

*REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE*  
*MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA*  
*RECHERCHE SCIENTIFIQUE*  
*UNIVERSITE DE JIJEL*



*FACULTE DES SCIENCES ET DE LA*  
*TECHNOLOGIE*  
*Département de Génie Civil et Hydraulique*



## *Mémoire*

*En vue de l'obtention du diplôme*  
*Master académique en Travaux Public*

*Option : Voies Et Ouvrages D'art*

## *Thème*

*Conception et étude d'un viaduc à poutre préfabriquée*  
*en béton précontrainte au PK 80.4 de la pénétrante*  
*Djen Djen-EL Eulma (W sétif)*

*Encadré par :*  
*LAUCHE .M*

*Présenté et soutenu par :*  
*BOUTEBIBA Mohammed*  
*AYACHI Lokman*

*2019 - 2020*



بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

وَمَا أُوتِیْتُمْ مِنَ الْعِلْمِ إِلَّا قَلِیْلًا (85)

سورة الإسراء

وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا (114)

سورة طه

# Remerciements

*Avant tout choses remercions notre DIEU et DIEU de toutes les espèces d'avoir créé cette forme de vie, le tout puissant, le miséricordieux, de nous avoir donné la santé et le courage et tout dont nous nécessitons pour  
L'accomplissement de ce modeste travail.*

*Nous tenaient à formuler nos gratitudees et nos profondes reconnaissances à l'égard de notre encadreur « LAOUCHE Mohamed »*

*Qui a supervisé ce travail de recherche, Pour l'effort fourni, les conseils prodigués, sa disponibilité, son soutien, son efficacité et sa patience et sur tous ses encouragements le long de la réalisation de ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants du département de Génie Civil et Hydraulique pour leurs offerts considérables, qui nous ont donné les bases de la science.*

*Nous remercions également aux membres de jury de nous avoir fait l'honneur de bien vouloir participer au jury de ce mémoire et pour toute attention qu'ils ont prêté au jugement de ce mémoire.*

*Enfin, nous saurons terminer ce remerciement, sans mentionner toute personne ayant participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail en signe  
De Respect et de reconnaissance  
Aux être les plus chers.*

*A*

*Ma mère et la mémoire de mon père*

*Pour leurs sacrifie ces durant*

*Toute leur vie pour me guider au sucées*

*Mes chers sœurs et frères*

*Mon binôme « Lokman »*

*Toute ma famille « BOU'EBIBA »*

*Toutes mes chères amies*

*A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à  
Maintenant,*

*Tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment*

*Mohammed*

*BMBI*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa  
bonne éducation, son affection*

*A ma mère*

*A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant  
que la volonté fait toujours les grands hommes*

*A mon père*

*Mes chers frères et sœurs*

*Toute ma famille « AYACHI »*

*Mon binôme « Mohammed »*

*Toutes mes amis chacun à son nom*

*A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à  
Maintenant*

*Lokman*

# Résumé

Ce mémoire s'intéresse de l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage étudié est un pont situé au niveau de la pénétrante autoroutière reliant le port Djen-Djen à l'autoroute Est-ouest passant par l'Oued Dehamcha dans la wilaya de Sétif, sa longueur totale est de l'ordre de 179,43 m.

L'objectif de ce projet est de réaliser un ouvrage d'art qui traverse l'Oued Dehamcha. En effet, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composants de ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel Autodesk ROBOT structural analysis Professional, ensuite les résultats obtenus ont été traduits par des graphiques représentant les ferraillements adéquats des différents éléments composants de la structure.

## Abstract

This thesis focuses on the study of a bridge with pre-stressed concrete beams. The studied structure is a bridge located on the penetrate connecting the port of Djen-djen with the east-west highway passing through Oued Dehamcha in the wilaya of Sétif, its total length is 179,43 m

The objective of this Project is to design a bridge that crosses the valley and replaces the existing structure. Indeed, a detailed study has been carried out on the behavior of the various components of this bridge according to the multiple requests: permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads, and accidental actions.

Numerical modeling and analysis processing was performed using the Autodesk ROBOT structural analysis Professional software, then the results obtained were translated by graphics representing the appropriate reinforcement of the various components of the structure.

## ملخص

تهتم هذه المذكرة بدراسة جسر يحتوي على عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد، الهيكل المدروس هو عبارة عن جسر يقع في ولاية سطيف فوق واد دهامشة مرورا بالطريق الذي يربط ميناء دجن جن بالطريق السيار شرق-غرب يبلغ طوله الإجمالي 179,43 م .

الهدف من هذا المشروع هو انشاء جسر يعبر الوادي. لذلك تم اجراء دراسة تفصيلية حول المكونات المختلفة لهذا الجسر وفقا للإجهادات المتعددة : الحمولات الدائمة, و الحمولات الناتجة عن حركة المرور و المعدات , و الحمولات العرضية ... الخ

تم تنفيذ النمذجة و معالجة التحليل باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT للتحليل الهيكلي المحترف . ثم تم ترجمة النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق الرسوم البيانية التي تمثل التسليح المناسب للمكونات المختلفة للهيكل.

# SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

## Chapitre I

---

### Introduction, présentation et Conception De l'ouvrage

I.1 . Introduction .....	2
I.2 . But de l'étude .....	2
I.3. Présentation de projet .....	2
I.3.1. Position de l'ouvrage .....	2
I.3.2. Description de l'ouvrage .....	3
I.4 .Conception de l'ouvrage .....	4
I.4.1 . Données fonctionnelles .....	4
I.4.2 . Les données relatives de l'obstacle à franchir.....	6
I.4.3. Données naturelles .....	6
I.5. Elaboration des variantes .....	9
I.5.1. Choix du type d'ouvrage .....	9
I.5.2. Les variantes présentes .....	9
I.5.2.1. Pont en béton armé.....	10
I.5.2.2. Pont en béton précontraint.....	11
I.5.2.3. Ponts mixte ou métallique.....	12

## Chapitre II

---

### Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction.....	13
II.2 .Caractéristique des matériaux .....	13
II.2.1. Le béton .....	13
II.2.2. L'acier .....	15
II.3.Les paramètres des câbles de précontraint.....	18



# Chapitre III

---

## Pré dimensionnement du tablier

III.1 : Introduction .....	19
III.2 : Pré-dimensionnement des éléments du tablier : .....	19
III.2.1 : Pré-dimensionnement de la poutre .....	19
III.2.2 : Pré dimensionnement de la dalle : .....	20
III.3: Les entretoises : .....	21
III.4. Les caractéristiques de l'ouvrage .....	22
III.4.1. Caractéristiques géométriques des poutres .....	22
III.4.2. Notation .....	22
III.4.3. Caractéristiques géométriques des sections.....	23
III.4.3.1. : la poutre de rive et intermédiaire sans hourdis .....	23
III.4.3.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.....	24
III.4.3.3 : la poutre intermédiaire avec hourdis .....	24
III.4.3.4 : la poutre de rive avec hourdis.....	25

# Chapitre IV

---

## Evaluation des charges et surcharges

IV.1. Introduction .....	26
IV.2.Calcul des charges .....	27
IV.2.1. La charge permanente (CP) .....	27
IV.2.2. La charge complémentaire permanente (CCP) : .....	28
IV.2.3. Le poids total du tablier (d'une travée) .....	30
IV-3 Etude des surcharges .....	30
IV.3.1 : Détermination des caractéristiques du pont : .....	31
IV.3.2. Evaluation des surcharges .....	32
IV.4 : Les effets horizontaux .....	36

# Chapitre V

## Répartition longitudinale des efforts

V.1. Introduction.....	38
V.2. Sollicitations dues aux charges permanentes.....	38
V.2.1. Les éléments de réduction dus au poids propre .....	38
V.2.1.1 Sollicitation dues aux charges roulantes.....	40
V.2.1.2. Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.25L$ .....	43
V.2.1.3 .Pour $X=0.5L$ .....	44
V.2.1.4 . Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$ .....	47
V.2.2 .Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges .....	47
V.2.2.1.Pour $X=0$ .....	47
V.2.2.2.Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,00L$ .....	49
V.2.2.3.Pour $X=L/4$ .....	49
V.2.2.4. Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$	51

# Chapitre VI

## Répartition Transversal des efforts

VI.1. Introduction .....	52
VI.2. Choix de la méthode.....	52
VI.3.Principes fondamentaux de la méthode de <b>GUYON MASSONET</b> .....	53
VI.3.1.Paramètre de calcul .....	54
VI.3.2.Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont) .....	56
VI.3.3.Paramètre d'entretoisement .....	56
VI.4.Détermination des coefficients de répartition transversale .....	56
VI.4.1 : Coefficient de répartition transversale $k$ : .....	56
VI.4.2 Les positions des poutres.....	60
VI.5. Calcul des moments réels dans chaque poutre .....	62
VI.5.1. Les combinaisons d'action .....	63

# Chapitre VII

---

## Modélisation du tablier

VII.1 : Introduction.....	64
VII.2 : Présentation de logiciel :.....	64
VII.3 : Modélisation : .....	66
VII.3.1.Modélisation des sections .....	66
VII.3.2 :Modélisation des poutres : .....	66
VII.3.3 : Modélisation de la dalle .....	67
VII.4 : Définition de différents cas de charge : .....	68
VII.4.1 :charges permanentes ccp : .....	68
VII.4.2 : Système de charge A (L) 03 voies chargées .....	68
VII.4.3 : Sous système Bc 03 voies chargées : .....	68
VII.4.4 : Sous système Bt 02 voies chargées :.....	69
VII.4.5 : Système militaire Mc120 .....	69
VII.4.6 : Système militaire D240 : .....	69
VII.5 : Valeur des moments fléchissant réels .....	70
VII.5.1 : Les combinaisons d'action :.....	70
VII.5.2 : Les valeurs extrêmes du moment :.....	71
VII.5.3 : Comparaison entre les résultats de M.G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT.....	71
VII.6 : conclusion : .....	72

# Chapitre VIII

---

## Etude de la précontrainte

VIII.1 : Introduction : .....	73
VIII.1.1 : Le principe de la précontrainte : .....	73
VIII.1.2 : Modes de précontrainte : .....	73
VIII.2 : Dimensionnement de la précontrainte : .....	75
VIII.2.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre :.....	75
VIII.2.2. L'effort de précontraint minimum : .....	75
VIII.2.3. Calcul du nombre des câbles .....	76
VIII.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension.....	77

VIII.2.4.1. En construction (section sans hourdis) .....	77
VIII.2.4.2. En exploitation (section avec hourdis) .....	78
VIII.3. Emplacement des torons .....	78
VIII.3.1. Caractéristiques géométriques de la section .....	79
VIII.3.2. Caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis .....	80
VIII.3.3. Caractéristiques des sections .....	81
VIII.4. Pertes de la précontrainte .....	82
VIII.4.1. Calcul des pertes .....	82
VIII.4.1.1. À la section intermédiaire $X=0,5L$ .....	82
VIII.4.1.2. Calcul des pertes à l'about (0,00 L) .....	91
VIII.4.1.3. Calcul des pertes à $L/4$ .....	95
VIII.5. Vérification des contraintes .....	99
VIII.5.1. Pour la section intermédiaire ( $X=0,5 L$ ) .....	99
VIII.5.2. Pour ( $X=0,25 L$ ) .....	102
VIII .5.3. Pour La Section D'about ( $X=0,00L$ ) .....	102
VIII.6.Calcul Ferrailage Passif Longitudinal .....	105
VIII.6.1. Armatures Longitudinales De Peau .....	105
VIII.6.2. Armatures Dans La Zone Tendue .....	105
XII.7. Justification aux E.L.U .....	107
XII.7.1. Principe de la méthode de justification .....	107
XIII.7.2. Démarche à suivre .....	107
XIII.7.3. Les sollicitations à L'E.L.U .....	108
XIII.7.4. Équations liées à l'hypothèse des sections planes .....	108
XIII.7.5. Equations traduisant le comportement de l'acier .....	109
XIII.8. Vérification des contraintes tangentielles .....	114
XIII.8.1. Minimum d'armatures transversales .....	117
XIII.8.2. Justification des armatures transversales .....	118
XIII.8.3. Justification des bielles de compression du béton .....	119
VIII.9. Calculs justificatifs réglementaires en section particulières .....	119
VIII.9.1. Zone d'appuis .....	119
XIII.9.2. Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes .....	123
XIII.10. Ferrailage de la poutre .....	124

## Chapitre IX

---

### Calculs des déformations

IX.1 : Introduction .....	126
IX.2 : Déformation de la poutre.....	126
IX.2.1 : Flèche due au poids propre.....	126
IX.2.2 : Flèche due à la surcharge .....	127
IX.2.3 : Contre flèche de la précontrainte : .....	127
IX.2.4. Flèche de constriction.....	129
IX.2.5. Flèche total .....	12.9
IX.2.5.1. En service à vide.....	129
IX.2.5.2. En service en charge.....	129
IX.3. Calcul des rotations .....	129
IX.3.1. Sous le poids propre .....	129
IX.3.2. Sous les surcharges.....	130
IX.3.3. Sous la précontrainte .....	130
IX.4. Rotation résultante.....	130
IX.4.1. En service à vide.....	129
IX.4.2. En service en charge.....	130
IX.5. Calcul des déplacements d'appuis.....	130
IX.5.1. Déplacements due à la rotation .....	130
IX.5.2. Déplacements due au retrait .....	130
IX.5.3. Déplacements due au fluage.....	131
IX.5.4. Déplacement du a la variation de la température .....	131
IX.5.5. Déplacement total.....	131

## Chapitre X

---

### Etude de la dalle et de l'entretoise d'about

X.1. Introduction : .....	132
X.2. Ferrailage de l'hourdis.....	132

X.2.1. Etude de la flexion transversal.....	132
X.2.2.Ferraillage sous la flexion transversale.....	133
X.2.3. Etude de la flexion longitudinal.....	135
X.2.4. Ferraillage sous la flexion transversal .....	136
X.3. Étude de l'entretoise d'about : .....	139
X.3.1. Dimensions de l'entretoise .....	139
X.3.2. Calcul de l'entretoise : .....	140
X.3.3. Calcul des efforts .....	140
X.3.4. Emplacement des vérins .....	140
X.3.5. Calcul des sollicitations : .....	141
X.3.6. Ferraillage de l'entretoise : .....	143
X.4. Schéma de Ferraillage .....	147

## Chapitre XI

### Equipements du tablier

XI.1 : Introduction .....	148
XI.2 : Les appareils d'appui en élastomère fretté : .....	148
XI.3 : Dimensionnement : .....	149
XI.3.1 : Aire de l'appareil d'appui .....	150
XI.3.2 : Epaisseur nette de l'élastomère .....	150
XI.3.3 : Dimensionnement des frettes : .....	150
XI.4 : Les efforts horizontaux en tête des appuis .....	152
XI.4.1 : Déformation due à la température .....	152
XI.4.2 : Déplacements due au retrait .....	152
XI.4.3 : Déplacements due au fluage.....	152
XI.5 : Répartition des efforts sur les appuis : .....	152
XI.5.1 : Action dynamique (efforts due au freinage) .....	152
XI.5.2 : Effort due au vent.....	153
XI.5.3 : Effort due au séisme .....	153
XI.6 : Vérification des appareils d'appui : .....	154
XI.6.1 : Calcul des contraintes de cisaillement .....	154
XI.6.1.1 : Contrainte due à l'effort normal N.....	154
XI.6.1.2 : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal .....	154
XI.6.1.3 : Contrainte de cisaillement due à la rotation .....	155

XI.6.1.4 : Condition de non soulèvement .....	155
XI.6.1.5 : Condition de non glissement .....	155
XI.7 : Les dés d'appuis .....	156
XI.7.1 : Dimensionnement des dés d'appui .....	156
XI.7.2 : Ferrailage de dé d'appui .....	157
XI.7.2.1 : Armatures de chaînages .....	157
XI.7.2.2 : Armatures de diffusion.....	157
XI.8 : Joints de chaussée.....	158
XI.8 .1: Introduction :.....	158
XI.9 : Le revêtement du tablier.....	159
XI.10 : Dispositifs retenue.....	160

## Chapitre XII

### Étude de la pile

XII.1 : Introduction.....	161
XII.2 : Choix du type de fondations .....	161
XII.3 : Pré dimensionnement de la pile : .....	161
XII.3.1 : Le fut :.....	161
XII.3.2 : Calcul de la pile : .....	162
XII.3.3 : Le chevêtre.....	163
XII.4 : Répartition des charges et surcharges :.....	164
XII.4.1 : Charge permanente : .....	164
XII.4.2 : Surcharges :.....	164
XII.4.3 : Tableaux récapitulatifs.....	166
XII.5. : Les efforts horizontaux .....	166
XII.5.1 : Freinage.....	166
XII.6 : Etude de chevêtre :.....	170
XII.6.1 : Phénomène d'interférence .....	171
XII.6.2 : Calcule de moment fléchissent et l'effort tranchant : .....	171
XII.6.3 : Ferrailage du chevêtre :.....	173
XII.7 : Etude du fut :.....	182
XII.7.1 : Calcul des sollicitations : .....	182
XII.7.2 : Le séisme .....	184
XII.7.2.1 : Calcul des combinaisons :.....	185

XII.7.2.2 : Conditions normales .....	185
XII.7.2.3 : Conditions sismique.....	185
XII.7.3 : Vérification vis-à-vis le flambement du fut .....	187
XII.7.4 : Calcul de ferrailage .....	188
XII.8 : Etude de semelle .....	189
XII.8.1 : Différent types de fondation .....	189
XII.8.2 : Fondations superficielles .....	189
XII.8.3 : Calcul des charges : .....	190
XII.8.3.1 : Charges permanentes : .....	190
XII.8.3.2 : Les surcharges :.....	190
XII.8.4 : Combinaison des charges :.....	191
XII.8.5 : Vérification des fondations .....	192
XII.8.5.1 : La stabilité au renversement .....	192
XII.8.5.2 : Stabilité au glissement .....	193
XII.8.5.2.1 : Stabilité au glissement à l'ELU .....	193
XII.8.5.2.2 : Stabilité au glissement à l'ELS .....	193
XII.8.5.3 : Vérification du poinçonnement.....	194
XII.8.5.3.1 : Vérification au poinçonnement à l'ELU .....	194
XII.8.5.3.2 : Vérification au poinçonnement à l'ELS .....	194
XII.8.5.4 : Calcul de la semelle : .....	194
XII.8.5.4.1 : Calcul des sollicitations .....	195
XII.8.5.4.2 : Calcul de la section d'armatures .....	196
XII.8.5.5 : Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant .....	198
XII.8.5.6 : Etude et ferrailage de la nervure .....	198
XII.8.5.6.1 : Introduction :.....	198
XII.8.5.6.2 : Calcul de la section d'armatures :.....	198
XII.8.5.6.3 : Les armatures transversales : .....	199
XII.8.5.6.4 : Schéma de ferrailage de la nervure :.....	200

