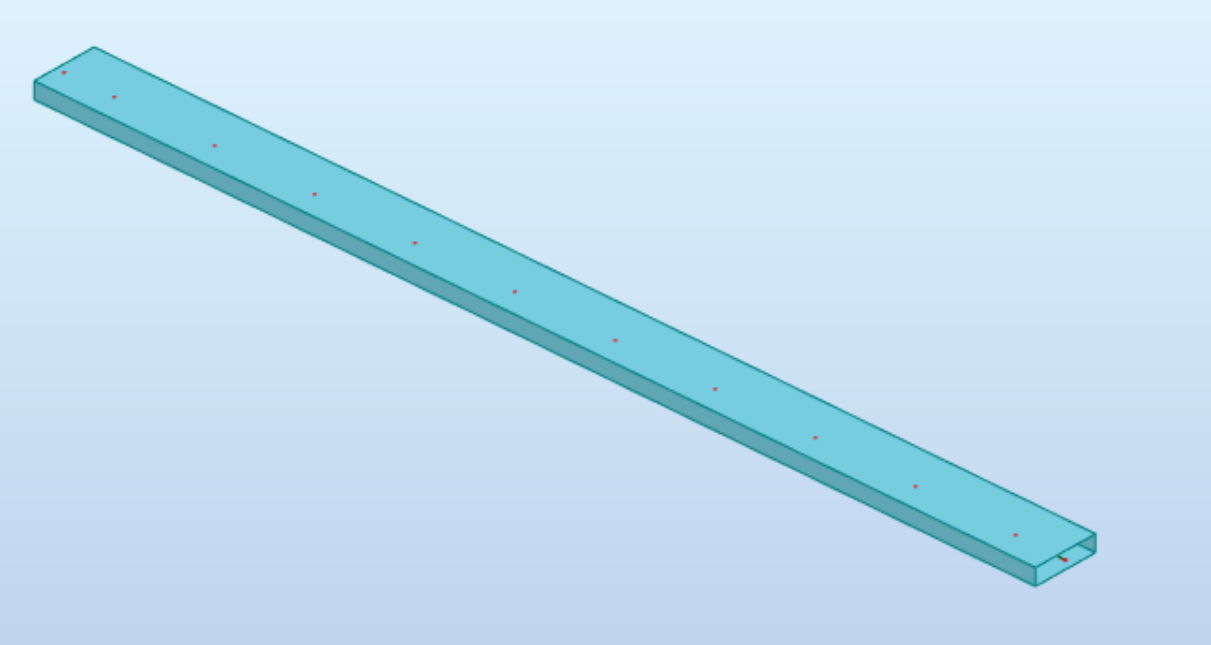


FIGURE VIII. 1: : dimensionnement de la dalle

## VIII.3 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 définis au chapitre de l'étude de tablier.

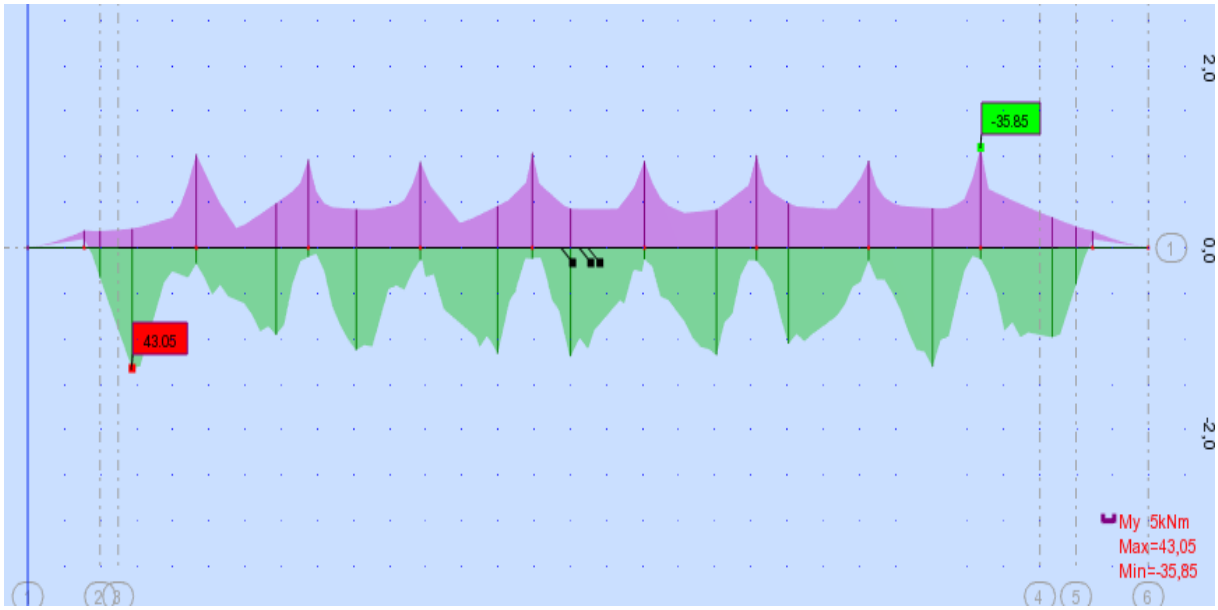



FIGURE VIII. 2: : moment max à l'ELU

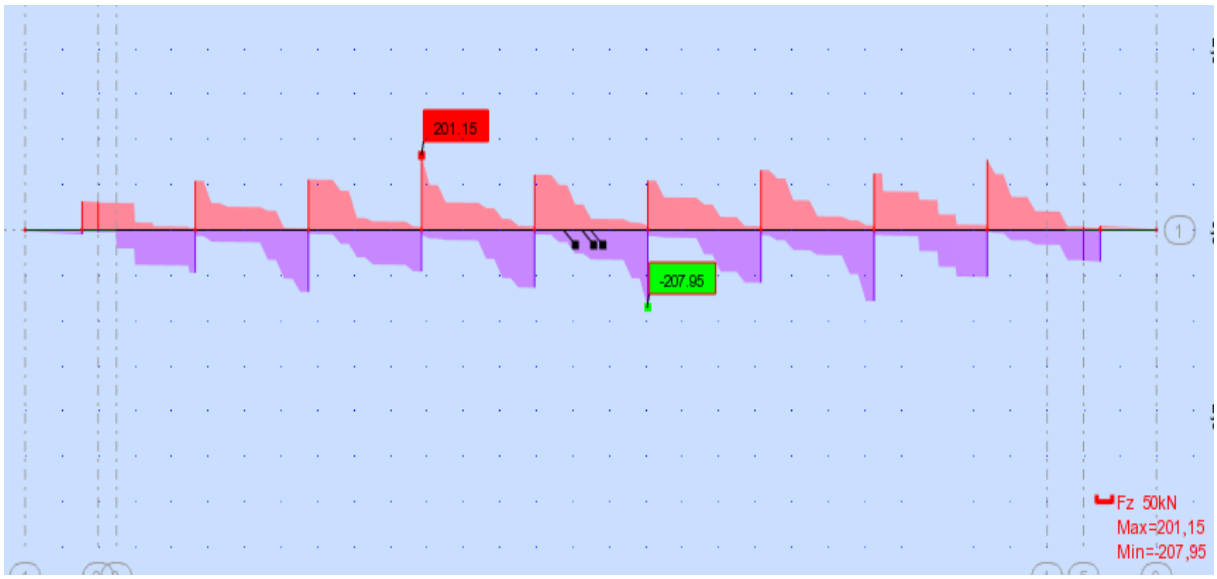



FIGURE VIII. 3: Effort tranchant max à l'ELU

VIII.3.1 Les moments max à l'ELU sont :

**Fibre supérieure : $M_{ELU}$ = 35.85 KN.m**

**Fibre inférieure : $M_{ELU}$ = 43.05 KN.m**

VIII.3.2 Les efforts tranchants max à l'ELU sont :