## Chapitre XIII

### Étude de la culée

XIII.1 : Introduction .....	201
XIII.2 : Dimensionnement des éléments de la culée : .....	203
XIII.2.1 : Le sommier d'appui :.....	203



XIII.2.2 : Le mur garde grève :.....	203
XIII.2.3 : Le corbeau : .....	204
XIII.2.4 : Le mur frontal :.....	204
XIII.2.5 : Le mur en retour : .....	204
XIII.2.6 : La dalle de transition : .....	205
XIII.2.7 : La fondation :.....	205
XIII.3 : Charges appliquées sur la culée.....	205
XIII.3.1 : Vérification de la stabilité de la culée .....	206
XIII.3.2 : Détermination du centre de gravité des éléments de la culée.....	208
XIII.3.3 : Calcul des sollicitations .....	208
XIII.4. Etude et ferrailage des éléments de la culée .....	213
XIII.4.1. Mur garde grève.....	213
XIII.4.1.1. Evaluation ses efforts.....	213
XIII.4.1.2. Combinaison des moments .....	215
XIII.4.1.3. Calcul des armatures .....	216
XIII.4.1.3.1 : Ferrailage vertical .....	216
XIII.4.1.3.2 : Ferrailage horizontal.....	217
XIII.4.2 : Dalle de transition :.....	218
XIII.4.2.1 : Évaluation des efforts : .....	218
XIII.4.2.2 : Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant : .....	218
XIII.4.3 : Ferrailage de la dalle de transition : .....	221
XIII.4.3.1 : Ferrailage longitudinal.....	221
XIII.4.3.2 : Ferrailage transversal : .....	122
XIII.4.3.3 : Effort tranchant :.....	122
XIII.4.3.4 : Vérification de la condition de non fragilité :.....	122
XIII.4.3.5 : Schéma de ferrailage : .....	223
XIII.4.4 : Le corbeau .....	223
XIII.4.4.1 : Les réactions .....	223
XIII.4.4.2 : Moment d'encastrement .....	224
XIII.4.4.3 : Ferrailage .....	225
XIII.4.4.3.1 : Ferrailage longitudinal.....	225
XIII.4.4.3.2 : Ferrailage transversal.....	226
XIII.4.4.3.3 : Schéma de ferrailage : .....	226
XIII.4.5 : Mur en retour .....	227
XIII.4.5.1 : Etude des sollicitations : .....	227

XIII.4.5.2 : Calcul des armatures :.....	228
XIII.4.5.2.1 : Armatures horizontales.....	228
XIII.4.5.2.2 : Les armatures verticales .....	229
XIII.4.5.2.3 : Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive) .....	229
XIII.4.5.2.4 : Effort tranchant :.....	230
XIII.4.6 : Mur frontal :.....	231
XIII.4.6.1 : Evaluation des efforts sur le mur frontal :.....	231
XIII.4.6.2 : Calcul des combinaisons : .....	235
XIII.4.6.3 : Vérification du flambement de mur : .....	235
XIII.4.6.4 : Calcul des armatures :.....	236
XIII.4.6.4.1 : Les armatures verticales .....	236
XIII.4.6.4.2 : Ferrailage horizontal.....	236
XIII.5 : Étude de la semelle .....	238
XIII.5.1 : Evaluation des efforts : .....	238
XIII.5.2 : Calcul des combinaisons : .....	242
XIII.5.3 : Effort revenant à chaque pieu .....	242
XIII.5.4 : Ferrailage de la semelle :.....	244
XIII.5.4.1 : les armatures transversales inférieures : .....	244
XIII.5.4.2 : Les armatures longitudinales inférieures :.....	246
XIII.5.4.3 : Les armatures supérieures : .....	246
XIII.5.5 : Etude est ferrailage des pieux sous culée :.....	247
XIII.5.5.1 : Schéma de ferrailage : .....	248
Conclusion Générale : .....	249

# *LISTE DES FIGURES*

## Chapitre I

---

### **Introduction, présentation et Conception**

#### **De l'ouvrage**

Figure I.1 : Carte de la position de l'ouvrage. ....	2
Figure I.2 : Trace en plane .....	4
Figure I.3 : Profil en long ( <b>cote droite</b> ) .....	5
Figure I.4 : Coupe transversale .....	6
Figure I.5 : Schéma longitudinal de pont.....	6
Figure I.6 : Vue en plan de la section 4 .....	8
Figure I.7 : Morphologie caractéristique du tronçon en étude.....	8
Figure I. 8 : Carte de zonage sismique territoire.....	9

## Chapitre II

---

### **Caractéristiques des matériaux**

Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	14
Figure II.2 : diagramme contrainte-déformation des aciers actifs. ....	17

## Chapitre III

---

### **Pré dimensionnement du tablier**

Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre .....	19
Figure III.2 : Géométrie de la dalle.....	21
Figure III.3: Détail entretoise.....	21
Figure III.4 : Détaille de la poutre .....	22
Figure III.5 : Poutre intermédiaire et de rive .....	23

Figure III.6 : Section de hourdis revenant à une poutre de rive.....	24
Figure III.7 : Section de hourdis revenant à une poutre intermédiaire .....	24
Figure III.8 : Poutre intermédiaire avec hourdis.....	24
Figure III.9 : Poutre de rive avec hourdis. ....	25

## Chapitre IV

---

### Evaluation des charges et surcharges

Figure IV.1 : Coupe transversale du tablier.....	27
Figure IV.2 : les dimensions de poutre .....	27
Figure IV.3 : Coupe transversale de la dalle +pré dalle.....	27
Figure IV.4 : Détail entretoise .....	28
Figure IV.5 : Détaille de Longrine.....	29
Figure IV.6 : Détaille du trottoir et corniche .....	30
Figure IV.7 : Détails du système Bc .....	33
Figure IV.8 : Détails du système Bt.....	34
Figure IV.9 : Détails du système Mc120 .....	35
Figure IV.10 : Détails du système D240.....	36

## Chapitre VI

---

### Répartition Transversal des efforts

Figure VI.1 : Section médiane .....	55
Figure VI.2 : Section médiane courante .....	55
Figure VI.3 : Demi-largeur active.....	60

# Chapitre VII

## Modélisation du tablier

Figure VII.1 : Section intremeiare .....	66
Figure VII.2 : Modélisation des poutres. ....	66
Figure VII.3 : Caractéristique de panneau. ....	67
Figure VII.4 : Modélisation des poutres + dalle. ....	67
Figure VII.5 : charges permanentes ccp .....	68
Figure VII.6 : Système de charge A (L) 03 VC.....	68
Figure VII.7 : Sous système Bc3vc. ....	68
Figure VII.8 : Sous système Bt 2vc .....	69
Figure VII.9: Système militaire Mc120. ....	69
Figure VII.10 : Système militaire D240 .....	69
Figure VII.11 : Moment max à l'E.L.U. ....	71
Figure VII.12 : Moment max à l'E.L.S.....	72

# Chapitre VIII

## Etude de la précontrainte

Figure VIII.1. Précontrainte par prétention .....	74
Figure VIII .2: toron de 7 fils.....	79
Figure VIII.3: Disposition des torons .....	79
Figure VIII.4 : Diagramme des contraintes normales.....	106
Figure XII.5: Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.....	107
Figure XIII.6 : Diagramme de la contrainte à L'ELU .....	108
Figure XIII.7 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée. ....	109
Figure XIII.8: Rupture de coin inférieur.....	122
Figure XIII.9 : Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation .....	123
Figure XIII.10 : Ferrailage de la poutre.....	125

## Chapitre IX

---

### Calculs des déformations

Figure IX.1 : Diagramme des moments dans une poutre. ....	127
Figure IX.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte.....	128

## Chapitre X

---

### Etude de la dalle et de l'entretoise d'about

Figure X.1. Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle (ELU) .....	132
Figure X.2. Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle (ELS).....	133
Figure X.3. Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle (ELU).....	135
Figure X.4. Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle (ELS).....	136
Figure X.5. Schéma de ferrailage de la dalle .....	138
Figure X.6. Schéma de ferrailage de l'entretoise .....	139
Figure X.7. Emplacement des vérins.....	140
Figure X.8. Schéma de ferrailage de l'entretoise.....	147

## Chapitre XI

---

### Equipements du tablier

Figure XI.1. Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	149
Figure XI.2 : Appareil d'appuis.....	149
Figure XI.3 : détail de l'appareil d'appuis choisis. (en mm).....	151
Figure XI.4 : Diagramme contraint de cisaillement. ....	154
Figure XI.5 : Dimensionnement de l'appareil d'appuis .....	156
Figure XI.6 : Ferrailage de di d'appuis.....	158
Figure XI.7 : joint de chaussée (type GPE120) .....	159

# Chapitre XII

## Étude de la pile

Figure XII.1 : Coupe longitudinale de la pile1. ....	162
Figure XII.2 : la coupe transversale de la pile .....	163
Figure XII.3 : vue en plan. ....	164
Figure XII.4 : Coupe longitudinale de la pile1. ....	167
Figure XII.5 : détail Bute .....	168
Figure XII.6 : vue en plan .....	168
Figure XII.7 : Charge applique à la semelle .....	169
Figure XII.8 : Phénomène d'interférence. ....	170
Figure XII.9 : La coupe longitudinale de chevêtre. ....	171
Figure XII.10 : diagramme de moment ELU.....	171
Figure XII. 11 : diagramme de l'effort tranchant ELU.....	172
Figure XII.12 : diagramme de moment ELS. ....	172
Figure XII. 13 : diagramme de l'effort tranchant ELS .....	172
Figure XII.14 : Moment de torsion sur chevêtre .....	178
Figure XII.15 : Moment de torsion sur chevêtre .....	178
Figure XII.16 : Schéma de ferrailage de chevêtre. ....	181
Figure XII.17 : Charge appliquées au fut .....	182
Figure XII.18 : Effet de flambement .....	187
Figure XII.19 : ferrailage de fut.....	189
Figure XII.20 : détail de la semelle.....	190
Figure XII.21 : Sollicitation sur la semelle.....	195
Figure XII.22 : Schéma de ferrailage de la semelle.....	197
Figure XII.23 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	200

# Chapitre XIII

---

## Étude de la culée

Figure XIII.1 : Coupe longitudinale dans la culée.....	202
Figure XIII.2 : C.D.G des éléments de la culée.....	208
Figure XIII.3 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.....	214
Figure XIII.4 : Ferrailage de mur de garde grève.....	217
Figure XIII.5 : schéma de ferrailage de la dalle de transition. ....	223
Figure XIII.6 : Schéma de Ferrailage du corbeau.....	226
Figure XIII.7 : schéma de ferrailage du mur de retour. ....	230
Figure XIII.8 : Ferrailage de mur frontal.....	238
Figure XIII.9 : semelle sur pieux.....	243
Figure XIII.10 : Ferrailage de la semelle.....	247
Figure XIII.11 : Ferrailage du pieu.....	248



# *LISTE DES TABLEAUX*

## Chapitre I

---

### **Introduction, présentation et Conception De l'ouvrage**

Tableau I.1 : Les coordonnées UTM de sondage .....	7
Tableau I.2 : Les Caractéristiques de sol .....	7
Tableau I.3 : les zones sismique .....	9

## Chapitre III

---

### **Pré dimensionnement du tablier**

Tableau III.1 : Caractéristiques géométrique de la poutre seule. ....	23
Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques d'une poutre intermédiaire avec hourdis .....	25
Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques d'une poutre de rive avec hourdis .....	25

## Chapitre IV

---

### **Evaluation des charges et surcharges**

Tableau IV.1 : classe de pont.....	31
Tableau IV.2 : valeurs de Coefficient de $a_1$ .....	32
Tableau IV.3 : charge $A(L)$ par vois.....	32
Tableau IV.4 : Valeurs de coefficient $b_c$ .....	33
Tableau IV.5 : Charges de système $B_c$ par essieu .....	34
Tableau IV.6 : Valeurs de coefficient $b_t$ .....	35
Tableau IV.7 : Charges de système $B_t$ par essieu.....	35
Tableau IV.8 : L'effet de freinage correspond au système $A(L)$ .....	36
Tableau IV.9 : Zone sismique et classe de pont .....	37
Tableau IV.10 : Coefficient d'accélération .....	37

# Chapitre V

## Répartition longitudinale des efforts

Tableau V.1 : les éléments de réduction due au poids propre pour chaque poutre .....	38
Tableau V.2 : les éléments de réduction due au poids propre de la dalle revient à la poutre.....	39
Tableau V.3 : les éléments de réduction due au poids propre de revêtement et la chape d'étanchéité revient à la poutre.....	39
Tableau V.4: Les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir+cornich+Gc.....	39
Tableau V.5: Donnant les charges permanentes reprise par chaque type de poutre .....	40
Tableau V.6 : les calculs relatifs à la détermination de la position critique du system Bc.....	41
Tableau V.7 : Les valeurs de $y_i$ .....	41
Tableau V.8 :les calculs relatifs a la détermination de la position critique du system Bt .....	42
Tableau V.9 : Les valeurs de $P_i$ et $y_i$ .....	42
Tableau V.10 : Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.25L$ .....	43
Tableau V.11 : Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$ .....	47
Tableau V.12: Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,00L$ .....	49
Tableau V.13 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$ .....	51

# Chapitre VI

## Répartition Transversal des efforts

Tableau VI.1: Les valeurs de $k_0$ pour $\theta=0,65$ .....	57
Tableau VI.2 : Les valeurs de $k_0$ pour $\theta=0,7$ .....	58
Tableau VI.3 : Les valeurs de $k_0$ pour $\theta =0,691$ par interpolation. ....	58
Tableau VI.4 : Les valeurs $k_1$ pour $\theta=0.65$ .....	58
Tableau VI.5 : Les valeurs $k_1$ pour $\theta=0.7$ .....	59
Tableau VI.6 : Les valeurs de $k_1$ pour $\theta =0,691$ par interpolation. ....	59
Tableau VI.7 : les valeurs de $K\alpha$ pour $\theta = 0.691$ .....	60
Tableau VI.8 : les valeurs de $K\alpha$ Pour la poutre 1.....	61
Tableau VI.9 : les valeurs de $K\alpha$ Pour la poutre 2.....	61
Tableau VI.10 : Les valeurs $K\alpha$ Pour la poutre 3. ....	61
Tableau VI.11 : Les valeurs $K\alpha$ Pour la poutre 4.....	61
Tableau VI.12 : récapitulatif des $K\alpha$ pour P1, P2, P3, P4 .....	61

Tableau VI.13: donnant les valeurs des moments dans les différentes poutres à $x=0.5L$ .....	62
Tableau VI.14: donnant les valeurs des moments dans les différentes poutres à $x=0.25L$ .....	62
Tableau VI.15 : les moments dans chaque poutre à l'ELU.....	63
Tableau VI.16 : les moments dans chaque poutre à l'ELU.....	63

## Chapitre VII

### Modélisation du tablier

Tableau .VII.1 : Les caractéristiques .....	66
Tableau .VII.2 : Les coefficients des combinaisons.....	70
Tableau .VII.3 : Les combinaisons d'action.....	70
Tableau .VII.4 : Comparaison entre les moments à L'ELU.....	71
Tableau .VII.5: Comparaison entre les moments à L'ELS.....	71

## Chapitre VIII

### Etude de la précontrainte

Tableau VIII.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L). .....	75
Tableau VIII.2 : Les centres de gravité des armatures actives .....	79
Tableau VIII.3 : Les Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis.....	79
Tableau VIII.4 : Les Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis.....	79
Tableau VIII.5 : Les caractéristiques géométriques de la poutre de rive homogène sans hourdis.	80
Tableau VIII.6 : Les Caractéristique des câbles de la poutre de rive avec hourdis.....	80
Tableau VIII.7 : Les caractéristiques géométriques de la poutre de rive homogène avec hourdis.	80
Tableau VIII.8 : excentricité des câbles. ....	81
Tableau VIII.9 : Les pertes instantanées à $X=0,5L$ . ....	84
Tableau VIII.10 : des pertes différées à $X=0,5L$ . ....	91
Tableau VIII.11 : Les pertes totales à $X=0,5L$ . ....	91
Tableau VIII.12 : la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte .....	92
Tableau VIII.13 : perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention.....	92
Tableau VIII.14 : Les pertes instantanées à $X=0,00L$ . ....	92
Tableau VIII.15 : Les Pertes dues aux retrais du béton à $X=0,00L$ . ....	93
Tableau VIII.16 : Pertes par fluage à $X=0,00L$ . ....	94
Tableau VIII.17 : Pertes par relaxation des aciers à $X=0,00L$ . ....	94

Tableau VIII.18 : des pertes différées à $X=0,00L$ .....	95
Tableau VIII.19 : Les pertes totales à $X=0,00L$ .....	95
Tableau VIII.20 : Les pertes instantanées à $X=0,25L$ .....	96
Tableau VIII.21 : Pertes par fluage à $X=0,25L$ .....	97
Tableau VIII.22 : des pertes différées à $X=0,25L$ .....	98
Tableau VIII.23 : Les pertes totales à $X=0,25L$ .....	98
Tableau VIII.24 : Les pertes totales dans les différentes sections .....	98

## Chapitre IX

### Calculs des déformations

Tableau IX.1 : calcul de moment sous la précontrainte .....	128
Tableau IX.2 : calcul de la flèche $f_p$ .....	128

## Chapitre XI

### Equipements du tablier

Tableau XI.1 : épaisseur des frettes en mm .....	151
Tableaux XI.2 : Caractéristique de l'appareil d'appui .....	151
Tableaux XI.3 : Détail joint de chaussée GPE 120 .....	159

## Chapitre XII

### Étude de la pile

Tableau XII.1 : Récapitulatif des hauteurs des futs et piles .....	162
Tableau XII.2 : les sollicitations dû aux surcharges .....	164
Tableau XII.3 : sollicitation pour une travée chargée .....	166
Tableau XII.4 : sollicitation pour deux travées chargées .....	166
Tableau XII.5 : Effort de farinage pour A(L) deux travées chargées .....	166
Tableau XII.6 : Moment de farinage pour A(L) une travée chargée .....	167
Tableau XII.7 : Moment de farinage pour A(L) deux travées chargées .....	167
Tableau XII.8 : Effort et moment de freinage pour système Bc .....	168
Tableau XII.9 : moment dû à l'effort sismique .....	170
Tableau XII.10 : Les combinaisons de charge .....	170

Tableau XII.11 : Les réactions maximales .....	171
Tableau XII.12 : efforts sur chevêtre .....	173
Tableau XII.13 : efforts sur chevêtre et la section d'armature .....	174
Tableau XII.14 : Réaction dues aux surcharges .....	183
Tableau XII.15 : Moment de farinage pour A(L) deux travées chargées .....	183
Tableau XII.16 : Moment de farinage pour A(L) une travée chargée .....	184
Tableau XII.17 : Effort et moment de freinage pour système Bc.....	184
Tableau XII.18 : Effort et moment sismique horizontal.....	184
Tableau XII.19 : Conditions normales des Combinaison 01et 02.....	185
Tableau XII.20 : combinaison 01 et 02 .....	185
Tableau XII.21 : combinaison 04 .....	186
Tableau XII.22 : combinaison 06 .....	187
Tableaux XII.23 : charge permanente sur semelle .....	190
Tableaux XII.24 : moment due au freinage .....	191
Tableaux XII.25 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS 1 travée chargé .....	191
Tableaux XII. 26 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS 2 travée chargé .....	191
Tableaux XII. 27 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS.....	191
Tableaux XII.28 : stabilité au renversement à l'ELU .....	192
Tableaux XII.29 : stabilité au renversement à l'ELS .....	192
Tableaux XII.30 : Récapitulatif des combinaisons les plus lourdes.....	192
Tableaux XII.31 : stabilité au glissement à l'ELU.....	193
Tableaux XII.32 : stabilité au glissement à l'ELS .....	193
Tableaux XII.33 : Vérification du poinçonnement à l'ELU .....	194
Tableaux XII.34 : Vérification du poinçonnement à l'ELS.....	194
Tableaux XII.35 : Sollicitation sur la nervure .....	198

## Chapitre XIII

### Étude de la culée

Tableau XIII .1 : Le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles. ....	207
Tableau XIII.2 : Mr et Ms appliqués sur la culée à vide et avec remblais. ....	209
Tableau XIII.3 : Poussée dues aux terres et surcharges. ....	210
Tableau XIII.4 : Efforts dus au tablier et surcharge. ....	211
Tableau XIII.5 : Sollicitations appliquées au mur en retour.....	228
Tableau.XIII.6 : Efforts horizontaux et normaux appliqués au mur .....	232

Tableau XIII.7 : Poussées dues aux terres et la surcharge Q.....	233
Tableau XIII.8 : Efforts dus au tablier et aux surcharges.....	233
Tableau XIII.9 : Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait.....	234
Tableau XIII.10 : Les charges permanentes .....	234
Tableau XIII.11 : Les surcharges .....	234
Tableau XIII.12 : R+F+T .....	234
Tableau XIII.13 : Efforts appliqués au mur frontal à CN.....	235
Tableau XIII.14 : Efforts appliqués au mur frontal à CS. ....	235
Tableau XIII.15 : Efforts horizontaux et normaux appliqués à la semelle.....	239
Tableau XIII.16 : Poussées dues aux terres et la surcharge Q.....	240
Tableau XIII.17 : Efforts dus au tablier et aux surcharges.....	240
Tableau XIII.18 : Les sollicitations dues au tablier.....	241
Tableau XIII.19 : Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait. ....	241
Tableau XIII.20 : Les charges permanentes .....	241
Tableau XIII.21 : Les surcharges .....	241
Tableau XIII.22 : R+F+T .....	242
Tableau XIII.23 : Efforts appliqués au mur frontal à CN.....	242
Tableau XIII.24 : Efforts appliqués au mur frontal à CS. ....	242

# Introduction générale

---

Au cours de ces deux dernières décennies, l'Algérie a vu un développement considérable dans le secteur des travaux publics. Outre l'achèvement et la livraison totale des tronçons de l'autoroute Est-Ouest, le programme de la politique gouvernementale dans le domaine des travaux publics (2015) prévu est constitué d'autres projets (pénétrantes) assurant les liaisons avec l'autoroute Est-Ouest.

La réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djendjen à Eleulma nécessite la réalisation de plusieurs ouvrages d'art (Viaducs et tunnels) avec des nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet d'étude dans le cadre de la réalisation du mémoire de Master.

L'objectif est de franchir le relief difficile situé au PK80+300, où s'insère notre projet, et qui consiste à étudier un viaduc à poutres en béton précontraint, avec une longueur totale de 179,43m. Notre travail repose sur le principe d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère.

En second lieu, le dimensionnement et la modélisation du tablier sont basés sur des documents réglementaires (SETRA, FASCICULE 61...) nécessaires dans les calculs et les logiciels (SAP2000 et ROBOT) qui restent des moyens de calcul incontournables des efforts internes en se basant sur le principe des éléments finis.

Dans notre étude, l'ensemble des différents éléments du pont sera calculé.

### I.1 : Introduction

La construction des ouvrages d'art se situe parmi les plus anciennes activités de l'homme qui n'a d'ailleurs cessé, à travers les siècles, de réaliser des ouvrages de plus en plus performants pour franchir les obstacles les plus difficiles, naturels ou voies de circulation (routière, ferroviaire,...etc.). En fait il y a eu constamment un souci de réaliser des progrès significatifs vis-à-vis des performances des matériaux, des techniques de réalisation, des formes architecturales et des longueurs de portées franchies.

### I.2 : But de l'étude

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un ouvrage d'art **V-80+300** (viaduc à poutre préfabriquée en béton précontraint), cet ouvrage projeté au niveau de la pénétrante Autoroutière reliant le port Djen-Djen à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110Km, tronçon de la Wilaya de Sétif.

### I.3. Présentation de projet

#### I.3.1. Position de l'ouvrage

Il s'agit d'un viaduc situé au point kilométrique (Pk 80+300) du projet de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN DJEN du PK0+00 à l'autoroute Est-ouest sur PK 110. L'ouvrage en question permettra de franchir une contrainte naturelle (**un oued**).



Figure I.1 : Carte de la position de l'ouvrage.



### I.3.2. Description de l'ouvrage

#### a) Portée

L'ouvrage concerné est un viaduc de cinq travées isostatiques de 36 m chacune (5x36m), avec une largeur totale de 13.25 m (largeurs de la dalle y compris corniche 13.25 m).

#### b) Tablier

Le tablier est constitué de poutres en **I** précontraintes préfabriquées par près tension avec 08 poutres de 1.90 (m) de hauteur ( $h=1.90m$ ) espacées de 1.70(m) ( $e=1.70m$ ).

Ces poutres transmettent les efforts vers l'infrastructure au moyen des appareils d'appui en élastomère fretté.

Pour les équipements on considère un joint de chaussé aux extrémités et pour les appareils d'appuis on prévoit des appareils d'appuis en élastomère fretté.

- ✓ Le tracé en plan de l'ouvrage est en courbe.
- ✓ Le profil en long de la route est à l'horizontale.
- ✓ Un angle biais de  $70.00^\circ$

#### c) Pile

Quatre piles avec des futs circulaires de diamètre 200 cm fondée sur une semelle superficielle

#### d) Culées

On prévoit pour l'infrastructure des culées avec des murs en retour, en raison de stabiliser et soutenir les remblais derrière la culée.

Notre projet est composé de deux chaussées indépendantes (chaussée Est et chaussée Ouest)

#### e) Les fondations

Leur type est donné en fonction de type de sol, Selon le rapport de sol.

Le premier pont (cote droit) vers EULMA, la culée C1 reposent sur une semelle superficielle (fondation superficielle) et la culée C2 reposent sur une fondation profonde (semelle sur pieu) et quatre piles reposent sur des semelles superficielles

Le deuxième pont (cote gauche) vers EULMA est le même type de fondation de premier pont (cote droit).

## I.4 : Conception de l'ouvrage

La conception des ponts est pour but de chercher la solution la plus économique en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale et respect des référentiels normatifs.

### I.4.1 : Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner convenablement l'ouvrage sont :

#### a) Tracé en plan

C'est le tracé en plan de la ligne définissant l'axe de la voie portée. Pour notre cas, Le tracé en plan de l'ouvrage est courbé. et à un angle biais de  $70.00^\circ$

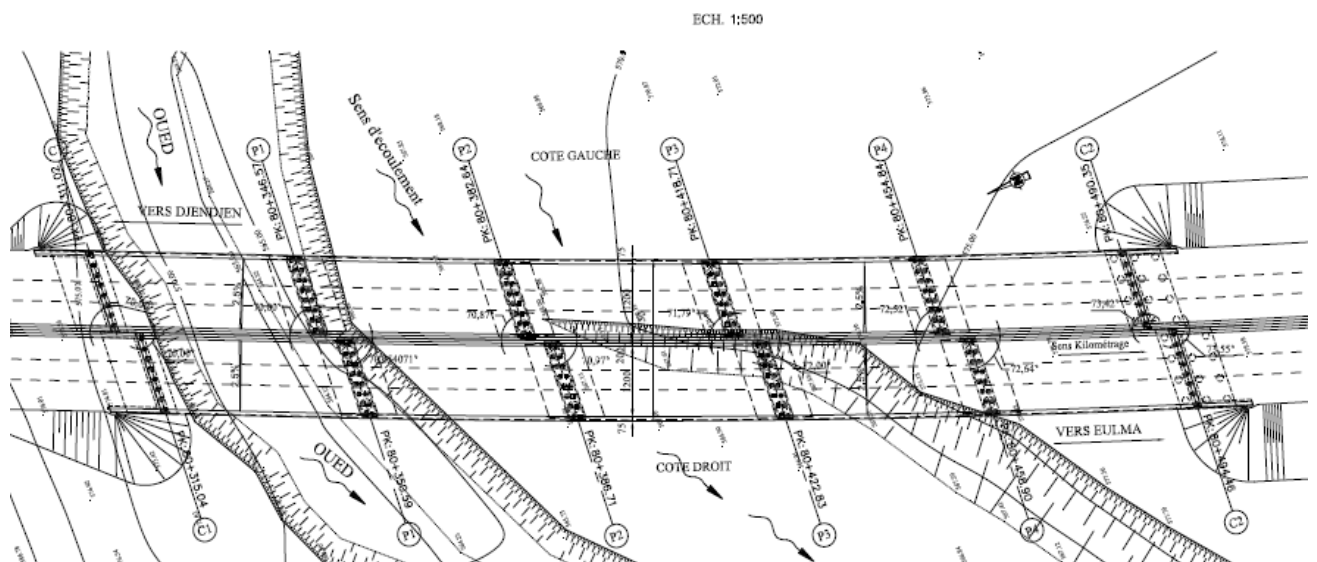


Figure I.2 : Tracé en plan

#### b) Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles. Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 2 % afin d'évacuer les eaux.

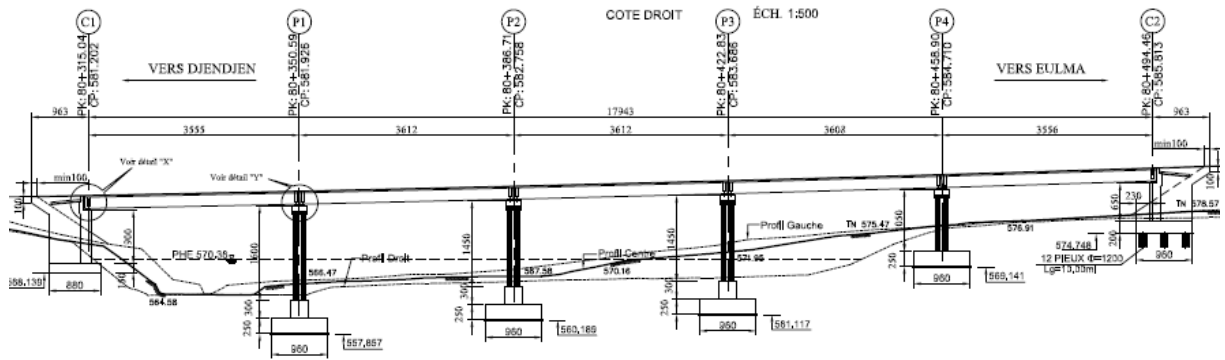


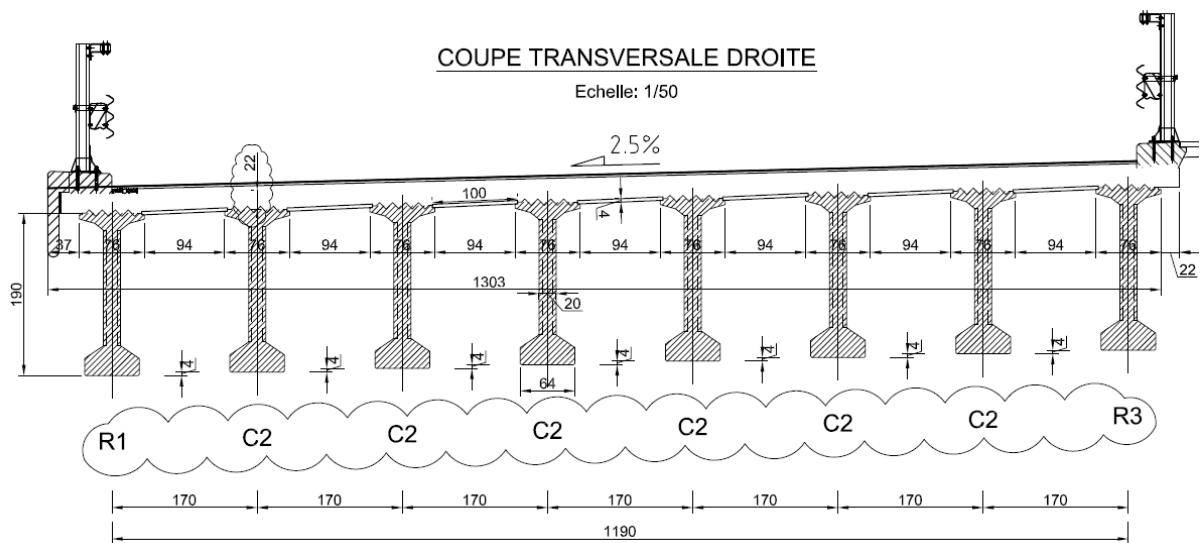
Figure I.3 : Profil en long (cote droite)

c) Profil en travers

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

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- ✓ Largeur de la chaussée : 12 m
- ✓ Nombre de voies de circulations : 3 voies.
- ✓ Largeur de trottoir = 0.75m droit et 0.50m gauche
- ✓ Une dalle en béton armé de 22 cm d'épaisseur.
- ✓ Le devers : 2.5 %
- ✓ La largeur totale : 13.25 m



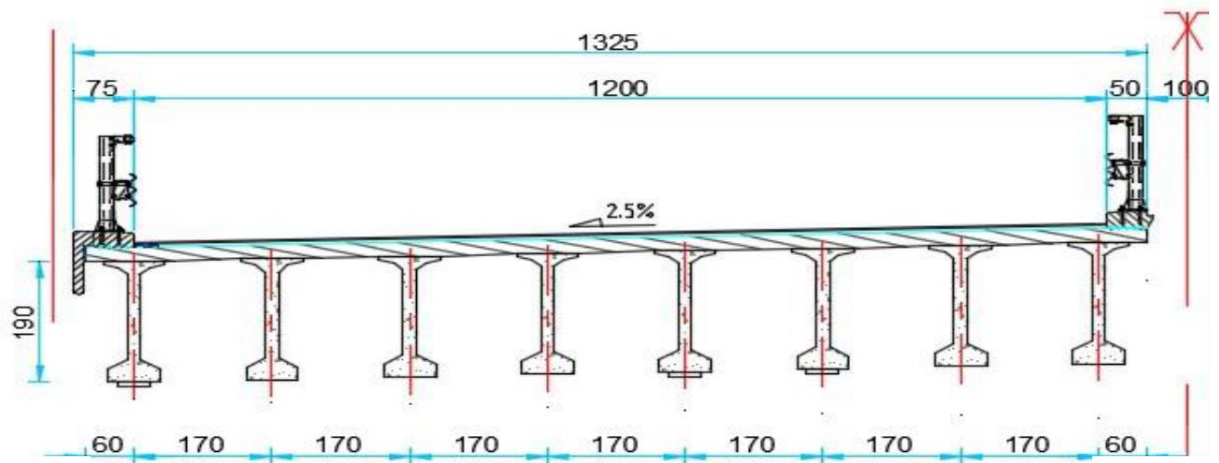


Figure I.4 : Coupe transversale

**I.4.2 : Les données relatives de l'obstacle à franchir**

L'ouvrage franchit une voie de communication (route, voie ferrée...) ou un obstacle naturel (une rivière...etc). Il faut respecter certaines conditions telles que la hauteur (le gabarit, les ouvertures). Notre projet franchit un oued, le profil en long est choisi de telle façon à mettre les appareils d'appuis au-dessus du niveau le plus haut des eaux (PHEC).

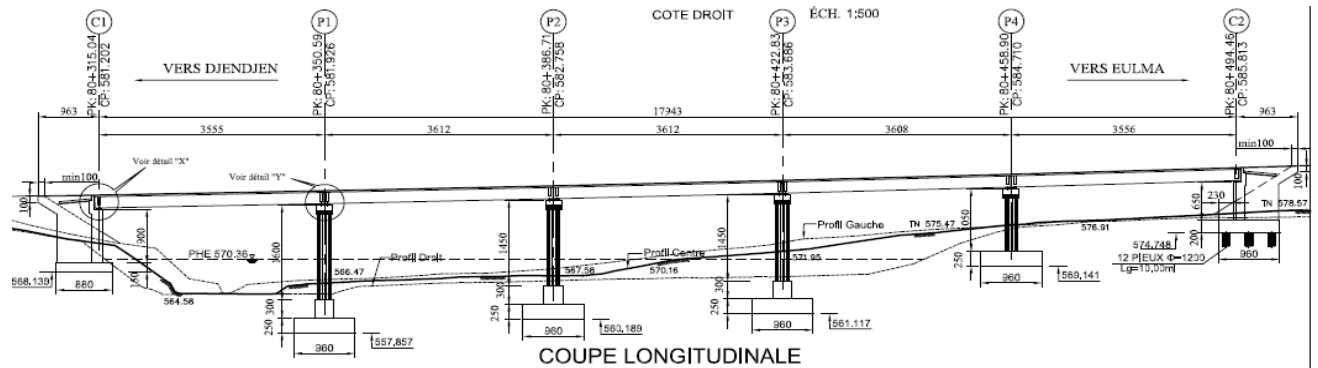


Figure I.5 : Schéma longitudinal de pont.

**I.4.3. Données naturelles**

**a. Donnée géotechnique**

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité, le type d'ouvrage correspondant et la nature des fondations à envisager au niveau des appuis, en plus elle nous permet de choisir le meilleur emplacement pour avoir le bon comportement mécanique de l'ouvrage. Ces données sont

obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel.