**Fibre supérieure : $T_{ELU}$ = 201.15 KN**

**Fibre inférieure : $T_{ELU}$ = 207.95 KN**

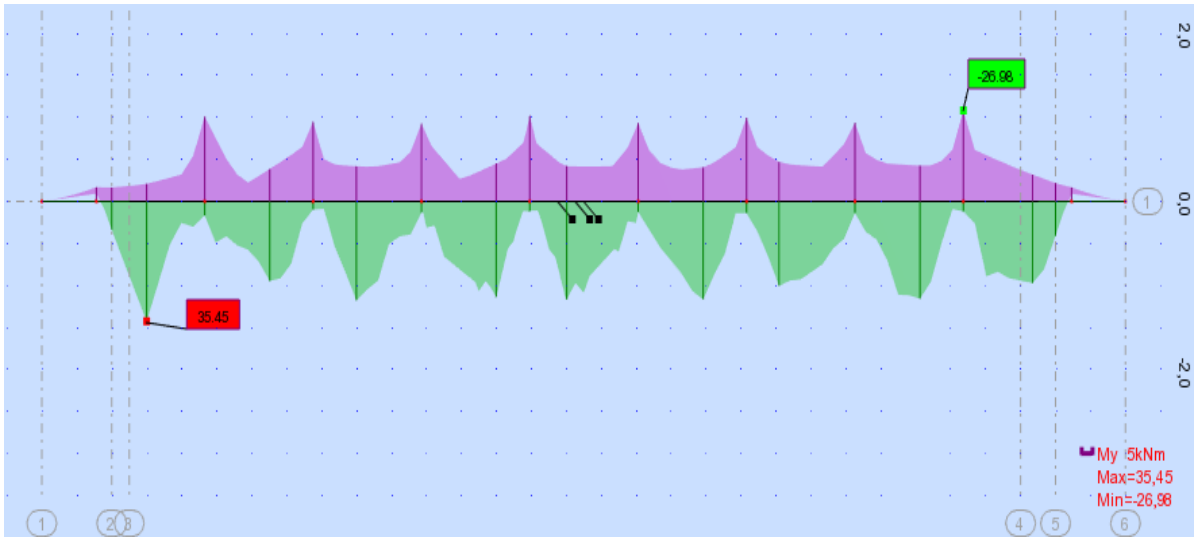



FIGURE VIII. 4: moment fléchissant à l'ELS

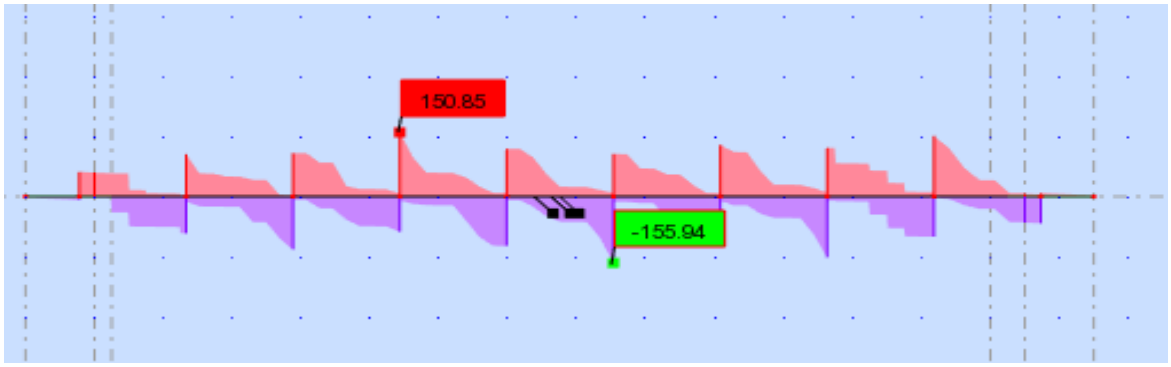



FIGURE VIII. 5: effort tranchant à l'ELS

Donc les moments max à l'ELS sont :

**Fibre supérieure : $M_{ELS}$ = 26.98 KN.m**

**Fibre inférieure : $M_{ELS}$ = 35.45 KN.m**

## VIII.4 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI) (ELU)

- **Armature transversale**

  **$A_s$ = 4,2 cm$^2$ / ml**

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

- **Armature longitudinale de construction**

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

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

## VIII.5 FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (ELU)

- **Armature transversale**

$A_s$ = **5.1 cm$^2$ / ml**

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

Un enrobage minimal C = 5cm.

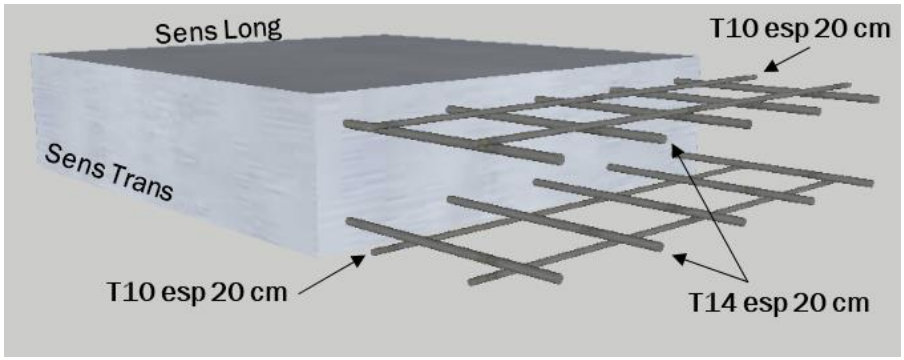
- **Armature longitudinale de construction**

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

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

Un enrobage minimal C = 5cm.

Ferraillage de la dalle :



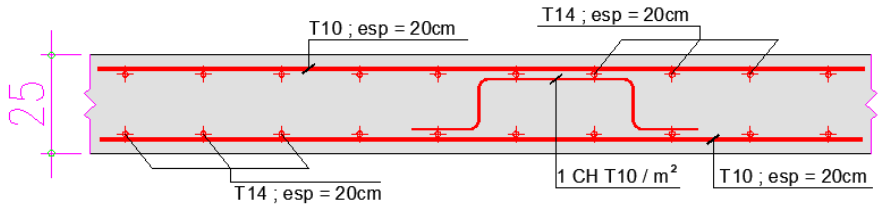




FIGURE VIII. 6: ferraillage de la dalle

# Chapitre IX
# Etude des équipements

## IX.1 Introduction :

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

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

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

On opte pour notre cas des appareils d'appui en élastomère fretté, ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobile.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontaleset les rotations.

## IX.2 DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS DE TYPE B

Selon Guide Technique SETRA.

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

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

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

Avec :

**a** : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
**b** : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
$\mathbf{R_{max}}$ : Réaction d'appuis maximale à L'ELU ($\mathbf{R_{max}}$ **= 1.09 MN**) ;
$\boldsymbol{\sigma_m}$ : Contrainte de compression sous la réaction $R_{max}$.

**D'où :**

$$\mathbf{a \times b \geq 545\ cm^2}$$

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

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

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

  **35.00 ≤ T ≤ 70.00 mm**

- **Dimensionnement des frettes**

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases} \quad ou: \quad \sigma_e = 235\,Kg/mm^2 \quad (pour\ l'acier\ 24-1)$$

Avec :

$$\beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

Alors : β= 8.10 $\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb}$

$\sigma_m$ = 12,46 MPa

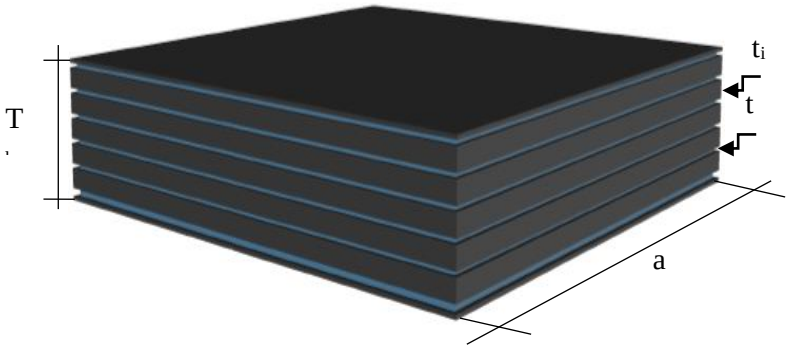
$\sigma_e$ : Contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e$ = 235 MPa).

D'où :

**ts = 3 mm**

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.
Td = 60 mm
T= 45 mm




## IX.3 Calcul sismique

### IX.3.1 Définition la masse de la structure :

M = 2881.89t = 28818.94 KN = 2881894Kg

### IX.3.2 Composante longitudinal

$$k_{Pile} = n\frac{3EI}{h^3} \qquad k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

E= 33000 MPA

| Piles | $H_{moy}$ (m) | D (m) | I ($m^4$) | n Fût | $k_{Fût}$ (MN/m) |
|---|---|---|---|---|---|
| P1 | 8,47 | 1,2 | 0,10 | 4 | 66,30 |
| P2 | 8,47 | 1,2 | 0,10 | 4 | 66,30 |

| $K_{a-app}$ = | 1,75 | (MN/m) | G dy = | 0,9 |
|---|---|---|---|---|

**TABLEAU IX. 1:calcul de K fut**

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

| Piles | $k_{Fût}$ (MN/m) | $k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m) | $n_{A\text{-}Apps}$ | $K_{appuis}$ (MN/m) |
|---|---|---|---|---|
| P1 | 66,30 | 1,75 | 20 | 22,91 |
| P2 | 66,30 | 1,75 | 20 | 22,91 |

**TABLEAU IX. 2:calcul de K appuis**

| Culées | $k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m) | $n_{A\text{-}Apps}$ | $K_P$ (MN/m) |
|---|---|---|---|
| C1 | 1,75 | 10 | 17,50 |
| C2 | 1,75 | 10 | 17,50 |

**TABLEAU IX. 3: calcul Kp**

$K_{lon}$ = **57,91** (MN/m)

## Détermination des actions longitudinales

Classification de l'ouvrage : Groupe 2 (ouvrage trés important)

Zone sismique de : classée (zone IIA)

D'ou A : coefficient d'accélération de zone soit : A = 0,3

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone soit : A = 0,30

S : Coefficient de site : S = 1,20

$T_1$ et $T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit,

$T_1$ = 0,20 s et $T_2$ = 0,50 s

η : Facteur de correction d'amortissement soit : **η = 1**

## Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée

$$T = 2.\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

**T = 1.40 s**

## Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier

Réponse sismique :

On a : $T_2 = 0,4 < T =$ **1,40** < 3,00 s

Donc $S_a$ est donnée par la 3eme branche

| | | |
|---|---|---|
| $S_a$ = | 2.5*A*η*S*g*(T2/T) | |
| $S_a$ = | **3,15** | m/s² |

**Effort total :** $F_{long} = MxSa$

**Flong = 9076,27 KN**

**Déplacement du tablier par rapport au sol :**

$$d^{tablier}_{longitudinal} = \frac{T^2}{4x\pi^2} xSa$$

**dlong = 0,157 m**

**Répartition des efforts :**

| Piles | $K_{appui}$ (MN/m) | $K_T$ (MN/m) | F (kN) | $F_{appui}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| C1 | 17,50 | 57,91 | 9076,3 | 2742,9 |
| P1 | 22,91 | 57,91 | 9076,3 | 3590,4 |
| P2 | 22,91 | 57,91 | 9076,3 | 3590,4 |
| C2 | 17,50 | 57,91 | 9076,3 | 2742,9 |