La réalisation d'une investigation géotechnique in situ du terrain destiné à recevoir l'implantation d'un **VIADUC V80+300**, sis à la commune de **Dhamcha**, Wilaya de Sétif a consisté en l'exécution de :

- ✓ forage de trois (03) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts à semi remaniés. La profondeur atteinte par ces sondages est de 25 m de profondeur.
- ✓ Trois forages pressiométriques de 25 m, avec un pas d'essai de chaque 2m
- ✓ le battage de six essais SPT (Standard Pénétration Test) (Un essai chaque 3 m)
- ✓ pose et relève piézométrique
- ✓ Des essais au laboratoire

Les coordonnées UTM de chaque sondage sont citées dans le tableau ci-après :

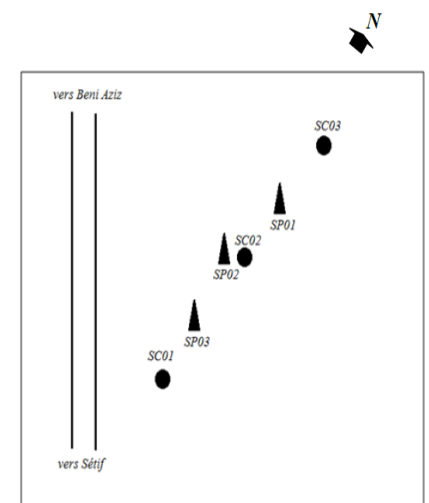
Sondage	Coordonnées UTM	
	x	y
<b>Sc01</b>	40159.30130	145645.21161
<b>Sc02</b>	40127.73396	145580.50069
<b>Sc03</b>	40096.16663	145515.78977

**Tableau 1.1** : Les coordonnées UTM de sondage

Sc1	
0.00– 2.50	Limon argileux graveleux beige à brunâtre (formation de pente).
2.50– 25.0	Marne mi dure grise à noirâtre riche en diaclase
Sc2	
0.00– 3.00	Limon argileux graveleux beige à brunâtre (formation de pente).
2.50– 25.0	Marne mi dure grise à noirâtre riche en diaclase

Sc3	
0.00– 2.80	Remblai
2.80– 6.00	Limon argileux graveleux beige à brunâtre (formation de pente).
6.00– 25.25	Marne mi dure grise à noirâtre riche en diaclase.

**Tableau I.2** : Les Caractéristiques de sol



Légende :

- ▲ Sondage pressiométrique
- Sondage carotte

### b. Données hydrologiques

Le calcul hydraulique de l'Oued Dehamcha au niveau du viaduc 80.4 a été fait dans le rapport hydraulique de la section 4

Pour valider les déblais nécessaires à la réalisation des piles et des culées du viaduc, nous avons utilisé la méthodologie présente dans le logiciel HEC-RAS. Cette dernière examine les érosions provoquées par le courant de l'oued avec la somme de deux composantes

Principales :

- 1- Erosion généralisée sous l'ouvrage (érosions dues essentiellement à la contraction de la Veine d'eau)
- 2- Erosions localisées en correspondance des piles et des culées.



Figure I.6 : Vue en plan de la section 4

### c. Données topographiques

La région d'étude est caractérisée par un relief vallonné. Notre PK 80 se trouve au niveau d'un Oued reliant au L'Oued de Dhamcha.

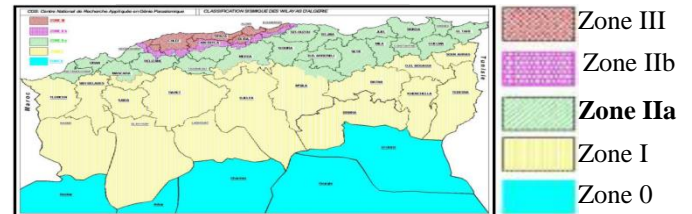


Figure I.7 : Morphologie caractéristique du tronçon en étude

#### d. Données sismologiques

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zones	type
Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone IIa et IIb	<b>sismicité moyenne</b>
Zone III	sismicité élevée



**Tableau I.3** : les zones sismique

**Figure I. 8** : Carte de zonage sismique territoire

Notre terrain du projet est situé dans la zone **IIa**.

### I.5. Elaboration des variantes

#### I.5.1. Choix du type d'ouvrage

Le projet consiste à une élaboration d'un pré-dimensionnement et une comparaison des variantes les plus représentatives de notre ouvrage.

Le choix de la nature et du type de pont dépend de plusieurs critères, on cite essentiellement :

- L'obstacle à franchir ;
- La voie portée : pont (route, rails,...etc.) ;
- Le matériau principal dont ils sont constitués ;
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- La disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- Leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible, toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

#### I.5.2. Les variantes présentées

Pour notre cas, plusieurs variantes peuvent être envisagées :

✚ **Variante 1** : pont en béton armé qui est de deux types :

- pont à poutre en béton armé ;
- pont dalle en béton armé.

✚ **Variante 2** : pont en béton précontraint qui peut être :

- pont à poutre en béton précontraint ;

- pont dalle en béton précontraint.

✚ **Variante 3** : pont mixte ou métallique.

### I.5.2.1. Pont en béton armé

#### a. Pont à poutre en béton armé

Ce type d'ouvrage a été largement employé au début des programmes de travaux autoroutiers. Pour ce type, le tablier est constitué de poutres longitudinales, de longueur qui peut aller jusqu'à 20m. Sont solidarisées entre elles par des entretoises sur appuis et en travée, et par un hourdis formant une couche de roulement.

##### ➤ Les avantages

- Nécessite un entretien réduit ;
- Economique du point de vue de consommation du matériau. Pour les portées moyennes ou -faibles, ils sont les plus économiques.

##### ➤ Les inconvénients

- Gamme de portée limitée.
- Les structures continues sont très rigides aux tassements différentiels ;
- Complication de coffrage le rend relativement couteux en main d'œuvre.

#### b. Pont dalle en béton armé

La dalle en béton armé est la plus intéressante pour les portées déterminantes allant jusqu'à 15m, elle peut rester compétitive jusqu'à 18m de portée voir 20m, avec une section transversale avec un encorbellement latéral (ce qui permet d'alléger le poids propre).

##### ➤ Les avantages

- Coffrage simple ;
- Permet le réemploi des coffrages ;
- Ne nécessite pas une main d'œuvre hautement qualifié ;
- Moins épais que pour les ponts à poutres en béton armé ;
- S'adapte mieux pour les ponts biais.

##### ➤ Les inconvénients

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutres en béton armé.
- Portée limitée (20m) ;
- Échafaudage important ;
- Déconseillées pour les travées continues.



### **I.5.2.2. Pont en béton précontraint**

#### **a. Pont à poutre en béton précontraint**

Les poutres sont précontraintes par câbles (poste tension ou pré tension), leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre, leurs portées les plus économiques situent entre 25 et 35m.

##### ➤ **Les avantages**

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- 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
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portées allant jusqu'à 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension).

##### ➤ **Inconvénients**

- Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente
- Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.

#### **b. Les ponts dalle en B.P**

- Les ponts dalles sont de faibles hauteurs, se traitent là où il y a un problème de gabarit

- Ce type de pont est déconseillé sur les oueds.

### I.5.2.3. Ponts mixte ou métallique

Dans les ponts métalliques, le tablier est formé par un hourdis et des poutres métalliques, par contre dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques ; dans les deux cas, la dalle est connecté à la semelle supérieure des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

#### ➤ Les avantages

- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
- Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- Légèreté par rapport au tablier en béton, ce qui équilibre la portance du sol.

#### ➤ Les inconvénients

- Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.
- Risque de voilement, déversement des poutres.
- Nécessite de visites périodiques et entretien courant.
- Sensibilité au gradient thermique.
- Matériaux très chers.

### I.5.3. Variante retenue

Par la comparaison entre les différentes variantes on peut conclure que :

- La variante mixte ou métallique est à éviter vu le risque de corrosion et la nécessité de l'entretien périodique qui est cher.
- les structures en béton armé ont une gamme de portée économique limitée ce qui augmente le nombre d'appuis intermédiaires et un poids plus important du tablier,
- Les ponts à poutres en béton précontraint présentent plusieurs avantages dans ce type de cas, ils sont plus simples à réaliser et plus économiques.

Notre choix s'est porté sur un pont à poutre en béton précontraint de 5 travées de 36m. Les poutres sont en **pré-tension**.

# II

## Caractéristiques des matériaux

---

### II.1. Introduction

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés :

Le béton et l'acier.

Les règlements **B.A.E.L91** et **B.P.E.L91** utilisent les états limites, l'état limite ultime (E.L.U) concernant le non ruine de l'ouvrage et l'état limite de service concernant sa durabilité.

Dans nos calculs, on se base sur ces deux règlements donc les caractéristiques des matériaux dépendent de ces lois

### II.2 .Caractéristique des matériaux

#### II.2.1. Le béton

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

##### a) Résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ . Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de  $j$  jours inférieur à 28j, il y a lieu de se référer à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré, laquelle peut être évaluée par les formules suivantes :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

Dans notre projet on a :

- Le béton pour poutre  $f_{c28}=45\text{MPa}$
- Le béton pour dalle  $f_{c28}=30\text{MPa}$
- Le béton pour élévations et l'infrastructure  $f_{c28}=27\text{MPa}$

### b) Résistance à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression.

Les règles BAEL donnent pour un béton âgé de « j » jours la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 45 = 3,3\text{MPa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 45\text{MPa}$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4\text{MPa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 30\text{MPa}$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 27 = 2,22\text{MPa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 27\text{MPa}$

### c) Contraintes admissibles de compression du béton

#### • ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1.5 & \text{dans le cas durable} \end{cases}$$

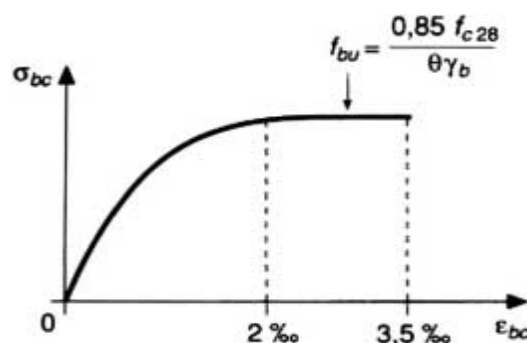


Figure .II.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

- **E.L.S :**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :  $\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$

- d) **Module de déformation longitudinale du béton «E»**

Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est obtenu par la formule (court durée) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

- Le module de déformation différé  $E_{vj}$  est donné par la formule (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

- e) **Module de déformations transversale «G»**

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$\nu$ : Coefficient de poisson (le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale)

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson  $\nu$ , prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0,2$  Pour un béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$  Pour un béton fissuré (ELU).

## II.2.2. L'acier

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

- **les aciers actifs** qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- **les aciers passifs** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration, et de répondre aux exigences normatives qui correspondent au ferrailage minimale d'une section de béton.

**a) Aciers passifs**

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes  $f_e E400$ ,  $f_e E500$ , la limite élastique de ces aciers son respectivement 400 et 500 MPa.

Dans notre projet on a :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence, de classe  $f_e 500$ . La limite élastique de ces aciers est : 500 MPa.

- Nous utiliserons un acier :  $f_e E500$ .
- Module d'élasticité longitudinale pour est :  $E_s = 200\ 000$  MPa
- Module d'élasticité longitudinale pour l'infrastructure est :  $E_s = 210\ 000$  MPa

**b) Aciers actifs**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armatures de précontrainte exigent un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classés par :

- catégorie : fils, barres, torons
- classe de résistance.

Pour la précontrainte par pré-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calcules est données par la formule suivante :

$$P_0 = \min(0,85 f_{prg}; 0,95 f_{peg}).$$

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

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

- **La limite élastique**

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

- **Module de Young**

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

$$E_p = 200\ 000\ \text{Mpa} \text{ Pour les barres.}$$

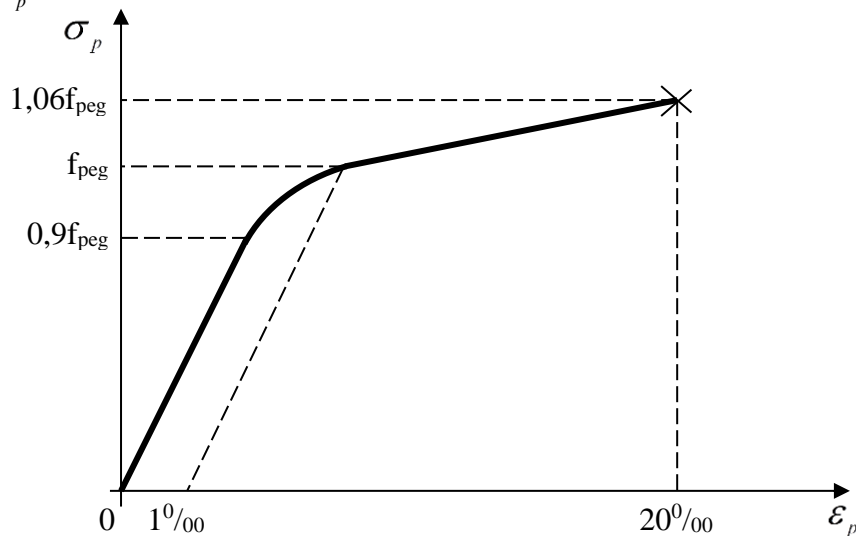
$$E_p = 190\ 000\ \text{Mpa} \text{ Pour les torons.}$$

- **Diagramme contraintes-déformation**

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité  $E_p$  de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte  $1,06f_{peg}$  et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p > 0,9f_{peg}.$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad \text{Si } \sigma_p < 0,9f_{peg}.$$



**Figure .II.2 :** diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

### II.3. Les paramètres des câbles de précontraint

➤ **Pour notre projet**

Dans notre projet nous utilisons des câbles **T15** de caractéristiques suivantes :

▪ **Caractéristiques géométriques :**

- Section nominale de l'acier :  $A_p = 0.000139 \text{ m}^2$ .

▪ **Caractéristiques mécaniques :**

- Contrainte de rupture garantie :  $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ .

- Contrainte limite élastique garantie :  $F_{peg} = 1643 \text{ MPa}$ .

- Relaxation à 1000 heures :  $\rho_{1000} = 2,5\%$  **TBR**

- Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190000 \text{ MPa}$



### III.1 : Introduction

Pour les ponts, la voie de circulation est portée par le tablier. Dans le cas des ponts à poutres, ceci est sensiblement horizontal et constitué par l'ensemble des éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) et des équipements (trottoir, corniche, dispositif de retenue...).

### III.2 : Pré-dimensionnement des éléments du tablier

#### III.2.1 : Pré-dimensionnement de la poutre

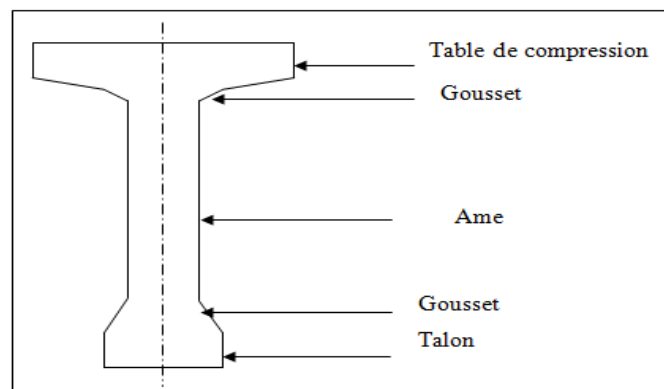


Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre

a) L'espacement entre axes des poutres : ( $\lambda$ )

$$\lambda = 1.7\text{m}$$

b) Nombre de poutres (N)

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante :  $N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$

$L_a$  : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité.

$$L_a = 11.90\text{m.}$$

$$N = \frac{11.90}{1.70} + 1 = 8.$$

**N = 8 poutres.**

**c) Hauteur de la poutre**

L'élancement ( $H_t/L$ ) d'un tablier de pont à poutres en **pré-tension** est généralement de l'ordre de  $L/18$  à  $L/22$ .

$$\left(\frac{L}{22}\right) \leq H_t \leq \left(\frac{L}{18}\right) \quad \text{Avec } H_t : \text{Hauteur total du tablier, dalle comprise.}$$

$L$  : portée de la travée déterminante.

Dans notre cas  $L=36\text{m}$  on obtient :

$$\left(\frac{36}{22}\right) \leq H_t \leq \left(\frac{36}{18}\right) \quad 1.63 \leq H_t \leq 2$$

Pour notre ouvrage On adopte  **$H_t=1,9\text{m}$**  et un espacement de  **$1,7\text{m}$**

**III.2.2 : Pré dimensionnement de la dalle****a) L'épaisseur de la dalle**

Son épaisseur  $e_0$  est en général comprise entre 20 et 30cm, il doit vérifier la condition suivante :

$$e_0 \geq \frac{m}{15} \quad \text{avec } m: \text{ l'entraxe des poutres}$$

$$e_0 \geq \frac{190}{15} = 12.66 \text{ cm} \quad \text{on adopte } h_0 = 22 \text{ cm}$$

**b) La longueur biaise**

La longueur biaise de la dalle est celle parallèle à l'axe du pont. Elle est égale à la longueur des poutres.

$$L_{bi} = 36\text{m}$$

**c) La longueur droite**

Elle est perpendiculaire à la ligne de l'appui :

$$L_{dr} = L_{bi} \times \sin 70$$

$$L_{dr} = 33,83 \text{ m}$$

**d) La largeur biaise**

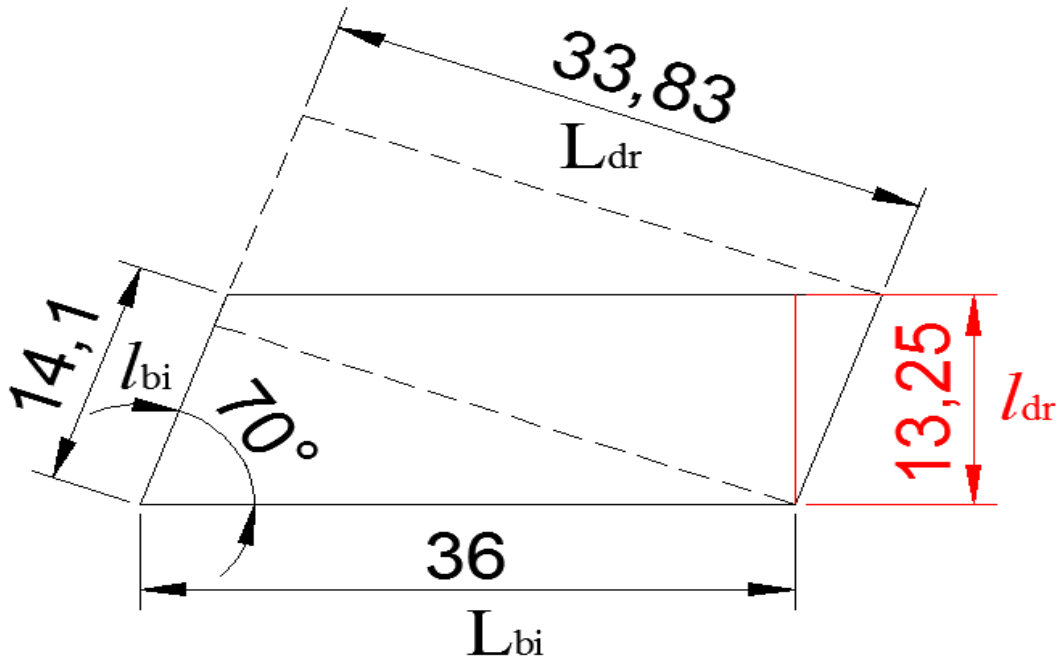
C'est la largeur parallèle à la ligne de l'appui :

$$l_{bi} = 14.10\text{m}$$

e) **La largeur droite**

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont

$$l_{dr} = 13,25 \text{ m}$$



**Figure III.2** : Géométrie de la dalle.

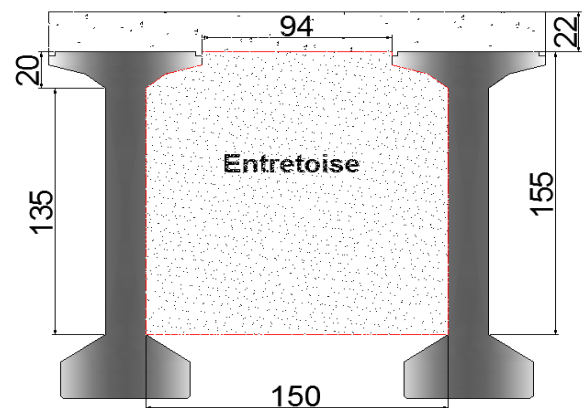
### III.3 : Les entretoises

Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur de l'ordre de 25 à 30 cm, ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance.

(Setra, 1996)

$$E_{\text{entretoise}} = 0,4 \text{ m}$$

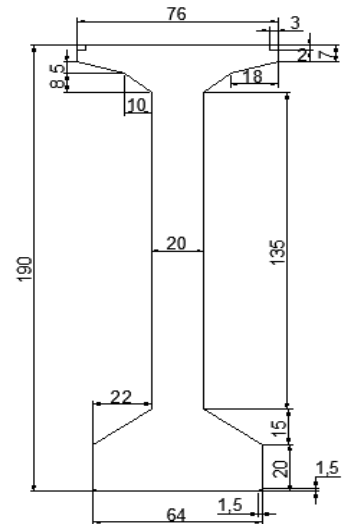
$$H_{\text{entretoise}} = 1,55 \text{ m}$$



**Figure III.3** : Détail entretoise

**III.4. Les caractéristiques de l’ouvrage**

- La portée de l’ouvrage : 35 m ;
- Longueur des poutres précontraintes : 36m ;
- Hauteur des poutres : 1,90 m ;
- Le nombre des poutres dans chaque travée : 8 poutres ;
- L’entre axe de poutres :  $\lambda = 1,70$  m ;
- Largeur de la chaussée :  $L_c = 12$  m ;
- Largeur totale du pont :  $L = 13,25$  m ;
- Épaisseurs du hourdis :  $e = 0,22$  m.



**III.4.1. Caractéristiques géométriques des poutres**

**III.4.2. Notation**

$I_G$  : Moment d’inertie par apport au centre de gravité ;

$S_\Delta$  : Moment statique par apport a l’axe ( $\Delta$ ), avec :

$S_\Delta = B \cdot y$  ;

$I_{Gr} = \frac{b \cdot h^3}{12}$  : Pour une section rectangulaire ;

$I_{Gt} = \frac{b \cdot h^3}{36}$  : Pour une section triangulaire ;

$B$  : La section transversale ;

$v$  : Distance du centre de gravite a la fibre supérieure ;

$v'$  : Distance du centre de gravité a la fibre inférieure ;

$\rho$  : Rendement géométrique de la poutre,  $\rho = \frac{I_G}{B \cdot v_i \cdot v_s}$  ;

$r$  : Rayon de giration de la section :  $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$  .

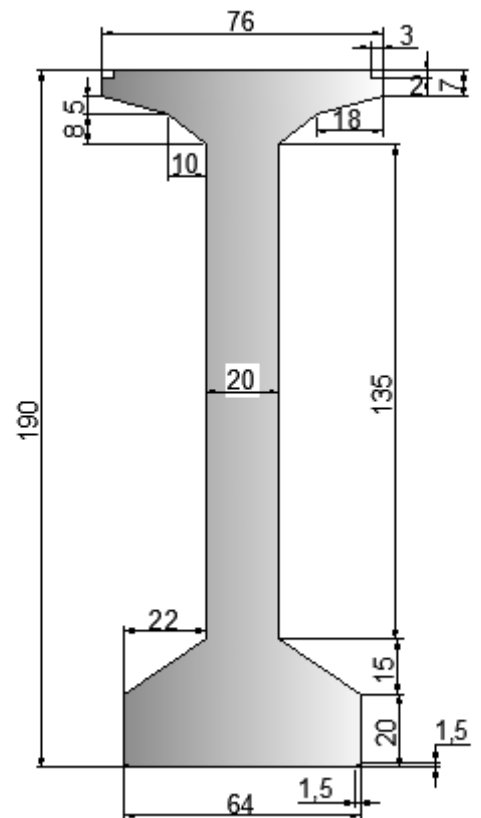


Figure III.4 : Détaille de la poutre

III.4.3. Caractéristiques géométriques des sections

III.4.3.1. : la poutre de rive et intermédiaire sans hourdis

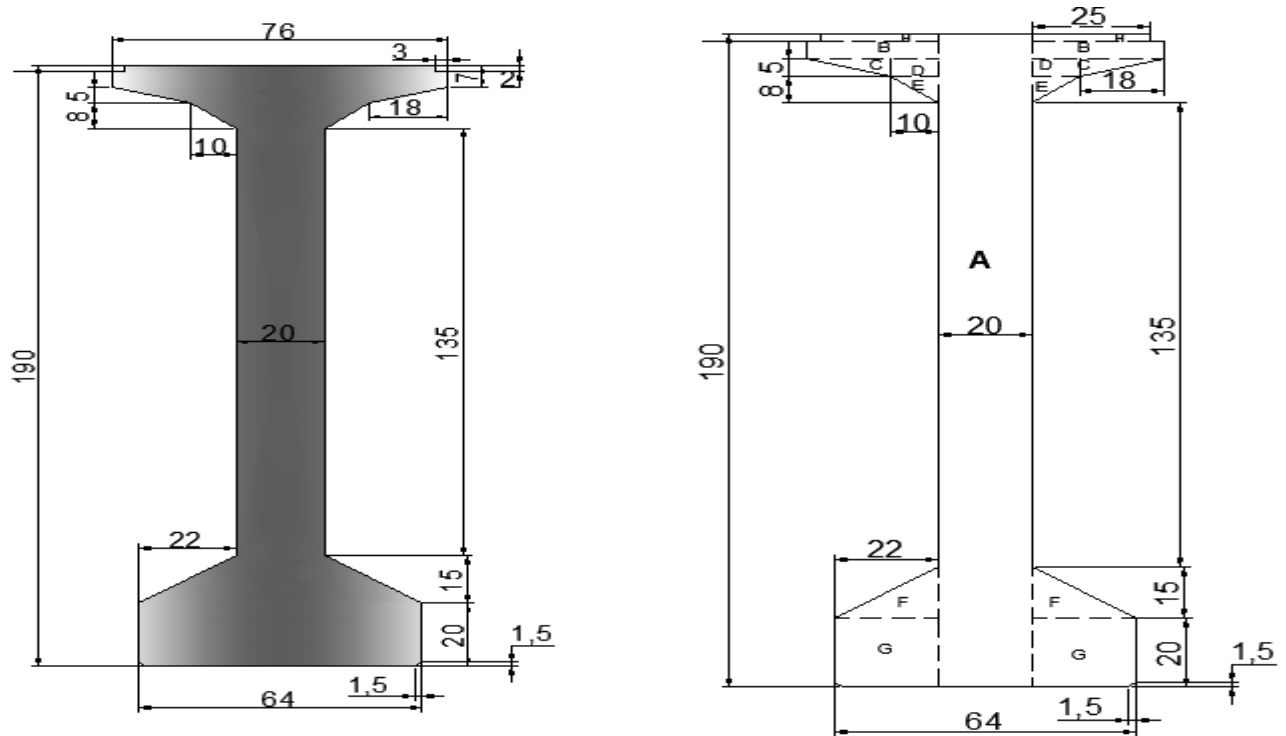


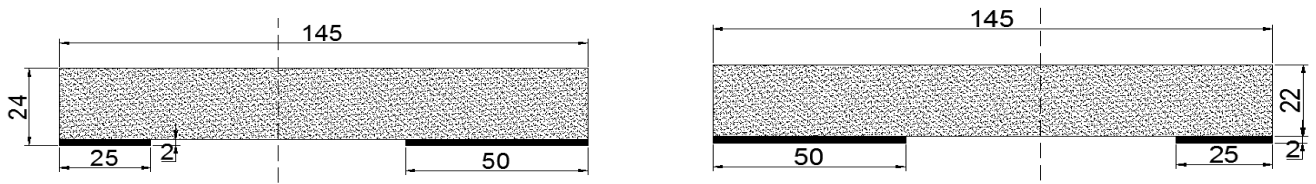
Figure III.5 : Poutre intermédiaire et de rive

Désignation	×	Y	B(cm <sup>2</sup> )	y <sub>i</sub> (cm)	S <sub>Δ</sub>	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub>
A×1	20	190	3800	95	361000	11431666,7	45726666,7
B×2	28	5	280	4,5	1260	583,3333333	6253,333333
C×2	18	5	90	8,66	779,4	125	6874,604
D×2	10	5	100	9,5	950	100	9125
E×2	10	8	80	14,66	1172,8	284,4444444	17477,6924
F×2	22	15	330	165	54450	4125	8988375
G×2	22	20	880	180	158400	73,33333333	28512073,3
H×2	25	2	100	1	100	33,33333333	133,3333333
<b>Total</b>			<b>5660</b>		<b>578112,2</b>	<b>11436991,1</b>	<b>83266979</b>

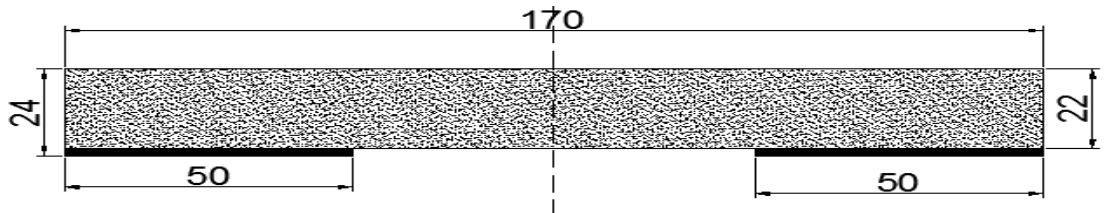
V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ %	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>102,139</b>	87,861	24218619,3	47,68	4278,908

Tableau.III.1 : Caractéristiques géométrique de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

**III.4.3.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis**

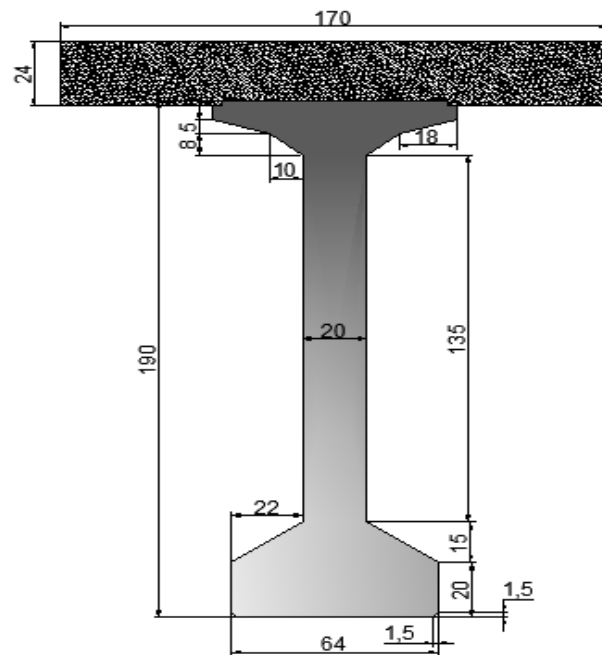


**Figure.III.6 :** Section de hourdis revenant à une poutre de rive



**Figure III.7 :** Section de hourdis revenant à une poutre intermédiaire

**III.4.3.3 : la poutre intermédiaire avec hourdis**



**Figure III.8 :** Poutre intermédiaire avec hourdis.

	$B(\text{cm}^2)$	$Y_i(\text{cm})$	$S_{\Delta}(\text{cm}^2)$	$I_g(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$
<b>poutre seule</b>	5660	/	578112,2	11436991,1	83266979
<b>hourdis</b>	3740	12	44880	195840	240720
<b>poutre + hourdis</b>	9400	/	622992,2	11632831,1	83507699

V'	V	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ(%)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
66,27	145,73	42218413,7	46,5	4491,32

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques d’une poutre intermédiaire avec hourdis

III.4.3.4 : la poutre de rive avec hourdis :

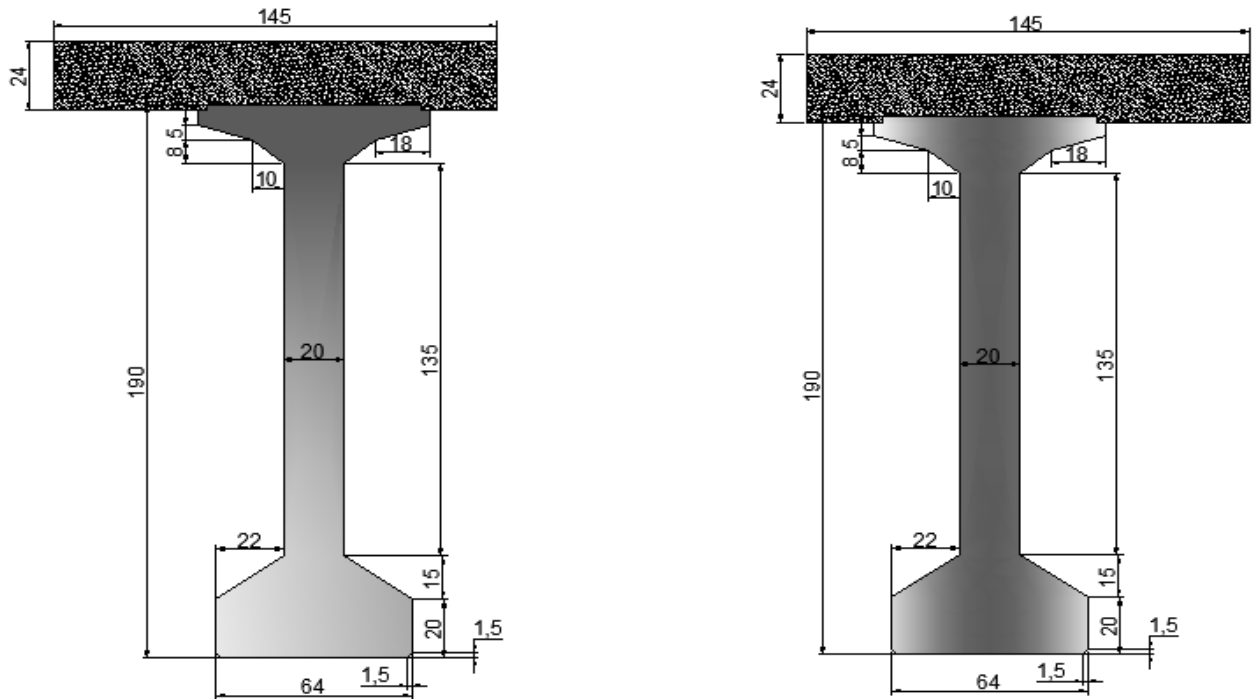


Figure III.9 : Poutre de rive avec hourdis.

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y <sub>i</sub> (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	IΔ(cm <sup>4</sup> )
poutre seule	5660	/	578112,2	11436991,1	83266979
hourdis	3190	12	38280	2004480	7516800
poutre + hourdis	8850	/	616392,2	2004480	90783779

V'	V	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ(%)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
69,65	142,5	47852779,6	54,53	5407,09374

Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques d’une poutre de rive avec hourdis

# IV Evaluation des charges et surcharges

---

## IV-1- Introduction

Dans ce chapitre le calcul des charges et des surcharges dans le pont qui doit être supporté sera présenter pour les différentes actions ; tel que les actions permanentes ou les actions variables.

➤ **Les actions permanentes comprennent**

- **Le poids des éléments porteurs** : (poutres, dalle).

- **Le poids des éléments non porteurs** : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

➤ **Les actions variables, de leur cote, comprennent :**

- **Les charges d'exploitation** : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II ), ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de L'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre, ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon a satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.

-**Les charges climatiques** : essentiellement vent et températures.

-**Les actions accidentelles** : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien «RPOA».

L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul à la rupture selon l'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité des ouvrages.



## IV-2-Calcul des charges

### IV.2.1. La charge permanente (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres et la dalle et l'entretoise (tablier).