**TABLEAU IX. 4: calcul effort sur appuis**

### IX.3.3 Composante transversal

## IX.4 Détermination de la raideur transversal de la structure :

$$k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \qquad k_{A\text{-}App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

| Piles | $H_{moy}$ (m) | I ($m^4$) | $k_{Fût}$ (MN/m) |
|---|---|---|---|
| P1 | 8,47 | 0,29 | 47,90 |
| P2 | 8,47 | 0,25 | 40,57 |

| | | |
|---|---|---|
| $K_{a\text{-}app}$ = | 2,33 | (MN/m) |

| Appui | K (MN/m) | M Kg | T s | $s_a$ m/s² | Fi KN |
|---|---|---|---|---|---|
| P1 | 23,64 | 1 279 128 | 1,46 | 2,42 | 3 090,65 |
| P2 | 21,70 | 1 279 128 | 1,53 | 2,32 | 2 961,42 |
| C1/C2 | 23,33 | 481 276,25 | 0,90 | 3,91 | 1 883,55 |

**TABLEAU IX. 5: calcul des raideurs des appuis**

### IX.4.1 Composante Verticale

b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

L : longueur travée — L = **33,4** m

μ : masse linéique du tablier — μ = **28818,9** kg/ml

$b_c$ = **0,24** pour les culées

$b_p$ = **0,64** pour la pile p2 p1 et p3

$b_p$ = **0,9** pour la pile p2

a = **7**

$R_c$ = 1617,088 KN

$R_p$ = 4312,235 KN

$R_p$ = 6064,081 KN

### IX.4.2 Combinaisons des efforts

| Appui | EX(KN) | EY(KN) | EZ(KN) | E1(KN) | E2(KN) | E3(KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 2742,91 | 1 883,55 | 1617,09 | 3 793,1 | 3 191,55 | 3 005,03 |
| P1 | 3590,44 | 3 090,65 | 4312,24 | 5 811,3 | 5 461,46 | 6 316,56 |
| P2 | 3590,44 | 2 961,42 | 6064,08 | 6 298,1 | 5 857,77 | 8 029,64 |
| C2 | 2742,91 | 1 883,55 | 1617,09 | 3 793,1 | 3 191,55 | 3 005,03 |

### IX.4.3 Calcul des efforts dus à variation linéaire :

| | | |
|---|---|---|
| $F_{bc}$ = | 300 | KN |
| $F_{Al}$ = | 170,08 | KN |

| | | |
|---|---|---|
| $\Delta L_T$ = | 0,0042 | m |
| $\Delta L_{r+f}$ = | 0,0089 | m |

| | | |
|---|---|---|
| $\Delta L_{Fbc}$ = | 0,0114 | m |
| $\Delta L_{Fal}$ = | 0,0065 | m |

| | | |
|---|---|---|
| $F_{f+r}$ = | 233,888 | KN |
| $F_t$ = | 110,45 | KN |

**Tell que :**

$$\varepsilon_f = 3.5\times10^{-4}$$

$$\Delta l = \alpha . l_0 . \Delta T$$

$$\varepsilon_r = 2\times10^{-4}$$

$$F_{r+f} = \frac{nG.a.b\Delta_{r+f}}{T}$$

## IX.5 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

- **Résistance à la compression**

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

**N = 1.09 MN → $\sigma_m$ = 12.4≤ 20 MPa** ☑

- **Sécurité au flambement**

On doit vérifier : **γs.Pu ≤ Pc**

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

**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 ;
**$h_c$** : Epaisseur totale du caoutchouc ;
**t** : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

**Application Numérique :**

S = 7.29.

Pc = 3.63 MN.

Pu = 1.09 MN.

**γs.Pu = 3.27 ≤ Pc = 3.63 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**.

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

Avec :

**p = Pu/Pc**
**δ0 = c/Tq**
**δ = d/Td**

**c** : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (**c = 250mm**) ;
**δ** : La distorsion de l'appareil d'appui ;
**d** : Déplacement horizontal.

**Application Numérique :**

Td = 60 mm
p = 0.300 > 0.25 → **δc = 0.56**
$d = d_{seisme} + d_{flv} + 0.4\, d_T = 0.037 + 0.008 + 0.00128 = 0.046$ m
**δ = 0.76 < δc = 0.56 cnv**
**on doit des armatures de disposition**

- **Non glissement**

On vérifie l'inégalité suivante :

**H < $f$× N**

Avec :

**H** : Effort horizontal ;
**N** : Effort de compression vertical ;
**$f$ = 0.10+0.6/ $\sigma_m$.**

**Application Numérique :**

**Pile :**
$N = (R_g + 0.3\, R_Q)/n_{app} = 0.93$ MN.
$\sigma_m = 10.64$ MPa. D'où $f = 0.16$.
$H = Ex + H_{frei} + Hflv + 0.4\, H_T = 0.38$ MN.
**0.38 < 0.15 MPa. Conditin non vérifier**

**Culée :**
$N = (R_g + 0.3\, R_Q)/n_{app} = 0.81$ MN.
$\sigma_m = 9.31$ MPa. D'où $f = 0.16$.
$H = Ex + H_{frei} + Hflv + 0.4\, H_T = 0.38$ MN.
**0.38 > 0.13 MPa. Condition non vérifiée.**

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

## IX.6 DES D'APPUIS

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

### IX.6.1 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 :

$$\mathbf{h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0.15}$$
$$\mathbf{a_1 \geq a + h/2}$$

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

On prend : $a_1 = 0.35$ m ; $b_1 = 0.45$m

## IX.6.2 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.

$$Ac = \frac{0,25 \times N}{\sigma s} = \frac{0,25 \times 1.09}{434,78} = 6.26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Soit 5HA14.}$$

**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.

$$Ah = \frac{0,125 \times N}{\sigma s} = \frac{0,125 \times 1.09}{434,78} = 3.13 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Soit 3 HA12.}$$

**Frette supérieure**

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

$$As = \frac{0,04 \times N}{\sigma s} = \frac{0,04 \times 1.09}{434,78} = 1.00 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Soit 2HA10.}$$

**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.

$$Ai = \frac{0,10 \times N}{\sigma s} = \frac{0,10 \times 1.09}{434,78} = 2.5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Soit 4HA10.}$$

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.

## IX.7 JOINT DE CHAUSSEE

Pour un passage entre les tabliers confortable, ainsi que limiter les déformations sur le début et la fin des tabliers. Il faut placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée pour garantir la continuité de la surface de circulation, tout en permettant les déformations dû à la température, fluage, retrait, freinage et séisme.

## IX.7.1 DIMENSIONNEMENT

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

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

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

**W** : Souffle total du joint ;

**$W_D$** : Souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
**$W_T$** : Souffle thermique ;
**$W_S$** : Souffle sismique.

Les souffles $W_T$, $W_D$ sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.
Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 1.48 cm).

**W = 5.9 cm**.

# Chapitre X
# Etude de l'infrastructure

## X.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 dimensionement de l'infrastructure du pont.

## X.2 les charges :

| Charge | Culée | Pile |
|---|---|---|
| $R_g$ | 481.276 | 962.553 |
| $R_{(Al)}$ | 182.506 | 240.879 |
| $R_{bc}$ | 144.174 | 122.846 |
| $R_{Mc120}$ | 108.310 | 114.206 |
| $R_{D240}$ | 174.815 | 210.000 |
| $R_{ST}$ | 5.010 | 10.020 |

**TABLEAU X. 1: résultante des charges sur pile et culé**

## X.3 Evaluation des efforts horizontaux :

### X.3.1 Action dynamique :

Effort du au freinage Hi : effort horizontal développé sur le tablier

- **Sous Bc**

Un seul camion est supposé freiné et que sa force de freinage est égale à son poids.

$$\rightarrow \mathbf{HBc = 30\ t}$$

- **Sous surcharge A :**

$$H_A = \frac{A.S}{20 + (0{,}0035).S}$$

A(l) Une V char =1.023 t/ml
A(l) Deux V char =1,023 t/ml
A(l) trois V char =0,92 t/ml
A(l) Quatres V char=0,77 t/ml

S Une V S =113.4 m2
S Deux V S =226,8 m2
S Trois V S =340,2 m2
S Quatres V S =453.6 m2

$H_{A\ Une\ V\ chargée}$ = 5,69 t
$H_{A\ Deux\ V\ chargées}$ = 11,16 t
$H_{A\ Trois\ V\ chargées}$ = 14,78 t
$H_{A\ Quatres\ V\ chargées}$ = 16,12 t

## X.4 ETUDE DE LA PILE :

Géométrie :

| | H(m) | B(m) | L(m) |
|---|---|---|---|
| Semelle | 1,50 | 6,20 | 17,38 |
| Chevetre | 1,20 | 2,10 | 15,50 |

| | H(m) | N° | D(m) |
|---|---|---|---|
| Fûts | 5,77 | 4 | 1,20 |

### X.4.1 VERIFICATION DU FLAMBEMENT :

$L_c$= 0.7*L= 4.039m
On a : l= $L_c$/i , telle que i = 1.2/4=0.3m
Alors λ= $L_c$/i = 13.463 inferieur à 50
Pas de risque de flambement