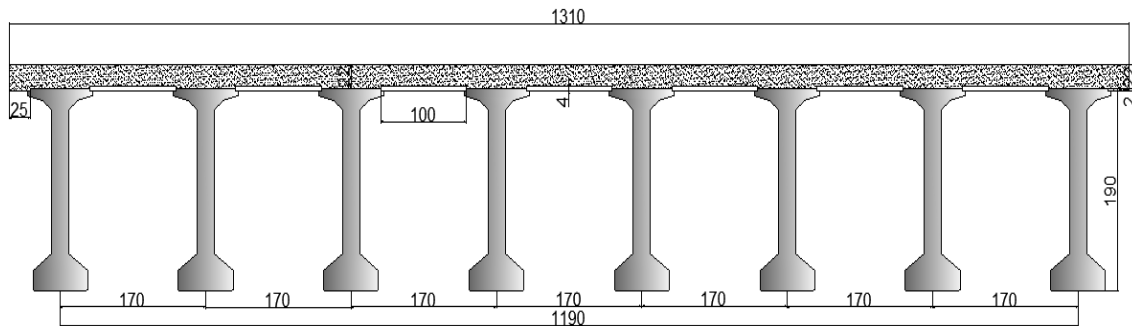


Figure. IV.1 : Coupe transversale du tablier

#### a) Poids propre de la poutre

$$P_p = S \times L \times \rho_b = 0,566 \times 36 \times 2,5 = 50,94 \text{ t}$$

- Poids totale des poutres :  $N=8$  poutres.

$$P_p = 50,94 \times 8 = 407,52 \text{ t}$$

- Par mètre linéaire :

$$P_p = \frac{407,52}{36} = 11,32 \text{ t/ml}$$

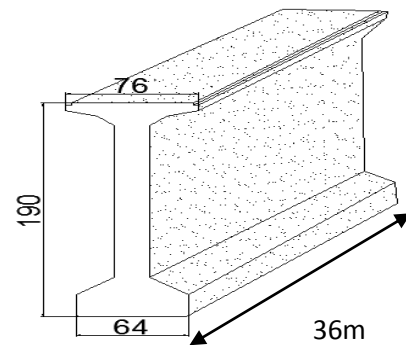


Figure .IV.2 : les dimensions de poutre

#### b) Poids propre de la dalle:

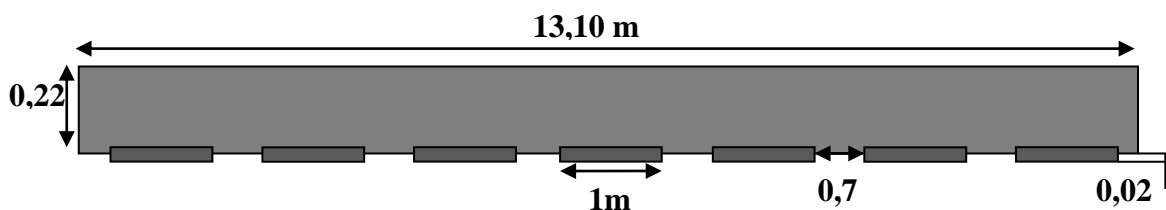


Figure .IV.3 : Coupe transversale de la dalle + pré dalle

- Longueur de la dalle :  $L = 36\text{m}$
- Largeur de la dalle :  $l = 13,1\text{m}$
- Épaisseur de la dalle :  $e = 0,22\text{m}$
- Épaisseur du pré dalle :  $e = 0,02\text{m}$

- Le poids de la dalle par mètre linéaire

$$g = S \times \rho_b = 13,1 \times 0,22 \times 2,5 = 7,205 \text{ t/ml}$$

- Le poids total de la dalle

$$P_d = g \times L = 259,38 \text{ t}$$

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaires

$$g = 1,7 \times 0,22 \times 2,5 = 0,935 \text{ t/ml}$$

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive

$$g = 1,45 \times 0,22 \times 2,5 = 0,7975 \text{ t/ml}$$

### c) Le poids de l'entretoise

$$S_{ent} = 1,5 \times 1,35 + 0,20 \times 0,94 + 0,1 \times 0,08 + 0,18 \times 0,05 + 0,18 \times 0,08 \times 2 = 22588 \text{ cm}^2 = 2,2588 \text{ m}^2$$

$$P_{ent} = S_{ent} \times 0,4 \times 2,5 = 2,2588 \text{ t}$$

- Le poids total des entretoises

$$P_{tot} = P_{ent} \times 7 \times 2 = 31,62 \text{ t}$$

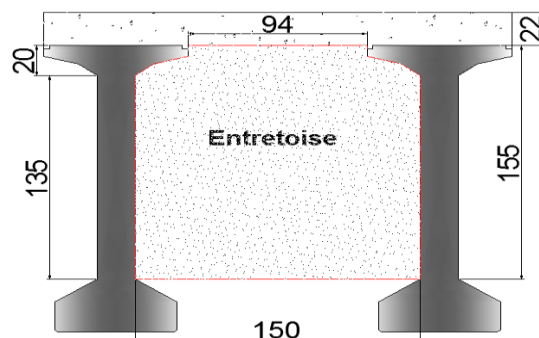


Figure .IV.4 : Détail entretoise

### IV.2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivants :

- Revêtement
- La chape d'étanchéité
- Trottoirs
- corniche
- Le garde-corps

### a) Le poids de revêtement et la chape d'étanchéité

- Couche de revêtement = 8 cm
- Poids volumique de la couche est :  $\rho_{rev}=2,2 \text{ t/m}^3$

- **Le poids total**

$$P_{rev} = 2,2 \times 0,08 \times 12 \times 36 = \mathbf{76,03t}$$

- **Le poids de revêtement qui revient à la poutre intermédiaires**

$$P = 2,2 \times 0,08 \times 1,7 = \mathbf{0,299 \text{ t/ml}}$$

- **Poids de revêtement de poutre de rive**

**Poutre de rive à gauche :**

$$P = 2,2 \times 0,08 \times 0,95 = \mathbf{0,167 \text{ t/ml}}$$

**Poutre de rive à droit :**

$$P = 2,2 \times 0,08 \times 0,85 = \mathbf{0,149 \text{ t/ml}}$$

### b) Le poids du trottoir

$$S_{longrine} = (0,27 + 0,29) \times 0,5 / 2 + 0,08 \times 0,05 + 0,18 \times 0,08 / 2 = 0,1512 \text{ m}^2$$

$$S_{trt} = (0,25 + 0,27) \times 0,5 / 2 = 0,13 \text{ m}^2$$

- **Le poids total**

$$P_{trt} = 0,13 \times 2,5 \times 36 = \mathbf{11,70 \text{ t}}$$

$$P_{longrine} = 0,1512 \times 2,5 \times 36 = \mathbf{13,61 \text{ t}}$$

- **Par mètre carré**

$$P_{trt} = \frac{11,7}{36 \times 0,5} = \mathbf{0,65 \text{ t/m}^2}$$

$$P_{longrine} = \frac{13,61}{36 \times 0,5} = \mathbf{0,75 \text{ t/m}^2}$$

### c) Le poids de la corniche

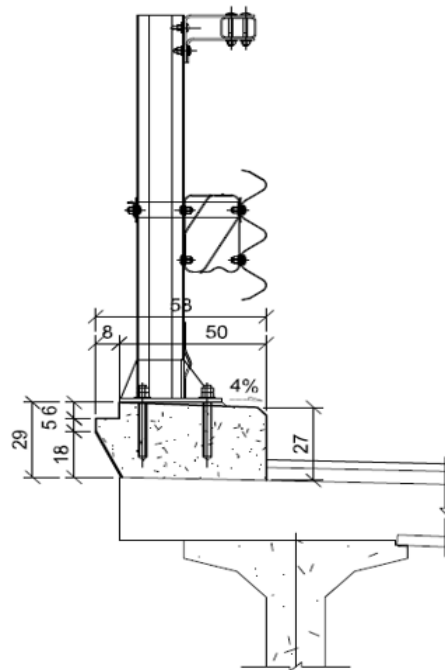
$$S_{cor} = 0,16235 \text{ m}^2$$

- **Le poids total**

$$P_{cor} = 0,16235 \times 2,5 \times 36 = \mathbf{14,61 \text{ t}}$$

- **Par mètre linéaire**

$$P = \frac{14,61}{36} = \mathbf{0,4 \text{ t/ml}}$$



**Figure .IV.5 : Détaille de Longrine**

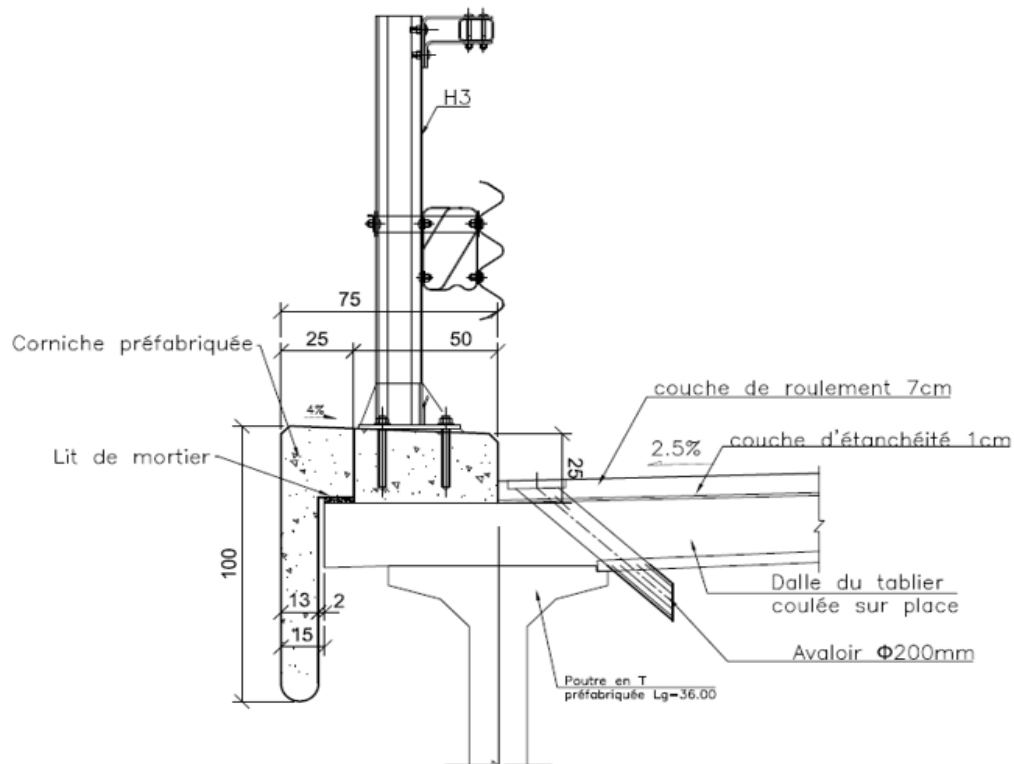


Figure .IV.6 : Détail du trottoir et corniche

#### d) Le poids des gardes corps

Le poids de garde-corps est :  $P = 0,3 \text{ t/ml}$

- Le poids total

$$P_{Gc} = 0,3 \times 2 \times 36 = \mathbf{21,60 \text{ t}}$$

- Par mètre linéaire

$$P = \frac{21,6}{36 \times 2} = \mathbf{0,30 \text{ t/ml}}$$

#### IV.2.3. Le poids total du tablier (d'une travée)

$$G_{tot} = 407,52 + 259,38 + 31,62 + 76,03 + 13,61 + 14,61 + 21,60 + 11,70 = \mathbf{836,07t}$$

### IV-3 Etude des surcharges

Elles sont définies par le D.T.R (RCPR 2008) et Selon le fascicule 61 titre 2 de pont route, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante :

- La surcharge de type A(L) ;
- Système B (Bc et Bt) ;
- La surcharge militaire Mc120 ;
- La surcharge exceptionnelle convois D240 ;

➤ La surcharge sur trottoirs : L'ouvrage se trouve hors les zones d'agglomérations donc ce n'est pas nécessaire de mettre les trottoirs.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

### IV.3.1 : Détermination des caractéristiques du pont :

#### a) La largeur roulable ( $L_R$ ):

C'est la longueur comprise entre dispositif de sécurité ou de bordures ( $L_R = 12,00m$ ).

#### b) La largeur chargeable ( $L_C$ )

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bande de ( $0,50m$ ) de long chaque dispositif de sécurité,

Dans notre cas, ( $L_C = 11m$ ).

#### c) Nombre de voie ( $m$ ):

D'après fascicule 61 art 2,2

$$m = E\left(\frac{L_C}{3}\right) = E\left(\frac{11}{3}\right) = E(3,66)$$

Donc :  $m = 3$

#### d) La largeur d'une voie ( $L_V$ ):

$$L_V = \frac{L_C}{m} = \frac{11}{3} = 3,666m$$

Donc on a 3 voies de  $3,67m$

#### ▪ Classe de ponts routes

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur Roulable, et leur utilisation.

La classe	la largeur roulable
1	$L_R \geq 7 m$
2	$5,50 m < L_R < 7 m$
3	$L_R < 5,50 m$

Tableau.IV.1 : classe de pont

Notre pont sera un **Pont de la 1<sup>ère</sup> classe** ( $L_R \geq 7 m$ )

### IV.3.2. Evaluation des surcharges

#### a) Système de charges A (L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur (L) chargée est donne par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36\,000}{L + 12} \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$L = 35 \implies A(L) = A(L) = 230 + \frac{36\,000}{35+12} = 995,95 \text{ (Kg/m}^2\text{)} = \mathbf{0,9959t/m^2}$$

En fonction de la classe du pont et nombre de voies chargés, **A(L)** multiplié par un coefficient (**a<sub>1</sub>**) donnée par le tableau suivant :

	1voie	2voie	3voie	4voie	≥5voie
1 <sup>er</sup> classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,90	/	/	/
2 <sup>eme</sup> classe	0,90	0,80	/	/	/

**Tableau.IV.2** : valeurs de Coefficient de a1

#### Coefficient de a2

On a : pont de **1<sup>er</sup> classe**

D'autre part, A(L) est multiplier par un autre coefficient (**a<sub>2</sub>**) donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} V_0 = L_V = 3,5 \text{ m (pont de 1}^{\text{er}} \text{ classe)} \\ V = 3,67 \text{ m (largeur de la voie)} \end{cases} \quad a_2 = \frac{3,5}{3,67} = \mathbf{0,95}$$

La valeur de A(L) en fonction de voies chargées :

	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A(L)(t/m <sup>2</sup> )	A (t/ml)
1voies	1	0,95	0,99	$1 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = \mathbf{3,45}$
2voies	1	0,95	0,99	$1 \times 2 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = \mathbf{6,90}$
3voies	0,9	0,95	0,99	$0,9 \times 3 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = \mathbf{9,32}$

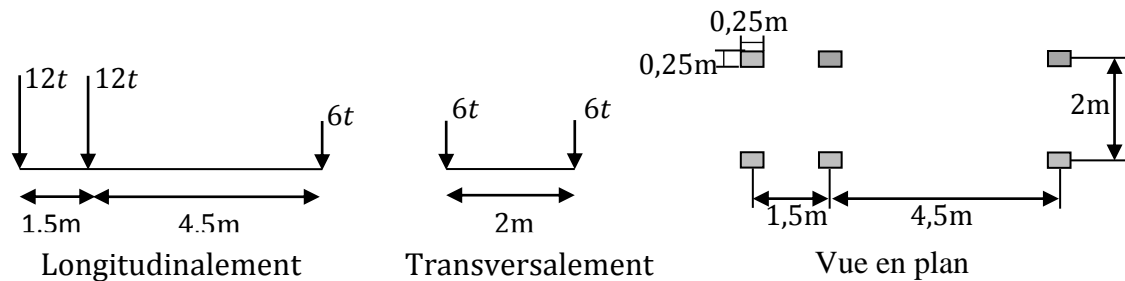
**Tableau.IV.3** : charge A(L) par voies.

**b) Système B**

Le système **B** comprend trois systèmes : **B<sub>c</sub>**, **B<sub>t</sub>**, **B<sub>r</sub>**

**1) Système B<sub>c</sub>**

Un camion type du système **B<sub>c</sub>** comporte trois essieux, tous à roues simples.



**Figure .IV.7 : Détails du système B<sub>c</sub>**

**✚ Disposition sur le pont :**

- ✓ Longitudinalement, on dispose deux camions **B<sub>c</sub>** aux max espaces de façon à produire l'effet le plus défavorable .la distance entre les deux camions est 4,50m .
- ✓ Transversalement, on dispose le nombre de camions produisant l'effet le plus défavorable sur la largeur chargeable  
(Nbre de camions **B<sub>c</sub>** = Nbre de voies chargées ) .la distance entre chaque camion est 0,50m .

Dans notre cas : **L = 35 m** et **3 voies** chargées

On peut disposer 2 camions **B<sub>c</sub>** longitudinalement et 3 transversalement.

Les charges de système **B<sub>c</sub>** sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient **b<sub>c</sub>** dépend de la classe du pont et nombre de voies donnée par le tableau suivant :

	1voie	2voie	3voie	4voie	≥5voie
1 <sup>er</sup> classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,90	/	/	/
2 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,80	/	/	/

**Tableau .IV.4 : Valeurs de coefficient bc.**

Un coefficient de majoration dynamique  $\delta_{bc}$  donné par :  $\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1+0,20L} + \frac{0,60}{1+4\frac{L}{S}}$

Avec :  $\begin{cases} L: \text{la longueur du travée} \\ G: \text{la charge permanente.} \\ S: \text{la surcharge maximum.} \end{cases}$

Dans notre cas : pont de **1<sup>er</sup> classe** et 3 voies chargées

$$\begin{cases} L = 35\text{m} ; G = 836,07\text{t} \\ S = 180 \times 0,95 = 171\text{ t} \end{cases} \Rightarrow b_c = 0,95$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 35} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{836,07}{171}}$$

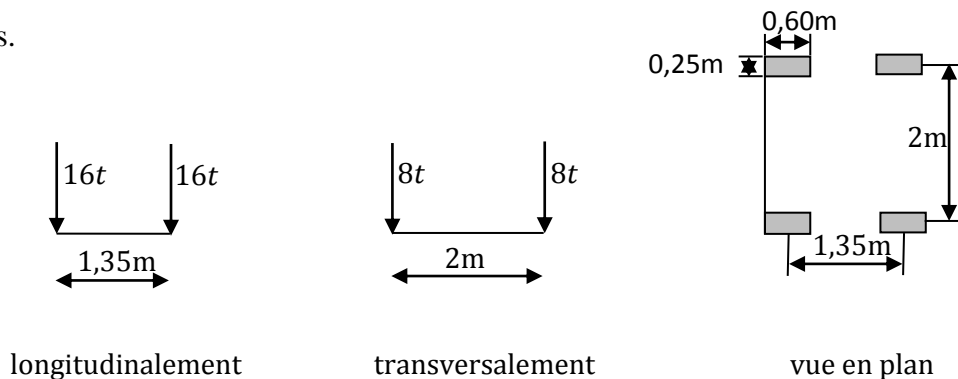
$$\Rightarrow \delta_c = 1,079$$

	$b_c$	$\delta_c$	charges par essieu (t)	
<b>1 voie</b>	1,2	1,079	E avant	$6 \times 1,2 \times 1,079 = 7,7688$
			E arrière	$12 \times 1,2 \times 1,079 = 15,5376$
<b>2 voies</b>	1,1	1,079	E avant	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1,079 = 14,2428$
			E arrière	$2 \times 12 \times 1,1 \times 1,079 = 28,4856$
<b>3 voies</b>	0,95	1,079	E avant	$3 \times 6 \times 0,95 \times 1,079 = 18,4509$
			E arrière	$3 \times 12 \times 0,95 \times 1,079 = 36,9018$

**Tableau .IV.5 :** Charges de système  $B_c$  par essieu.

**2) Système  $B_t$**

Il comporte de deux tandems, ou chaque tandem comporte deux essieux. tous de roues simples.



**Figure .IV.8 :** Détails du système  $B_t$

Disposition sur le pont :

- ✓ Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- ✓ Transversalement, on dispose au plus deux tandems pour un pont supportant au moins deux voies .la distance entre les deux tandems est **1m**



De même façon come dans le système  $B_c$ , on a deux coefficients :

	1 <sup>ere</sup> classe	2 <sup>eme</sup> classe
$b_t$	1,00	0,90

Tableau .IV.6 : Valeurs de coefficient  $b_t$ .

$$S = 32 \times 2 \times 1,00 = 64 t$$

$$\delta_t = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 36,32} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{836,07}{64}} \quad \delta_t = 1,059$$

	$b_t$	$\delta_t$	charges par essieu (t)
1voie	1,00	1,059	$16 \times 1 \times 1,059 = 16,94$
2voies	1,00	1,059	$2 \times 16 \times 1 \times 1,059 = 33,88$

Tableau .IV.7 : Charges de système  $B_t$  par essieu.

### 3) Système $B_r$

Il est constitué d'une roue isolée portant une masse de (10 t) .

Le système  $B_r$  est négligé devant  $B_c$  et  $B_t$  .

### c) Système de charges exceptionnelles $Mc_{120}$

Comporte deux chenilles de masse totale 110 t uniformément répartie.

Poids par chenille= 110 t

Langur d'une chenille= 6,10 m

Largeur d'une chenille= 1,00 m

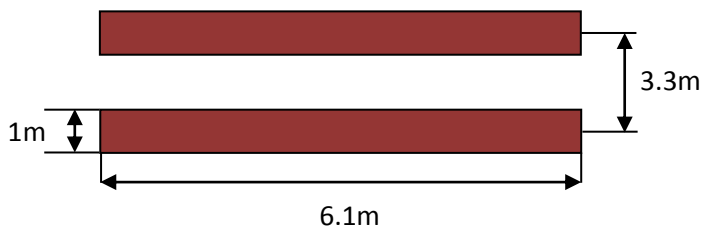


Figure .IV.9 : Détails du système  $Mc_{120}$

### ✚ Disposition sur le pont

- ✓ Transversalement, un seul véhicule disposé.
- ✓ Longitudinalement, le nombre est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable.

La distance entre axe de deux véhicules successifs égale à 36,60 m .

Dans notre cas, on peut disposer un seul convoi  $Mc_{120}$  longitudinalement et transversalement.

Il existe un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 35} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{836,07}{110}}$$

$$\delta = 1,069$$

$$p_{M120} = \frac{110}{6,1} = 18,032 \text{ t/ml}$$

#### d) Système de charges exceptionnelles $D_{240}$

Comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux.

Le poids total est 240 t supposé répartie sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de largeur et de 18,60 m de langur.

Le poids /ml :  $P = (240 / 18,6) = 12,90 \text{ t/ml}$

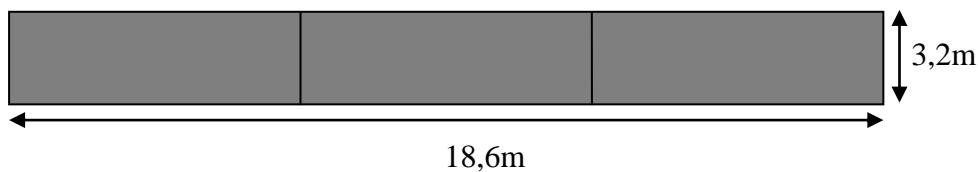


Figure .IV.10 : Détails du système  $D_{240}$

### IV.4 : Les effets horizontaux

#### a) L'effet de freinage

Les effets de freinage considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

✓ L'effet de freinage correspond au système  $A(L)$  est donné par :

$$F_H = F \cdot A(L)$$

Avec :  $F = 1/(20 + 0,0035 \cdot S)$

$S = L_C \cdot L$  (La surface chargée  $m^2$ )

	$A(L)$ (t)	$S(m^2)$	F	$F_H(t)$
<b>1 voie</b>	$3,45 \times 35 = 120,75$	$3,67 \times 35 = 128,45$	0,0489	5,9
<b>2 voies</b>	$6,9 \times 35 = 241,5$	$2 \times 3,67 \times 35 = 256,9$	0,0478	11,54
<b>3 voies</b>	$9,32 \times 35 = 326,2$	$3 \times 3,67 \times 35 = 385,35$	0,0468	15,26

Tableau .IV.8 : L'effet de freinage correspond au système  $A(L)$ .

Pour le système( $b_c$ ), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids

$$F_H = 30 \text{ t.}$$

### b) L'effet du vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition est de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à **0,2 t/m<sup>2</sup>** (selon le fascicule 61-titre II).

- **P = 2,00 KN/m<sup>2</sup>** pour les ouvrages en service
- **P = 1,25 KN/m<sup>2</sup>** pour les ouvrages en cours de construction

### c) L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

Les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

$\varepsilon_H$  dans les sens horizontal .

$\varepsilon_V$  dans les sens vertical.

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} F_H = 0,25 \times 836,07 = \mathbf{209,01 \text{ t}} \\ F_V = 0,075 \times 836,07 = \mathbf{62,7 \text{ t}} \end{cases}$$

	observation
Zone sismique	IIa
Classe de pont	Classe 1

**Tableau .IV.9** : Zone sismique et classe de pont

lasse de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,4
2	0,12	0,20	0,25	0,3
3	0,10	0,15	0,20	0,25

**Tableau .IV.10** : Coefficient d'accélération sismique

## CHAPITRE

# V Répartition longitudinale des efforts

### V.1. Introduction

Dans ce chapitre, un calcul a été effectué des sollicitations dues aux charges permanentes et surcharges routières, que le pont doit supporter dans le sens longitudinal avec l'utilisation de RDM, la méthode des lignes d'influences ainsi que le théorème de BARRE

### V.2. Sollicitations dues aux charges permanentes

#### V.2.1 : Les éléments de réduction dus au poids propre

D'après calcul du l'R.D.M on trouve que le moment fléchissant et l'effort tranchant sous la forme suivante

Les réactions :

$$R_A = R_B = \frac{g \times L}{2}$$

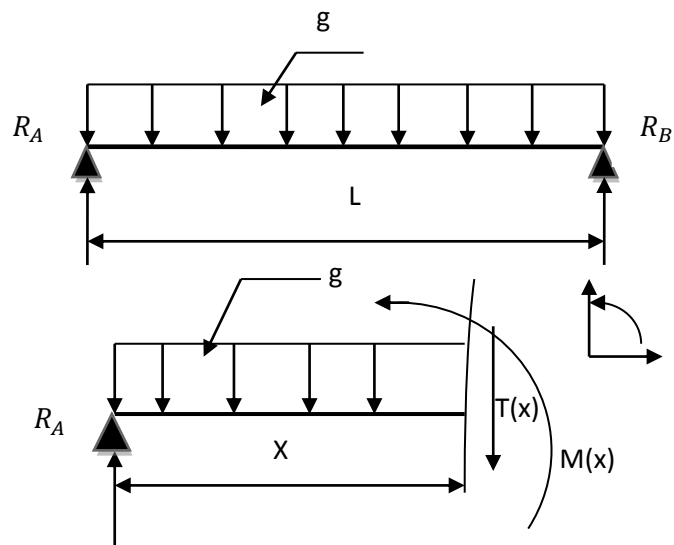
Le moment

$$M(x) = \frac{g \times L}{2} \times x - \frac{g \times x^2}{2}$$

L'effort tranchant

$$T(x) = R_a - g \times x$$

a) Pour poutre seule



section	g(t/ml)	R(t)	M(t.m)	T(t)
0	1,415	24,76	0	24,76
0,25L	1,415	/	162,5	12,38
0,5L	1,415	/	<b>216,67</b>	0

**Tableau .V.1** : les éléments de réduction due au poids propre pour chaque poutre

**b) Pour la dalle**

section	g(t/ml)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	inter	rive	inter	rive	inter	rive	Inter	rive
0	0,935	0,7975	16,36	13,95	0	0	16,36	13,95
0,25L	0,935	0,7975	/	/	107,37	91,58	8,17	6,97
0,5L	0,935	0,7975	/	/	<b>143,17</b>	<b>122,11</b>	0	0

**Tableau .V.2 :** les éléments de réduction due au poids propre de la dalle revient à la poutre

**c) revêtement et la chape d'étanchéité**

section	g(t/ml)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	inter	rive	inter	rive	inter	Rive	Inter	rive
0	0,299	0,167	5,23	2,92	0	0	5,23	2,92
0,25L	0,299	0,167	/	/	34,33	19,17	2,61	1,45
0,5L	0,299	0,167	/	/	45,78	25,57	0	0

**Tableau .V.3 :** les éléments de réduction due au poids propre de revêtement et la chape d'étanchéité revient à la poutre

**d) Le poids du trottoir, corniche et les gardes corps**

section	g(t/ml)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	inter	rive	inter	rive	inter	Rive	inter	rive
0	/	1,025	/	17,937	/	0	/	17,937
0,25L	/	1,025	/	/	/	117,714	/	8,968
0,5L	/	1,025	/	/	/	156,953	/	0

**Tableau .V.4:** Les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir + corniche +Gc.

**Remarque**

En ce qui concerne le poids de l'entretoise,

On considère comme une charge concentre

Applique sur les appuis

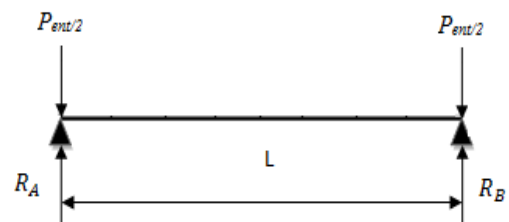
$$P_{ent}=31,62 \text{ t} \Rightarrow \frac{P_{ent}}{2} = 15,81 \text{ t}$$

➤ Les réactions sous le poids de l'entretoise

**$R_A= R_B= 15,81 \text{ t}$**

➤ Moment sous le poids de l'entretoise

**$M=0 \text{ t.m}$**



e) Tableau de M, R et T totaux dus au poids propre

section	R(t)		M(t.m)		T(t)	
	inter	Rive	inter	rive	inter	rive
0	46,35	59,57	0	0	46,35	59,57
0,25L	/	/	304,22	390,98	23,17	33,24
0,5L	/	/	<b>405,62</b>	<b>521,31</b>	0	0

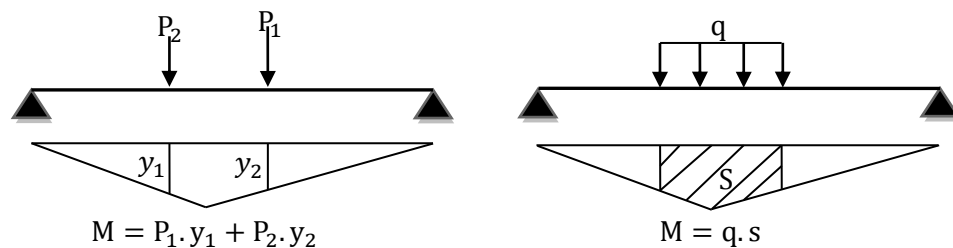
Tableau .V.5: Donnant les charges permanentes reprise par chaque type de poutre

V.3.Sollicitation dues aux charges roulantes

Utilisation des lignes d'influences

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplacé sur la poutre.

Dans le cas de la force concentrée, le moment est calculé en multipliant cette force par l'ordonnée de la ligne d'influence, alors que pour la charge répartie uniformément, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.



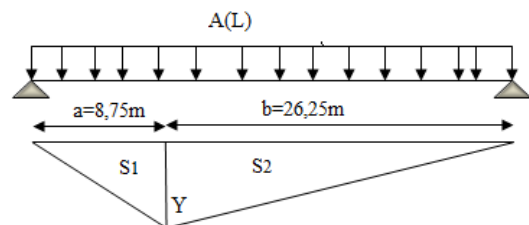
Théorème de barrée

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi sont symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

a) Pour  $x=L/4$

➤ Surcharge A(l)



$$Y = \frac{a \times b}{L} = \frac{8,75 \times 26,25}{35} = 6,5625m$$

$$S = S1 + S2 = \frac{(a+b) \times Y}{2} = \frac{(8,75 + 26,25) \times 6,5625}{2}$$

$$S = 114,84 \text{ m}^2$$

➤ **Système Bc**

Pour obtenir le moment maximal en une section donnée C il faut à chaque fois placer une des forces sur cette section puis vérifier les inégalités suivantes :

$$W_{L1} > \frac{W \times a}{L}$$

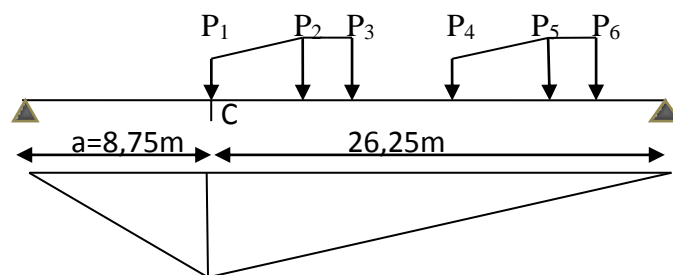
$$W_{L2} < \frac{W \times a}{L}$$

W : résultante des forces se trouvant sur la poutre.

W<sub>L1</sub> : résultante des forces appliquées à gauche de C y compris celle sur C.

W<sub>L2</sub> : résultante des forces appliquées à gauche de C en négligeant celle sur C.

a : L'abscisse du point C par rapport à l'appui de gauche.



On obtient le tableau suivant

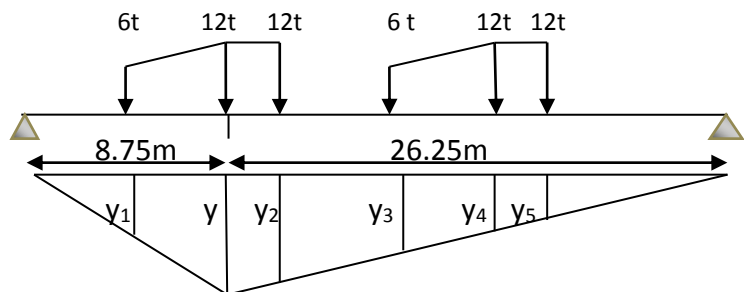
Force en C	W	$\frac{W \times a}{L}$	W <sub>L1</sub>	$W_{L1} > \frac{W \times a}{L}$	W <sub>L2</sub>	$W_{L2} < \frac{W \times a}{L}$
P <sub>1</sub> =6t	60	15	6	non	0	oui
P <sub>2</sub> =12t	60	15	18	oui	6	oui
P <sub>3</sub> =12t	60	15	30	oui	18	non
P <sub>4</sub> =6t	54	13,5	30	oui	24	non
P <sub>5</sub> =12t	42	10,5	30	oui	18	non
P <sub>6</sub> =12t	30	7,5	30	oui	18	non

**Tableau .V.6** : les calculs relatifs à la détermination de la position critique du system Bc

Selon le tableau, on distingue 1 cas qui vérifie les inégalités précédentes :

**1<sup>er</sup> cas : P2 sur c :**

y	6.56
y <sub>1</sub>	3.19
y <sub>2</sub>	6.19
y <sub>3</sub>	5.06
y <sub>4</sub>	4.68
y <sub>5</sub>	4.31



**Tableau. V.7** : Les valeurs de y<sub>i</sub>.

a) Les moments

$$M = \sum P_i \times y_i$$

Le cas	Moment (t.m)
1	310,38

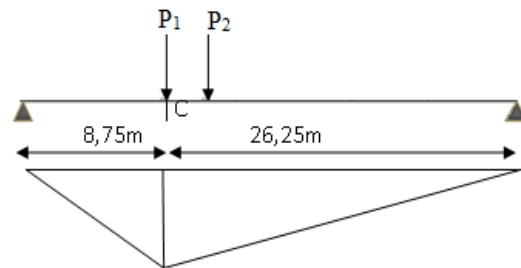
➤ System Bt

On vérifie les inégalités :

$$W_{L1} > \frac{W \times a}{L}$$

$$W_{L2} < \frac{W \times a}{L}$$

On obtient le tableau suivant :



Force en C	W	$\frac{W \times a}{L}$	$W_{L1}$	$W_{L1} > \frac{W \times a}{L}$	$W_{L2}$	$W_{L2} < \frac{W \times a}{L}$
$P_1=16t$	32	8	16	oui	0	oui
$P_2=16t$	32	8	32	oui	16	non

Tableau . V.8 : les calculs relatifs a la détermination de la position critique du system Bt

$P_1=16t$	$y_1$	6,5625m
$P_2=16t$	$y_2$	6,225m

Tableau. V.9 : Les valeurs de  $P_i$  et  $y_i$

• Le moment pour  $P_1$  sur C  
 $M = \sum P_i \times y_i$

$$M = 204,6 \text{ t.m}$$

a) Convoi  $M_{C120}$

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8.75}{35} = 0,25.$$

$$\alpha \times d = 0,25 \times 6,1 = 1,525m.$$

$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 6,1 = 4,575m.$$

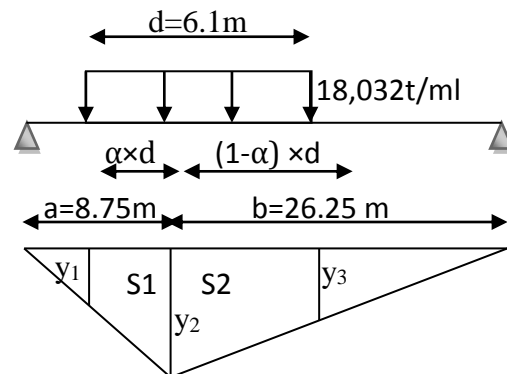
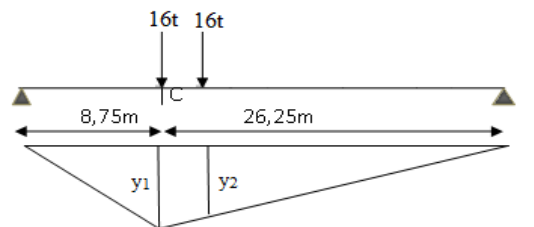
$$y_1 = y_3 = 5,42.$$

$$y_2 = 6.56$$

$$S = S1 + S2.$$

$$S = \frac{(5.42 + 6.56) \times (1,525 + 4,575)}{2}.$$

$$S = 36,54.m^2$$





**b) Convoi D<sub>240</sub>**

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8.75}{35} = 0,25.$$

$$\alpha \times d = 0,25 \times 18,6 = 4,65m.$$

$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 18,6 = 13,95m.$$

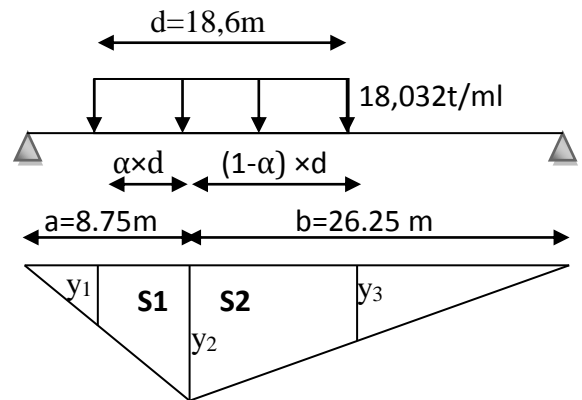
$$y_1 = y_3 = 3,07m.$$

$$y_2 = 6,56$$

$$S = S1 + S2.$$

$$S = \frac{(3,07 + 6,56) \times (4,65 + 13,95)}{2}.$$

$$S = 89,59.m^2$$



**V.2.1.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant à x=0.25L**

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 8
A(L)	1 voie	0,9959	3,45	114,84	396,19	49,52
	2 voie	0,9959	6,90		792,39	99,05
	3 voie	0,9959	9,32		1070,31	133,79
Bc	1 file	E.AV	7,77	8,25	310,38	38,7975
		E.AR	15,54	21,74		
	2 file	E.AV	14,24	8,25	620,76	77,595
		E.AR	28,49	21,74		
	3 file	E.AV	18,45	8,25	931,14	116,3925
		E.AR	36,90	21,74		
Bt	1 tandem	16	16,976	12,79	204,64	25,58
	2 tandems	32	33,952	12,79	409,29	51,16
Mc120		18,03	19,27	36,54	704,12	88,01
D240		12,90	12,90	89,59	1156,23	144,53