### X.4.2 Evaluation des efforts :

| Désig | N (KN) | H (KN) | $l_{FV}$/o (x/o) | $l_{FH}$/O/a (y/a,o) | $M_{FV}/_o$ | $M_{FH}/_o$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Semelle | 4040,85 | / | 0,00 | 1,00 | 0,00 | / |
| Fûts | 652,57 | / | 0,00 | 4,39 | 0,00 | / |
| Chevetre | 976,50 | / | 0,00 | 7,87 | 0,00 | / |
| G Tablier | 9627,53 | / | 0,00 | 8,47 | 0,00 | / |
| Hf+r | / | 233,89 | / | 8,47 | / | 1981,03 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| HT° | / | 110,45 | / | 8,47 | / | 935,49 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Somme | 15295,45 | 300,16 | / | / | 0,00 | 2542,32 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| (Al) | 2408,79 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| (Bc) | 1228,46 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| Mc120 | 1142,06 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| D240 | 2100,00 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| ST | 100,20 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| Al | / | 161,2 | / | 8,47 | / | 1365,4 |
| Bc | / | 300,00 | / | 8,47 | / | 2541,00 |

**TABLEAU X. 2:evaluation des efforts sur pile**

**Cas normal à l'ELS :**

| | N | H | MH | MV | $\Delta$ M | $R_1$ | $R_2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **G** | 15282,85 | 300,16 | 2542,32 | 0,00 | 2542,32 | 1457,66 | 1598,90 |
| **G+1.2Al+ST** | 18273,60 | 493,60 | 4180,75 | 0,00 | 4180,75 | 1711,23 | 1943,49 |
| **G+1.2Bc+ST** | 19910,40 | 660,16 | 7229,95 | 0,00 | 7229,95 | 1790,21 | 2191,87 |
| **G+Mc120** | 16424,91 | 300,16 | 2542,32 | 0,00 | 2542,32 | 1571,87 | 1713,11 |
| **G+D240** | 17382,85 | 300,16 | 2542,32 | 0,00 | 2542,32 | 1667,66 | 1808,90 |

**TABLEAU X. 3: cobinaisons des efforts à l'ELS**

**Cas à l'ELU :**

| | | | | | | 1ère file | 2ème file |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | N | H | MH | MV | $\Delta$M | $R_1$ | $R_2$ |
| **1,35G** | 20631,84 | 149,10 | 1262,90 | 0,00 | 1262,90 | 2028,10 | 2098,26 |
| **1.35G+1.6Al+1.6ST** | 24646,23 | 407,02 | 3447,49 | 0,00 | 3447,49 | 2368,86 | 2560,39 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1.35G+1.26B+1.6ST** | 26828,63 | 629,10 | 5328,50 | 0,00 | 5328,50 | 2534,85 | 2830,88 |
| **1.36G+1.35Mc120** | 23466,84 | 149,10 | 1262,90 | 0,00 | 1262,90 | 2311,60 | 2381,76 |
| **1.35G+1.35D240** | 20767,11 | 149,10 | 1262,90 | 0,00 | 1262,90 | 2041,63 | 2111,79 |

**TABLEAU X. 4: combinaisons des efforts à l'ELU**

- Nombre pieux file1 : 5pieux
- Nombre pieux file 2 : 5 pieux

Calcul des pieux :
Nombre des pieux : N=10

### X.4.3 Sollicitations les plus défavorables :

| | | | |
|---|---|---|---|
| ELS : | $H_{max}$ = | 66,02 | KN |
| ELU : | $H_{max}$ = | 62,90 | KN |

### X.4.4 Actions sur pieux :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}} \qquad \overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} =$$

| | | |
|---|---|---|
| L = | 14,5 | m |
| E = | 33 000 | MPa |
| $C_u$ = | **30** | MN/m³ |
| b = | 1,2 | m |
| I = | 0,101 | m⁴ |

On obien : $\lambda = 0.228$ d'où $\lambda * l = 3.305$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\chi_{\theta p}$ = | 1.1 | $\chi_{\theta m}$ = | 1.53 |

Ferraillage des pieux :

**ELS :**

| | | |
|---|---|---|
| M = | 208,77 | KN.m |
| H = | 66,02 | KN |
| $N_{cor}$ = | 1790,21 | KN |

**ELU :**

| | | |
|---|---|---|
| M = | 198,92 | KN.m |
| H = | 62,90 | KN |
| $N_{cor}$ = | 2534,85 | KN |

A l'aide de robot expert :

Ferraillage longitudinal :

| | | |
|---|---|---|
| $A_s$ = 113 $cm^2$ soit | Soit 24T25 | Avec e=15cm |

Ferraillage transversal :

| | | |
|---|---|---|
| 1 cerce HA16 | Esp =10 zone critique | Esp= 20 zone courante |

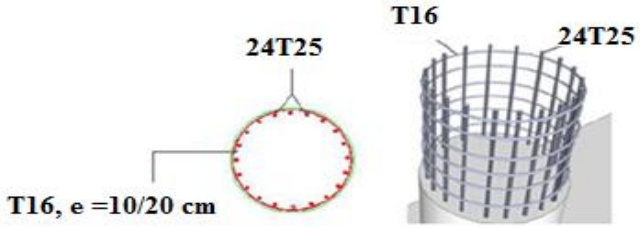



**Figure VII.2-Ferraillage du pieu**

### X.4.5 Calcul 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 :

| | H(m) | B(m) | L(m) | | H(m) | N° | D(m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Chevetre | **1,20** | **2,10** | **15,50** | Fûts | 5,77 | 4,00 | 1,20 |

a) Evaluation des efforts :

| **Désig** | **N (KN)** | **H (KN)** | **$l_{FV}$/o (x/o)** | **$l_{FH}$/O/a (y/a,o)** | **$M_{FV}/_o$** | **$M_{FH}/_o$** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Fûts | 652,57 | / | 0,00 | 2,89 | 0,00 | |
| Chevetre | 976,50 | / | 0,00 | 6,37 | 0,00 | |
| G Tablier | 9625,53 | / | 0,00 | 6,97 | 0,00 | |
| Hf+r | / | 233,89 | / | 6,97 | | 1630,20 |
| HT° | / | 110,45 | / | 6,97 | | 769,81 |
| Somme | 11254,60 | 300,16 | / | / | 0,00 | 2400,01 |
| (Al) | 2408,79 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| (Bc) | 3772,79 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| Mc120 | 1142,06 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| D240 | 2100,00 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| ST | 100,20 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Al | / | 161,20 | / | 6,97 | / | 1123,56 |
| Bc | / | 300,00 | / | 6,97 | / | 2091,00 |

**TABLEAU X. 5: evaluation des efforts sur fut**

Cas normal à l'ELS

| | N | H | MH | MV | $\Delta$ M |
|---|---|---|---|---|---|
| **G** | 11254,60 | 300,16 | 2400,01 | 0,00 | 2400,01 |
| **G+1.2Al+ST** | 14245,35 | 493,60 | 3748,29 | 0,00 | 3748,29 |
| **G+1.2Bc+ST** | 15882,15 | 660,16 | 6257,49 | 0,00 | 6257,49 |
| **G+Mc120** | 12396,66 | 300,16 | 2400,01 | 0,00 | 2400,01 |
| **G+D240** | 13354,60 | 300,16 | 2400,01 | 0,00 | 2400,01 |

***Sollicitations les plus défavorables***

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $M_{max}$ = | 1564,37 | KN.m/ml | $N_{cor}$ = | 3970,54 | KN./ml |
| $T_{max}$ = | 165,04 | KN./ml | $N_{cor}$ = | 3970,54 | KN./ml |

Cas normal à l'ELU :

| | N | H | MH | MV | $\Delta$ M |
|---|---|---|---|---|---|
| **1,35G** | 15193,71 | 149,10 | 1039,25 | 0,00 | 1039,25 |
| **1.35G+1.6Al+1.6ST** | 19208,09 | 407,02 | 2836,95 | 0,00 | 2836,95 |
| **1.35G+1.26B+1.6ST** | 21390,49 | 629,10 | 4384,85 | 0,00 | 4384,85 |
| **1.36G+1.35Mc120** | 18028,71 | 149,10 | 1039,25 | 0,00 | 1039,25 |
| **1.35G+1.35D240** | 15328,98 | 149,10 | 1039,25 | 0,00 | 1039,25 |

***Sollicitations les plus défavorables***

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $M_{max}$ = | 1096,21 | KN.m/ml | $N_{cor}$ = | 5347,62 | KN./ml |
| $T_{max}$ = | 157,28 | KN./ml | $N_{cor}$ = | 5347,62 | KN./ml |

A l'aide de robot expert :

Ferraillage longitudinale :

| | | |
|---|---|---|
| $A_s = 113.1cm^2$ | Soit 24T25 | Avec e=15cm |

Ferraillage transversale :

| | | |
|---|---|---|
| Soit 1 cerce HA16 | Esp =20cm zone courante | Esp = 10cm zone critique |

### X.4.6 Ferraillage de la semelle :

Longueur : L = 13,20 m. Hauteur : H = 2,00 m. Largeur : l = 6,0 m

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

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

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 0.35m < 1.4m$ ; $\alpha_1 = \alpha_2 = 76° \geq 45°$

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

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

**Application Numérique :**

$N_{Max\text{-}ELS} = 2.19MN$

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

$As\text{-}_{ELS} = 16.45\ cm^2$ ;

**On prend 4HA25/ml.**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = H + \Phi_{pieu}} = 1.5 + 1,2 = 2.7m$.

,on opte pour un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales inférieure**

- $As_1 = As/3=8.22$ ; Soit : 3HA20, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures transversales supérieure**

- $As_2 = As/4=5.5$ ; Soit : 3HA16, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales supérieure**

- $As_3 = As/10=4.11$ ; Soit : 3HA14, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures latérales**

- $As_4 = As/10=1.65$ ; Soit : 2HA14, avec un espacement de 20 cm.

### X.5 Etude de la culé :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour des culées fondées sur pieux,

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

1. Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
2. Un mur en retour qui est pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
3. Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres
4. corbeau arrière sur lequel s'appuis la dalle de transition
5. dalle de transition qui limite les tassements de chaussé et assure le confort des usagers

de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide le pont

#### X.5.1 Effort de séisme :

$$H_s = \zeta_s \cdot G \qquad G = 985{,}428 \text{ t}$$

Avec $G = g_t \cdot d_r$ (poids du tablier)

L'accélération sismique horizontale est prise égale à $x_s = 0{,}2 \text{ m/s}^2$

Donc : $\zeta s = 0.2$

$$H_S = 192{,}243 \text{ t.m/s2}$$

| | C10 | C20 |
|---|---|---|
| **Ri/ΣRi** | **0,286** | **0,286** |
| **$H_{Bc}$ (t)** | 8,583 | 8,583 |
| **$H_{A(l)}$(t)** | 4,612 | 4,612 |
| **$H_s$ (t)** | 55,000 | 55,000 |

**TABLEAU X. 6: efforts sismiques sur culé**

#### X.5.2 Action statique :

$$H = x \cdot x_i \cdot R_i$$

$x_i$ : distance entre l'appui « i » et le centre de rigidité « $x_{cR}$ »

Détermination du centre de rigidité :

$$X_{cR} = \frac{\sum R_i \cdot x_{i0}}{\sum R_i}$$

| | C01 | C01 |
|---|---|---|

| | | |
|---|---|---|
| Xi0 | -49,70 | 49,70 |
| ri | 19,1931 | 19,1931 |
| Xi0*ri | -953,897 | 953,897 |

$X_{cR}$ = 0.00 m

**Effort dû à la variation linaire : (Fvl)**

$H_{T°} = x_T . x_i . R_i$ avec : $x_T$ = 0.0002

$H_{flui} = x_{ret+flu} . x_i . R_i$ avec : $x_{ret+flu}$ = 0.0009

| | *C01* | *C02* |
|---|---|---|
| $R_{i(statique)}$ | **1919,31** | **1919,31** |
| $X_i$ | **-49,70** | **49,70** |
| *T°* | **19,08** | **19,08** |
| $F_{vl}$ | **85,85** | **85,85** |

### X.5.3 les charges appliquant sur la culée :

**Valeurs des paramètres $k_{ad}$ ; k et θ :**

| *Action du séisme* | *Notation* | $K_H$ | $K_V$ | θ° | $K_{ad}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| *Condition normale* | *Cas N°1* | 0.00 | 0.00 | 0 | 0.3333333 |
| *Vertical+horizontal* | *Cas N°2* | 0.20 | 0.06 | 10.68491 | 0.4637508 |
| *Horizontal* | *Cas N°3* | 0.20 | 0.00 | 11.30993 | 0.4732646 |
| *Vertical+horizontal* | *Cas N°4* | 0.20 | -0.06 | 12.01148 | 0.4842845 |

Toutes les charges appliquant sur la culée sont traité dans le tableau suivant :

### X.5.4 Le calcul des efforts sur la culé :

*Bas de la semelle.
*Centre de la semelle.

| Sollicitation Désignation | Cas° | Clacul de P (t) | Efforts horizontaux Fh= eH*P | Efforts verticaux Fv=(1±ev)*P (t) | Bras de levier <H> (m) | Bras de levier <N> (m) | Moment renversant Fh*N (t.m) | Moment stabilisant Fv*H(t.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Mur garde grève** | cas n°1 | 25,33 | 0,00 | 25,33 | 0,75 | 6,74 | 0,00 | 19,00 |
| | cas n°2 | | 5,07 | 26,85 | | | 34,14 | 20,14 |
| | cas n°3 | | 5,07 | 25,33 | | | 34,14 | 19,00 |
| | cas n°4 | | 5,07 | 23,81 | | | 34,14 | 17,86 |
| **Corbeau** | cas n°1 | 21,09 | 0,00 | 21,09 | 0,96 | 5,91 | 0,00 | 20,24 |
| | cas n°2 | | 4,22 | 22,35 | | | 24,92 | 21,46 |
| | cas n°3 | | 4,22 | 21,09 | | | 24,92 | 20,24 |
| | cas n°4 | | 4,22 | 19,82 | | | 24,92 | 19,03 |
| **Mur frontal** | cas n°1 | 192,98 | 0,00 | 192,98 | 0,00 | 3,57 | 0,00 | 0,00 |
| | cas n°2 | | 38,60 | 204,55 | | | 137,97 | 0,00 |
| | cas n°3 | | 38,60 | 192,98 | | | 137,97 | 0,00 |
| | cas n°4 | | 38,60 | 181,40 | | | 137,97 | 0,00 |
| **Mur en retour** | cas n°1 | 33,20 | 0,00 | 33,20 | 2,94 | 5,40 | 0,00 | 97,59 |
| | cas n°2 | | 6,64 | 35,19 | | | 35,85 | 103,45 |
| | cas n°3 | | 6,64 | 33,20 | | | 35,85 | 97,59 |
| | cas n°4 | | 6,64 | 31,20 | | | 35,85 | 91,74 |
| **Semelle** | cas n°1 | 370,80 | 0,00 | 370,80 | 0,00 | 0,75 | 0,00 | 0,00 |
| | cas n°2 | | 74,16 | 393,05 | | | 55,62 | 0,00 |
| | cas n°3 | | 74,16 | 370,80 | | | 55,62 | 0,00 |
| | cas n°4 | | 74,16 | 348,55 | | | 55,62 | 0,00 |
| **Dalle de transition** | cas n°1 | 42,90 | 0,00 | 42,90 | 2,92 | 6,92 | 0,00 | 125,27 |
| | cas n°2 | | 8,58 | 45,47 | | | 59,37 | 132,78 |
| | cas n°3 | | 8,58 | 42,90 | | | 59,37 | 125,27 |
| | cas n°4 | | 8,58 | 40,33 | | | 59,37 | 117,75 |
| **Poids des terres sur la semelle 1** | cas n°1 | 413,04 | 0,00 | 413,04 | 1,89 | 4,51 | 0,00 | 780,65 |
| | cas n°2 | | 82,61 | 437,82 | | | 372,56 | 827,49 |
| | cas n°3 | | 82,61 | 413,04 | | | 372,56 | 780,65 |
| | cas n°4 | | 82,61 | 388,26 | | | 372,56 | 733,81 |
| **Poids des terres sur la semelle 2** | cas n°1 | 44,17 | 0,00 | 44,17 | -1,68 | 1,79 | 0,00 | -74,20 |
| | cas n°2 | | 8,83 | 46,82 | | | 15,81 | -78,65 |
| | cas n°3 | | 8,83 | 44,17 | | | 15,81 | -74,20 |
| | cas n°4 | | 8,83 | 41,52 | | | 15,81 | -69,75 |
| **Poids des surcharges** | cas n°1 | 41,18 | 0,00 | 41,18 | 1,65 | 4,67 | 0,00 | 67,95 |
| | cas n°2 | | 8,24 | 43,66 | | | 38,42 | 72,03 |
| | cas n°3 | | 8,24 | 41,18 | | | 38,42 | 67,95 |
| | cas n°4 | | 8,24 | 38,71 | | | 38,42 | 63,88 |
| **Poussée des terres** | cas n°1 | 191,00 | 191,00 | 0,00 | / | 3,61 | 689,49 | 0,00 |
| | cas n°2 | 265,72 | 265,72 | 0,00 | | | 959,26 | 0,00 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **mur garde grave + mur frontale** | cas n°3 | 271,17 | 271,17 | 0,00 | | | 978,94 | 0,00 |
| | cas n°4 | 277,49 | 277,49 | 0,00 | | | 1001,73 | 0,00 |
| **Poussée des terres sur la semelle** | cas n°1 | 12,36 | 12,36 | 0,00 | / | 0,50 | 6,18 | 0,00 |
| | cas n°2 | 17,20 | 17,20 | 0,00 | | | 8,60 | 0,00 |
| | cas n°3 | 17,55 | 17,55 | 0,00 | | | 8,77 | 0,00 |
| | cas n°4 | 17,96 | 17,96 | 0,00 | | | 8,98 | 0,00 |
| **Poussée des surcharges sur mur frontal** | cas n°1 | 36,21 | 36,21 | 0,00 | / | 3,58 | 129,62 | 0,00 |
| | cas n°2 | 50,37 | 50,37 | 0,00 | | | 180,34 | 0,00 |
| | cas n°3 | 51,41 | 51,41 | 0,00 | | | 184,04 | 0,00 |
| | cas n°4 | 52,60 | 52,60 | 0,00 | | | 188,32 | 0,00 |
| **Poussée des surcharges sur la semelle** | cas n°1 | 9,89 | 9,89 | 0,00 | / | 0,75 | 7,42 | 0,00 |
| | cas n°2 | 13,76 | 13,76 | 0,00 | | | 10,32 | 0,00 |
| | cas n°3 | 14,04 | 14,04 | 0,00 | | | 10,53 | 0,00 |
| | cas n°4 | 14,37 | 14,37 | 0,00 | | | 10,77 | 0,00 |
| **Réaction du tablier (G)** | cas n°1 | 480,61 | 0,00 | 480,61 | 0,00 | 6,07 | 0,00 | 0,00 |
| | cas n°2 | | 55,00 | 509,44 | | | 333,85 | 0,00 |
| | cas n°3 | | 55,00 | 480,61 | | | 333,85 | 0,00 |
| | cas n°4 | | 55,00 | 451,77 | | | 333,85 | 0,00 |
| **A(l)** | 174,004 | | / | 174,00 | / | | | |
| **Bc 4voies** | 162,333 | | | 162,33 | | | | |
| **Mc120** | 106,498 | | | 106,50 | | | | |
| **D240** | 171,111 | | | 171,11 | | | | |
| **S-Trottoirs** | 4,860 | | | 4,86 | | | | |
| **HA(l)** | 4,46 | | 4,46 | | | 6,07 | 27,07 | 0,00 |
| **HBc** | 8,58 | | 8,58 | | | 6,07 | 52,10 | 0,00 |
| $F_{vl}$ | 85,85 | | 85,85 | | | 6,07 | 521,11 | 0,00 |

**TABLEAU X. 7: les efforts sur culé**

### X.5.5 Combinaisons des cas de Charges :

| Cas | Combinaisons | N (t) | H (t) | MS (t.m) | MR (t.m) | MS-MR |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **ELU** | ***1,35G + 1,6 (A(l)+Str)*** | ***2534,32*** | ***459,79*** | ***1399,28*** | ***1870,9705*** | ***471,69*** |
| | ***1,35G + 1,6 (Bc+Str)*** | ***2515,65*** | ***466,39*** | ***1399,28*** | ***1911,0206*** | ***511,74*** |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | *1,35G + 1,35 Mc120* | *2391,91* | *452,66* | *1399,28* | *1827,6642* | *428,38* |
| | *1,35G + 1,35 D240* | *2479,14* | *452,66* | *1399,28* | *1827,6642* | *428,38* |
| **ELS** | *G + 1,2 (A(l)+Str)* | *1879,92* | *340,65* | *1036,51* | *1386,305* | *349,80* |
| | *G + (Bc+Str)* | *1865,92* | *345,60* | *1036,51* | *1416,3427* | *379,84* |
| | *G + Mc120* | *1771,79* | *335,30* | *1036,51* | *1353,83* | *317,32* |
| | *G + D240* | *1836,40* | *335,30* | *1036,51* | *1353,83* | *317,32* |
| **ELA 1° CAS** | *G + 0,2 (A(l)+Str)* | *1800,98* | *725,73* | *1098,70* | *2793,56* | *1694,87* |
| | *G + 0,2 (Bc+Str)* | *1798,64* | *726,55* | *1098,70* | *2798,57* | *1699,87* |
| | *G + 0,2 Mc120* | *1786,50* | *724,84* | *1098,70* | *2788,15* | *1689,45* |
| | *G + 0,2 D240* | *1799,43* | *724,84* | *1098,70* | *2788,15* | *1689,45* |
| **ELA 2° CAS** | *G + 0,2 (A(l)+Str)* | *1701,06* | *732,85* | *1036,51* | *2817,33* | *1780,82* |
| | *G + 0,2 (Bc+Str)* | *1698,73* | *733,67* | *1036,51* | *2822,34* | *1785,83* |
| | *G + 0,2 Mc120* | *1686,59* | *731,96* | *1036,51* | *2811,92* | *1775,41* |
| | *G + 0,2 D240* | *1699,51* | *731,96* | *1036,51* | *2811,92* | *1775,41* |
| **ELA 3° CAS** | *G + 0,2 (A(l)+Str)* | *1601,14* | *741,09* | *974,32* | *2844,8593* | *1870,54* |
| | *G + 0,2 (Bc+Str)* | *1598,81* | *741,92* | *974,32* | *2849,8655* | *1875,55* |
| | *G + 0,2 Mc120* | *1586,67* | *740,20* | *974,32* | *2839,45* | *1865,13* |
| | *G + 0,2 D240* | *1599,59* | *740,20* | *974,32* | *2839,45* | *1865,13* |

**TABLEAU X. 8: combinaisons des efforts (ELS,ELU,ELA)**

***Conditions normales (ELS):***

$N_{max}$ = 1879,92 t

$M_{max}$ = 379,84 t.m

Conditions normales (ELU) :

$N_{max}$ = 2534.32 t

$M_{max}$ = 511.74t.m

***Condition sismique la plus défavorable:***

$N_{max}$ = 1800,98 t

$M_{max}$ = 1689,45t.m

### X.5.6 Action sur les pieux :

**Effort revenant à chaque pieu :**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x\, y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y\, x}{\sum x^2}$$

On a :

***Condition normale :***

**$N_1$ = 208,61 < 280 t**
**$N_2$ = 261,37 < 280 t**

***Condition sismique :***

**$N_1$ = 107,80 < 360 t**
**$N_2$ = 342,45 < 360 t**

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\emptyset \times C_u}{4 \times EI}}$ : Coefficient d'amortissement

b : Diamètre du pieu = 1.2 m
CU : Module de réaction du sol = 30KN/m3
E module d'élasticité du béton = 33000.0Mpa
I : moment d'inertie du pieu = 0.10179m4
l : longueur du pieu =31 m

**Donc :** $\lambda$ = **0.229**

**D'où :** $L.\lambda$ = **7.098**

**Effort tranchant en tête du pieu :**

**Condition normale :**

**H = 345,60 t** **D'où :** $\overline{P}$ = **43,20 t/pieu**

**Condition sismique :**

**H = 741,92 t** **D'où :** $\overline{P} =$ **92,7 t/pieu.**

## a- Détermination des coefficients :

$L.\lambda = 7.098$ $\chi_{\theta p} = 1.45$ $\chi_{\theta m} = 1.65$

**b- Calcul de moment :**

**Condition normale :**

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} =$$ **-165.80 t.m**

**Condition sismique :**

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} =$$ **-355,92 t.m**

**Ferraillage :**

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

***Condition normale :***

| | | | |
|---|---|---|---|
| $N_{max}$ = | 261,4 t | $N_{min}$ = | 208,613 t |
| $M_{max}$ = | 165.80 t.m | | |

***Condition sismique:***

| | | | |
|---|---|---|---|
| $N_{max}$ = | 342,4 t | $N_{min}$ = | 107,799 t |
| $M_{max}$ = | 355,9 t.m | | |

| | |
|---|---|
| **As=140.8cm$^2$** | **On opte pour des 29T25 ; e=10cm** |

# CONCLUSION

Le travail qui a été effectué au sein de l'organisme de (GLMR) au Département Ouvrage d'Art, sous le thème de
« Conception et étude d'un pont sur Oued MINA » sur la pénétrante (mostaghanem vers autoroute est-ouest) dans la Wilaya de Relizane a permis d'appliquer et d'approfondir les connaissances acquises durant les cinq ans de ma formation passé à l'E.N.T.P.

Enfin, pour mener à bien un projet d'étude, l'ingénieur doit avoir un sens aigu du détail et des dispositions constructives qui conditionnent la durabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage à long terme.

A la fin de ce mémoire qui constitue pour nous une première expérience, nous avons acquis des ordres de grandeur très importants dans la vie professionnelle.

# Bibliographie :


Les ouvrages :

- J.A. Calgaro, M. Virlogeux. Projet et construction des ponts :
  - Généralités, Fondation, Appuis, Ouvrage courants.
  - Analyse structurale des tabliers de ponts.
- G. Dreux (1973). Pratique du béton précontraint.
- G. Dreux (1984). Cours pratique du béton précontraint.
- Appuis des tabliers PP73 SETRA.
- Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II).
- Catalogue freyssinet.
- CIPAC.
- Thèses ENTP.

Cours :

- Cours d'Ouvrage d'Art (ENTP).
- Cours de béton précontraint (ENTP).
- Cours de béton armé (ENTP).
- Cours de mécanique des sols (ENTP).

Logiciel :.

- ROBOT
- Autocad 2007.
- Microsoft Excel.

# ANNEXE

## IV. Caractéristiques des éléments de tablier

### Caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis :

| Désignation | $x(cm)$ | $y(cm)$ | $S_i(cm^2)$ | $Y_i(cm)$ | $S_i \times Y_i(cm^3)$ | $Z_i(cm)$ | $S_i \times Z_i^2(cm^3)$ | $I_G(cm^4)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Rectangle 1 | 21 | 150 | 3150 | 75 | 236250 | 41.81 | 5506439.72 | 5906250 |
| Rectangle 2×2 | 41 | 11 | 902 | 144.5 | 130339 | -27.69 | 691595.96 | 9095.17 |
| Rectangle 3×2 | 10 | 6 | 120 | 136 | 16320 | -19.19 | 44190.73 | 360 |
| Rectangle 4×2 | 13 | 15 | 390 | 7.5 | 2925 | 109.31 | 4659983.68 | 7312.5 |
| Triangle 5×2 | 13 | 20 | 260 | 21.67 | 5634.2 | 95.14 | 2353421.1 | 5777.78 |
| Triangle 6×2 | 10 | 10 | 100 | 129.67 | 12967 | -12.86 | 16537.96 | 555.56 |
| Triangle 7*2 | 31 | 6 | 186 | 137 | 25482 | -20.19 | 75820.31 | 372 |
| Hourdis | 146 | 25 | 3650 | 162.5 | 593125 | -45.69 | 7619652.77 | 190104.17 |
| Totale | | | **8758** | | **1023042.2** | | **20967642.23** | **6119827.18** |

### Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis :

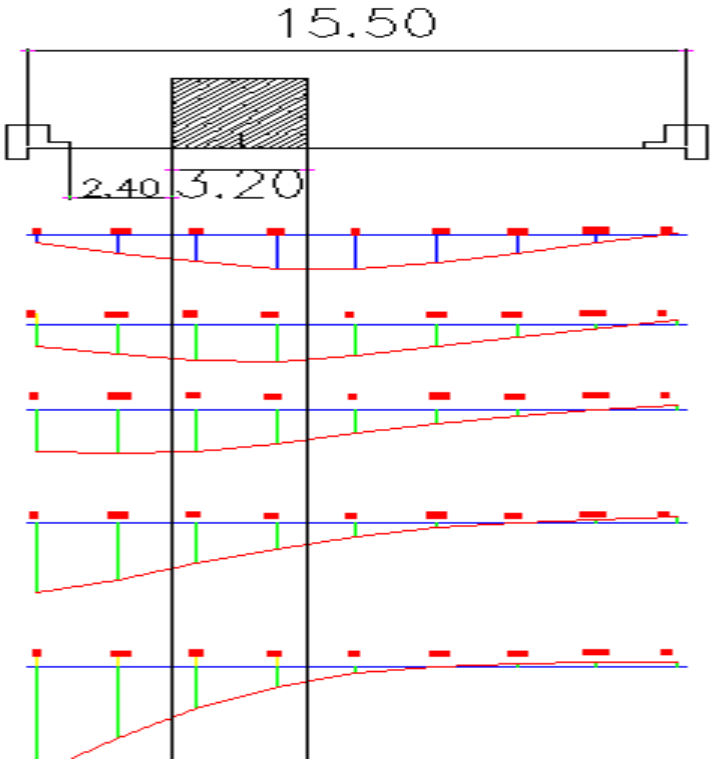
| Désignation | $x(cm)$ | $y(cm)$ | $S_i(cm^2)$ | $Y_i(cm)$ | $S_i \times Y_i(cm^3)$ | $Z_i(cm)$ | $S_i \times Z_i^2(cm^3)$ | $I_G(cm^4)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Rectangle 1 | 47 | 150 | 7050 | 75 | 528750 | 32.41 | 7405377.11 | 13218750 |
| Rectangle 2*2 | 28 | 11 | 616 | 144.5 | 89012 | -37.09 | 847411.55 | 6211.33 |
| Triangle 3*2 | 28 | 5.42 | 151.76 | 137.2 | 20821.47 | -29.79 | 134678.52 | 247.68 |
| Hourdis | 146 | 25 | 3650 | 162.5 | 593125 | -55.09 | 11077414.57 | 190104.1667 |
| Totale | | | **11467.76** | | **1231708.47** | | **19464881.75** | **13415313.18** |

### Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis :

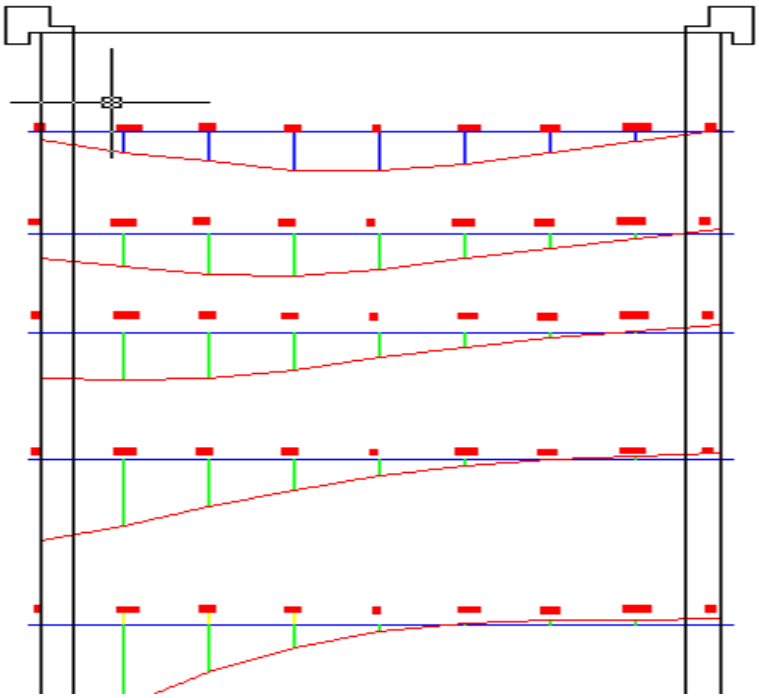
| Désignation | $x(cm)$ | $y(cm)$ | $S_i(cm^2)$ | $Y_i(cm)$ | $S_i \times Y_i(cm^3)$ | $Z_i(cm)$ | $S_i \times Z_i^2(cm^3)$ | $I_G(cm^4)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Rectangle 1 | 35 | 150 | 5250 | 75 | 393750 | 36.61 | 7036533.53 | 9843750 |
| Rectangle 2*2 | 34 | 11 | 748 | 144.5 | 108086 | -32.89 | 809150.57 | 7542.33 |
| Rectangle 3*2 | 6 | 15 | 180 | 7.5 | 1350 | 104.11 | 1951000.58 | 3375 |
| Rectangle 4*2 | 3 | 6 | 36 | 136 | 4896 | -24.39 | 21415.4 | 108 |
| Triangle 5*2 | 31 | 6 | 186 | 137 | 25482 | -25.39 | 119905.29 | 372 |
| Triangle 6*2 | 3 | 3 | 9 | 132 | 1188 | -20.39 | 3741.77 | 4.5 |
| Triangle 7*2 | 6 | 9.23 | 55.38 | 18.08 | 1001.2704 | 93.53 | 484456.54 | 262.11 |
| Hourdis | 146 | 25 | 3650 | 162.5 | 593125 | -50.89 | 9452741.17 | 190104.17 |
| Totale | | | **10114.38** | | **1128878.27** | | **19878944.85** | **10045518.11** |

**VI. Etude de tablier**

Charge D240 sur les poutres

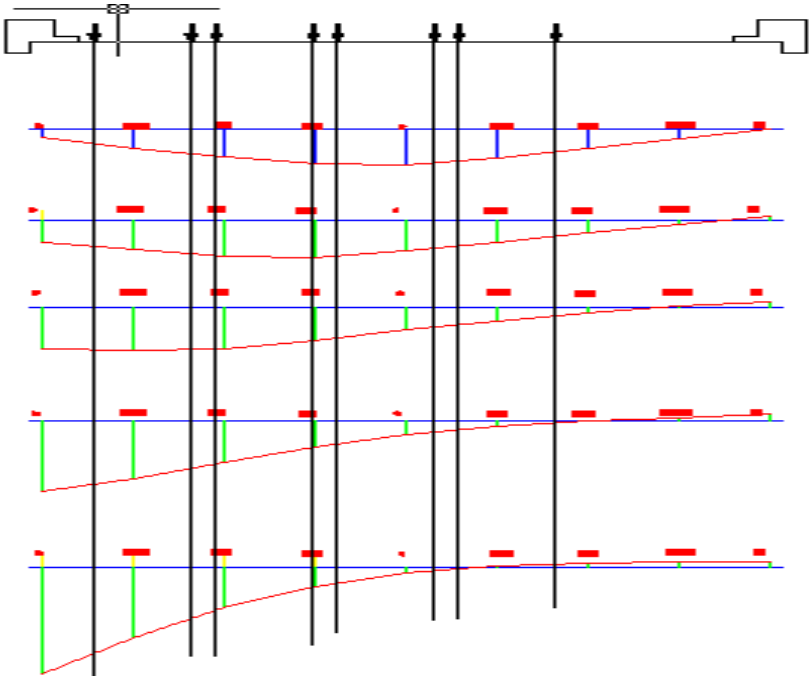



Charge trottoirs sur les poutres



# ANNEXE

Charge Bc sur les poutres



Calcul K (al)

| Poutre | Surface | Largeur chargée | Kmoy |
|---|---|---|---|
| 1 voie | | | |
| Poutre 6 | 4,7372 | 3,16 | 1,4991 |
| Poutre 7 | 4,71 | 3,16 | 1,4905 |
| Poutre 8 | 5,83 | 3,16 | 1,8449 |
| Poutre 9 | 6,51 | 3,16 | 2,0601 |
| | | | |
| Poutre 10 | 7,011 | 3,16 | 2,2187 |
| 2 voies | | | |
| Poutre 6 | 9,48 | 6,32 | 1,5000 |
| Poutre 7 | 9,48 | 6,32 | 1,5000 |
| Poutre 8 | 9,38 | 6,32 | 1,4842 |
| Poutre 9 | 9,5 | 6,32 | 1,5032 |
| Poutre 10 | 8,11 | 6,32 | 1,2832 |
| 3 voies | | | |
| Poutre 6 | 12,289 | 9,48 | 1,2963 |
| Poutre 7 | 12,28 | 9,48 | 1,2954 |
| Poutre 8 | 11,59 | 9,48 | 1,2226 |
| Poutre 9 | 10,33 | 9,48 | 1,0897 |
| Poutre 10 | 9,27 | 9,48 | 0,9778 |
| 4 voies | | | |
| Poutre 6 | 13,17 | 12,54 | 1,0502 |
| Poutre 7 | 13,12 | 12,54 | 1,0463 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Poutre 8 | 12,07 | 12,54 | 0,9625 |
| Poutre 9 | 10,83 | 12,54 | 0,8636 |
| Poutre 10 | 10,07 | 12,54 | 0,8030 |

Calcul K D240

| Poutre | Surface | Largeur chargée | Kmoy |
|---|---|---|---|
| Poutre 6 | 3,957 | 3,2 | 1,2366 |
| Poutre 7 | 4,876 | 3,2 | 1,5238 |
| Poutre 8 | 5,012 | 3,2 | 1,5663 |
| Poutre 9 | 4,76 | 3,2 | 1,4875 |
| Poutre 10 | 4,76 | 3,2 | 1,4875 |

Calcul K ST

| Poutre | Surface | Largeur chargée | Kmoy |
|---|---|---|---|
| Poutre 6 | 0,4 | 1,75 | 0,2286 |
| Poutre 7 | 0,88 | 1,75 | 0,5029 |
| Poutre 8 | 1,57 | 1,75 | 0,8971 |
| Poutre 9 | 2,49 | 1,75 | 1,4229 |
| Poutre 10 | 3,57 | 1,75 | 2,0400 |

## V. Etude de précontrainte

### Agrément technique

**Agrément Technique Européen n° 06/0226** **Page 36 de 58**

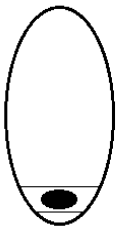
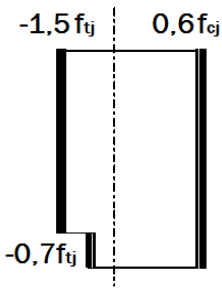
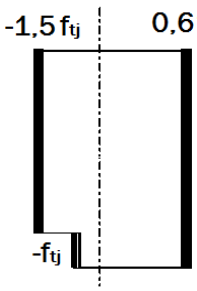
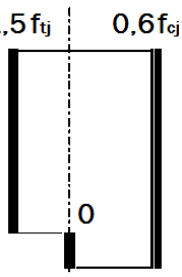
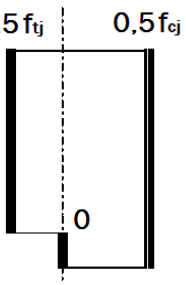
| $T_m$ | D | S | $F_{pk}$ | M | $F_{p0.1\%}$ | $F_o$ | $T_o$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **MPa** | **mm** | **mm²** | **kN** | **kg/m** | **kN** | **kN** | **N/mm²** |
| 1770 | 12.5 | 93 | 165 | 0.726 | 145 | 130.5 | 1416 |
| 1770 | 12.9 | 100 | 177 | 0.781 | 156 | 140.4 | 1416 |
| 1770 | 15.3 | 140 | 248 | 1.093 | 218 | 196.2 | 1416 |
| 1770 | 15.7 | 150 | 266 | 1.172 | 234 | 210.6 | 1416 |
| 1860 | 12.5 | 93 | 173 | 0.726 | 152 | 136.8 | 1488 |
| 1860 | 12.9 | 100 | 186 | 0.781 | 164 | 147.6 | 1488 |
| 1860 | 15.3 | 140 | 260 | 1.093 | 229 | 206.1 | 1488 |
| 1860 | 15.7 | 150 | 279 | 1.172 | 246 | 221.4 | 1488 |

| | |
|---|---|
| D | diamètre nominal |
| $F_{pk}$ | valeur caractéristique de la charge maximale (égale à $f_{pk}.A_p$ selon Eurocode 2 ou $F_m$ selon prEN) |
| $F_{p0.1\%}$ | valeur caracteristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1% |
| $F_o$ | force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : $F_o$ = Min { 0,8 $F_{pk}$ ; 0,9 $F_{p0.1\%}$} |
| m | masse nominale par mètre |
| S | section nominale |
| $T_o$ | contrainte à l'origine correspondante à $F_o$ |
| $T_m$ | contrainte à rupture |

Tableau 6. Force maximale sous l'ancrage pour un toron selon Eurocode 2 et prEN 10138-3:2006 (informatif seulement)

# ANNEXE

Classe du béton

| Classe | Exécution | Service | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Rares | Fréquente | Quasi perm |
| Classe II  |   |   |   |   |

**VIII. Calcul de l'hourdis**

**Nappe supérieure**

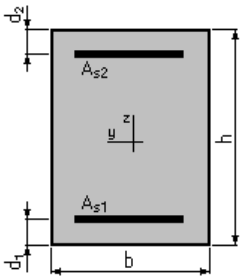
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 40,0 (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 mod. 99

### 2. Section:




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

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 35,85 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 4,2 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 3,5 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0,21 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,17 (%) | | |

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU** **$M_{max}$ = 35,85 (kN*m)** **$M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**

| | | |
|---|---|---|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 | Pivot: A |
| Position de l'axe neutre: | y = 1,0 | (cm) |
| Bras de levier: | Z = 19,6 | (cm) |
| Déformation du béton: | $\varepsilon_b$ = 0,53 | (‰) |
| Déformation de l'acier: | $\varepsilon_s$ = 10,00 | (‰) |
| Contrainte de l'acier: | | |
| tendue: | $\sigma_s$ = 434,8 | (MPa) |

**Nappe inférieur**

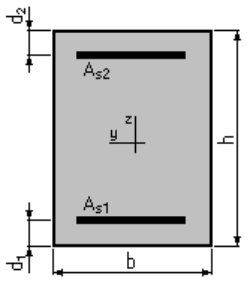
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 40,0 (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 mod. 99

### 2. Section:




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

### 3. Moments appliqués:

| | **$M_{max}$** (kN*m) | **$M_{min}$** (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 43,05 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 5,1 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 3,5 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0,25 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,17 (%) | | |

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU** **$M_{max}$ = 43,05 (kN*m)** **$M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**

| | | |
|---|---|---|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 | Pivot: A |
| Position de l'axe neutre: | y = 1,2 | (cm) |
| Bras de levier: | Z = 19,5 | (cm) |
| Déformation du béton: | $\varepsilon_b$ = 0,65 | (‰) |
| Déformation de l'acier: | $\varepsilon_s$ = 10,00 | (‰) |
| Contrainte de l'acier: | | |
| tendue: | $\sigma_s$ = 434,8 | (MPa) |

### IX. Etude des équipements

| Groupe de pont | Zone sismique | | | |
|---|---|---|---|---|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1 | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 2 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 3 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |

Tableau 3.1 Coefficient d'accélération de zone A

## X. Etude de l'infrastructure

### Pieux des piles

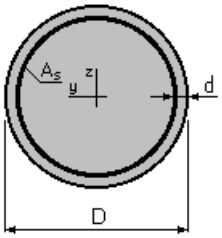
## Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:




D = 120,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^{O}$ | Type | **N** (kN) | **$M_y$** (kN*m) | **$M_z$** (kN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELS | 66,02 | 208,77 | 0,00 |
| 2. | ELU | 62,90 | 198,92 | 0,00 |

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_s$ = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)

théorique $\rho$ = 1,00 (%)

minimum $\rho_{min}$ = 0,50 (%) maximum $\rho_{max}$ = 5,00 (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas N$^{O}$ 1: Type ELS N = 66,02 (kN) $M_y$ = 208,77 (kN*m) $M_z$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 9,90

Position de l'axe neutre: y = 38,9 (cm)

Bras de levier: Z = 96,4 (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 1,0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 12,4 (MPa)

comprimée: $\sigma_s'$ = 13,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

**Cas N$^O$ 2: Type ELU N = 62,90 (kN) $M_y$ = 198,92 (kN*m) $M_z$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 13,25 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 27,6 (cm)

Bras de levier: Z = 99,6 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,23 (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ =434,8 (MPa)

comprimée: $\sigma_s'$ = 434,8 (MPa)

## Le fut

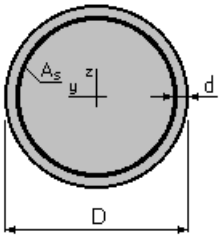
# Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

### 1. <u>Hypothčses:</u>

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




D = 120,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

## 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^{O}$ | Type | **N** (kN) | **$M_y$** (kN*m) | **$M_z$** (kN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELS | 165,04 | 1564,37 | 0,00 |
| 2. | ELU | 157,28 | 1096,21 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_s$ = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique $\rho$ = 1,00 (%)

minimum $\rho_{min}$ = 0,50 (%) maximum $\rho_{max}$ = 5,00 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^{O}$ 1: Type ELS N = 165,04 (kN) $M_y$ = 1564,37 (kN*m) $M_z$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,19

Position de l'axe neutre: y = 36,7 (cm)

Bras de levier: Z = 94,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 14,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 421,2 (MPa)

comprimée: $\sigma_s$' = 152,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

**Cas N$^O$ 2: Type ELU N = 157,28 (kN) $M_y$ = 1096,21 (kN*m) $M_z$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,17 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 26,5 (cm)

Bras de levier: Z = 97,1 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,18 (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ =434,8 (MPa)

comprimée: $\sigma_s$' = 389,9 (MPa)

**Pieux de la culé**

## Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

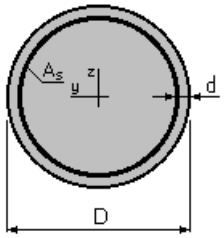
### 1. <u>Hypothčses:</u>

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable

- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




D = 120,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

## 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^{O}$ | Type | **N** (kN) | $\mathbf{M_y}$ (kN*m) | $\mathbf{M_z}$ (kN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELS | 2086,10 | 1658,00 | 0,00 |
| 2. | ELA | 1078,00 | 3559,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_s$ = 140,8 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)

théorique $\rho$ = 1,25 (%)

minimum $\rho_{min}$ = 0,50 (%) maximum $\rho_{max}$ = 5,00 (%)

### Analyse par Cas:

# ANNEXE

**Cas N$^{O}$ 1: Type ELS  N = 2086,10 (kN)  $M_y$ = 1658,00 (kN*m)  $M_z$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,12

Position de l'axe neutre: y = 51,5 (cm)

Bras de levier: Z = 88,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 13,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 223,9 (MPa)

comprimée: $\sigma_s$' = 158,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

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

**Cas N$^{O}$ 2: Type ELA  N = 1078,00 (kN)  $M_y$ = 3559,00 (kN*m)  $M_z$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 29,4 (cm)

Bras de levier: Z = 95,8 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 9,58 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ =500,0 (MPa)

comprimée: $\sigma_s$' = 456,0 (MPa)

# ANNEXE