**Tableau .V.10 :** Récapitulatif des moments fléchissant à x=0.25L.

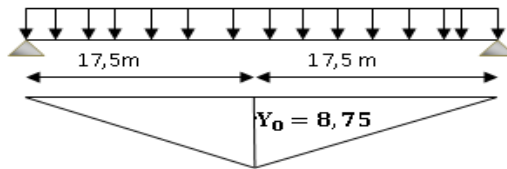
V.2.1.3 : Pour X=0.5L

a) Système A(L)

$$Y = 17,5^2 / 35$$

$$Y = 8,75\text{m}$$

$$S = 2 \left( \frac{17,5 \times 8,75}{2} \right)$$



b) Système Bc

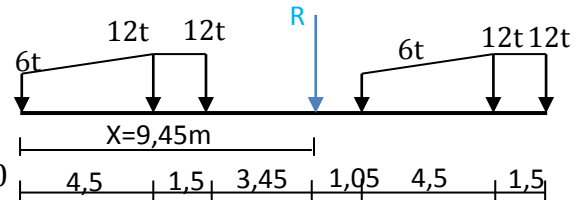
On utilise le théorème de BARRE pour déterminer le moment maximum (section dangereuse) dans la poutre.

$$R = 2 \times 6 + 4 \times 12 = 60\text{ t}$$

1) Position de la résultante

$$X = 12[(4,5 + 6 + 15 + 16,5) + 6(10,5)] / 60$$

$$X = 9,45\text{ m}$$



2) 1<sup>er</sup> cas : la résultante R se trouve à la droite de l'axe de la poutre

$$d = X - 6 = 3,45\text{ m}$$

$$d/2 = a = 1,725\text{ m}$$

$$Y = \frac{15,775 \times 19,225}{35}$$

$$Y = 8,66\text{ m}$$

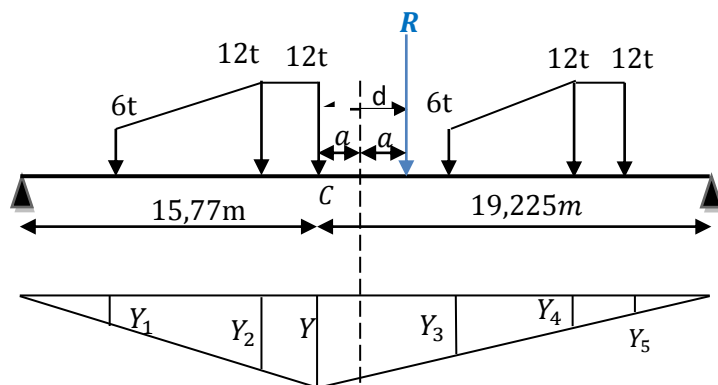
$$Y_1 = 5,37\text{ m}$$

$$Y_2 = 7,84\text{ m}$$

$$Y_3 = 6,63\text{ m}$$

$$Y_4 = 4,60\text{ m}$$

$$Y_5 = 4,71\text{ m}$$



$\sum Y_i = 12$       essieux avant

$\sum Y_i = 25,81$  essieux arrière

3) 2<sup>eme</sup> cas : la résultante R se trouve a la gauche de l'axe de la poutre

$X = 7,05$  m

$d = X - 6 = 1,05$  m

$d/2 = 0,525$  m

$Y = \frac{18,025 \times 16,975}{35}$

$Y = 8,74$  m

$Y_1 = 3,65$  m

$Y_2 = 5,83$  m

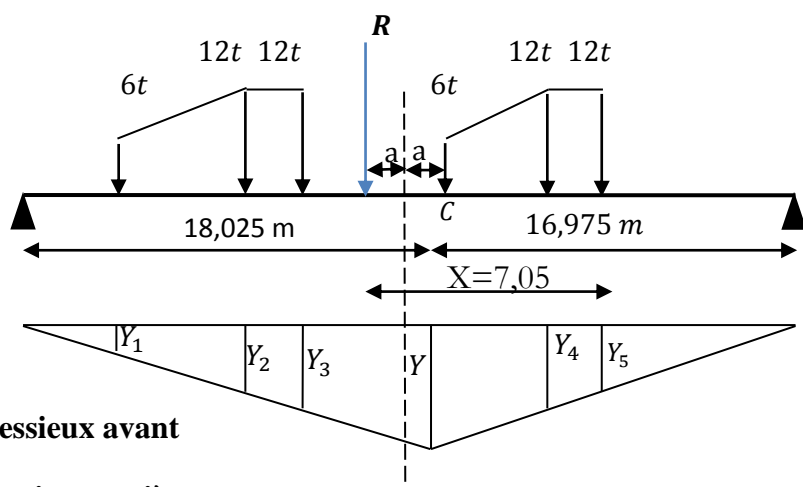
$Y_3 = 6,56$  m

$Y_4 = 6,42$  m

$Y_5 = 5,65$  m

$\sum Y_i = 12,39$

$\sum Y_i = 24,46$



essieux avant

essieux arrière

4) L'effet le plus défavorable

	1 <sup>ere</sup> cas	2 <sup>eme</sup> cas
file 1	$6 \times 12 + 12 \times 25,81 = 381,72$	$6 \times 12,39 + 12 \times 24,46 = 367,86$
file 2	$12 \times 12 + 24 \times 25,81 = 763,44$	$12 \times 12,39 + 24 \times 24,46 = 735,72$
file 3	$18 \times 12 + 36 \times 25,81 = 1145,16$	$18 \times 12,39 + 36 \times 24,46 = 1103,58$

Dans le tableau le 1<sup>ere</sup> cas est l'effet le plus défavorable

c) System Bt

Le système peut prendre n'importe position (R à droite ou à gauche l'axe de la poutre) sans influencer sur le résultat.

$R = 2 \times 16 = 32$  t

1) Position de la résultante

$$X = \frac{16 \times 1,35}{32}$$

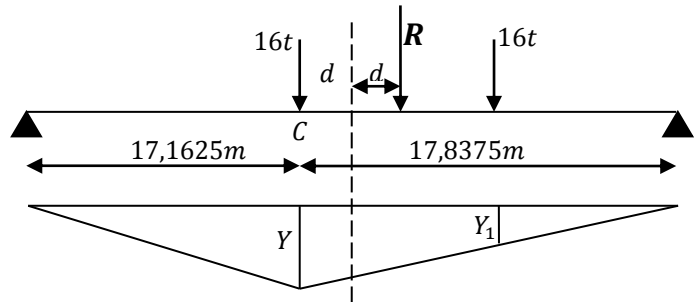
$$X = 0,675 \text{ m}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{X}{2} = 0,3375 \text{ m}$$

$$Y = \frac{(17,1625 \times 17,8375)}{35} = 8,75 \text{ m}$$

$$Y_1 = 8,09 \text{ m}$$

$$\Sigma Y_i = 16,84 \text{ m}$$



d) Système Mc120

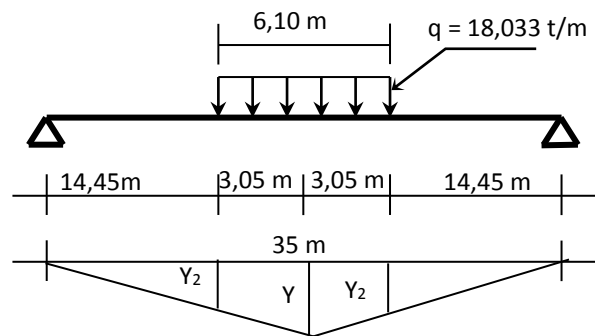
Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie.

$$Y = 8,75 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 7,225 \text{ m}$$

$$S = 2 \left( \frac{8,75 + 7,225}{2} \right) 3,05$$

$$S = 48,72 \text{ m}^2$$



e) Système D240

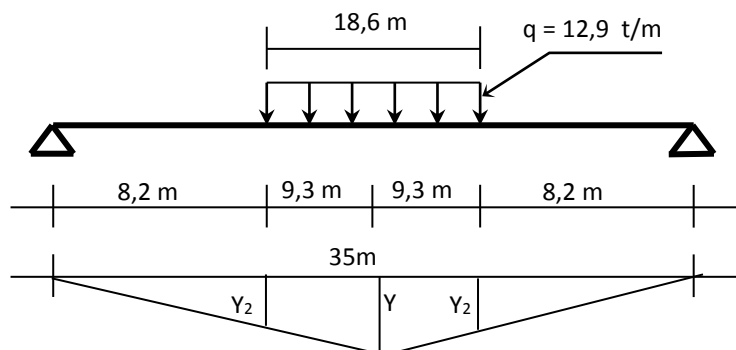
Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie.

$$Y = 8,75 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 4,1 \text{ m}$$

$$S = 2 \left( \frac{8,75 + 4,1}{2} \right) 9,3$$

$$S = 119,505 \text{ m}^2$$



V.2.1.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant à x=0. 5L

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 8
A(L)	1 voie	0,9959	3,45	153,125	528,28	66,03
	2 voie	0,9959	6,90		1056,56	132,07
	3 voie	0,9959	9,32		1427,12	178,39
Bc	1 file	E.AV	7,77	12	381,72	47,715
		E.AR	15,54	25,81		
	2 file	E.AV	14,24	12	763,44	95,43
		E.AR	28,49	25,81		
	3 file	E.AV	18,45	12	1145,16	143,145
		E.AR	36,90	25,81		
Bt	1 tandem	16	16,976	16,84	269,44	33,68
	2 tandems	32	33,952	16,84	538,88	67,36
Mc120		18,03	19,27	48,72	938,83	117,35
D240		12,90	12,90	119,505	1541,61	192,7

Tableau.V.11 : Récapitulatif des moments fléchissant à x=0.5L.

V.2.2 : Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

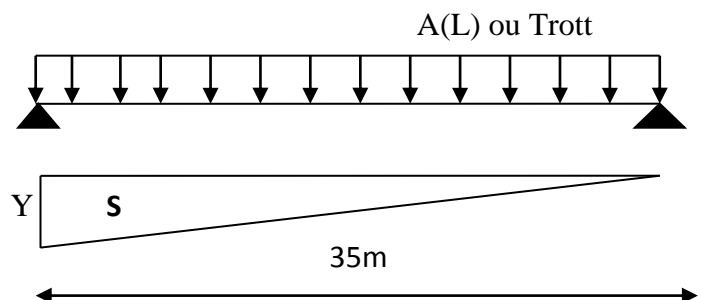
V.2.2.1 : Pour X= 0

a) Surcharges A (L) ou trottoir

$$y = \frac{b}{L} = \frac{L}{L} = 1.$$

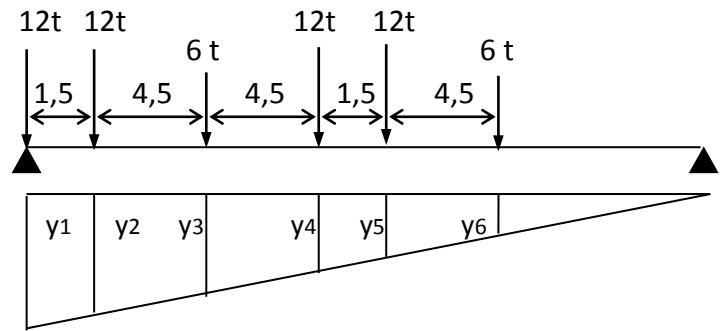
$$S = \frac{y \times L}{2} = \frac{35}{2} = 17,5m^2.$$

y	1
S	17,5



**b) Surcharges B<sub>c</sub>**

y <sub>1</sub>	1
y <sub>2</sub>	0,96
y <sub>3</sub>	0,83
y <sub>4</sub>	0,70
y <sub>5</sub>	0,66
y <sub>6</sub>	0,53



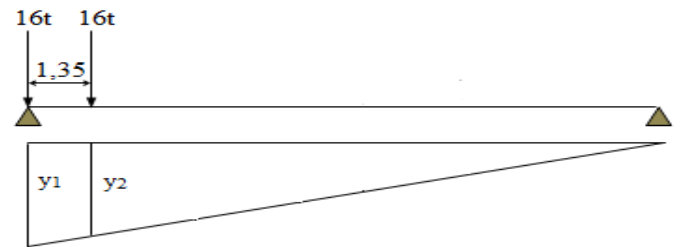
$\Sigma Y_i = 1,36$       Essieux avant

$\Sigma Y_i = 3.32$       Essieux arrière

**System Bt**

y <sub>1</sub>	1
y <sub>2</sub>	0,96

$\Sigma Y_i = 1,96$



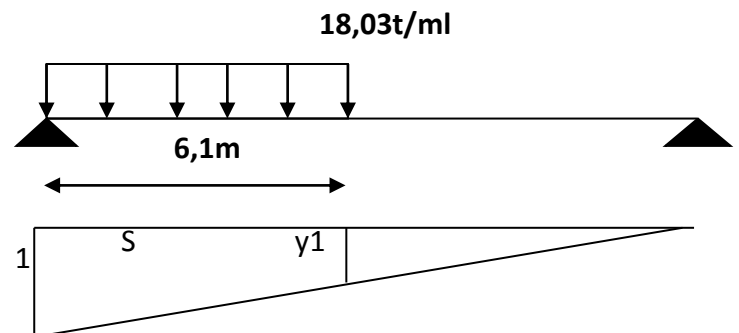
**c) Surcharges M<sub>c</sub> 120**

$y_i = 0,83.$

$S = (1 + 0.83) \times \frac{6,1}{2}.$

$S = 5,58m^2.$

y <sub>1</sub>	0,83
S	5,58



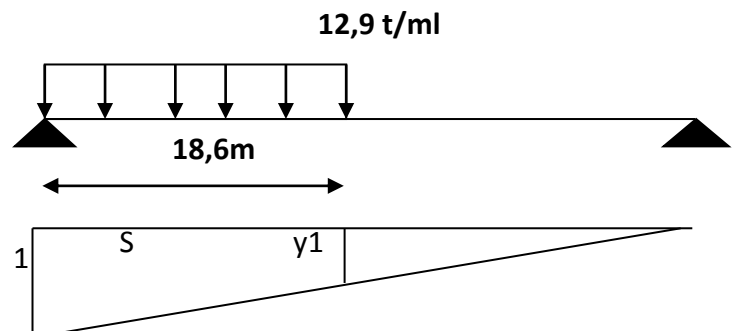
**d) Surcharges D<sub>240</sub>**

$y_i = 0,47.$

$S = (1 + 0.47) \times \frac{18,6}{2}.$

$S = 13,67m^2.$

y <sub>1</sub>	0,47
S	13,67



V.2.2.2 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à x=0,00L

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	T (t)	$T_0=T / 8$
A(L)	1 voie	0,9959	3,45	17,5	60,37	7,54
	2 voie	0,9959	6,90		120,75	15,09
	3 voie	0,9959	9,32		163,1	20,38
Bc	1 file	E.AV	7,77	1,36	48	6
		E.AR	15,54	3,32		
	2 file	E.AV	14,24	1,36	96	12
		E.AR	28,49	3,32		
	3 file	E.AV	18,45	1,36	144	18
		E.AR	36,90	3,32		
Bt	1 tandem	16	16,98	1,96	31,36	3,92
	2 tandems	32	33,95	1,96	62,72	7,84
Mc120		18,03	19,27	5,58	107,53	13,44
D240		12,90	12,90	13,67	176,34	22,04

Tableau.V.12 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à x=0 ,00L.

V.2.2.3 : Pour X=L/4

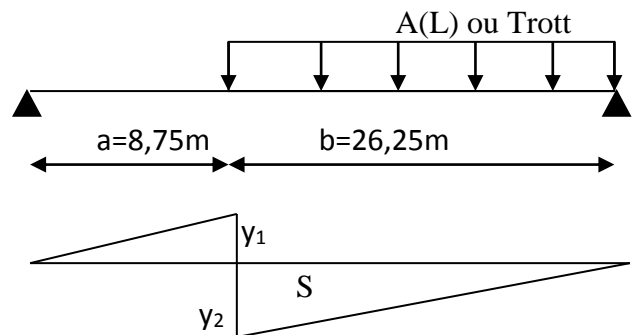
a) surcharges A (L) ou sur trottoir

$$y_1 = \frac{a}{L} = \frac{8,75}{35} = 0,25.$$

$$y_2 = \frac{b}{L} = \frac{26,25}{35} = 0,75.$$

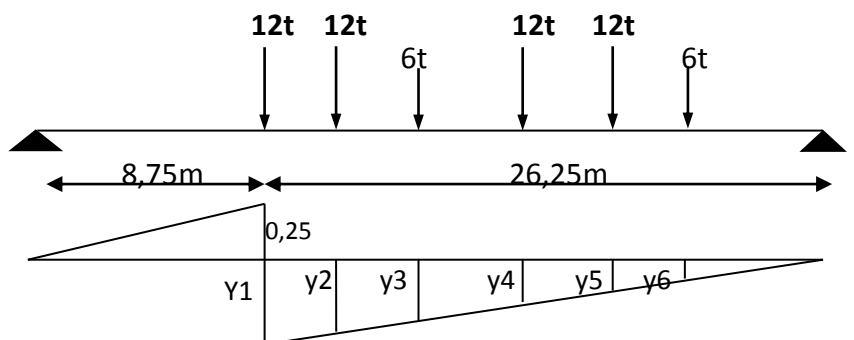
$$S = \frac{y_2 \times b}{2} = \frac{0,75 \times 26,25}{2}.$$

$$S = 9.84..m^2.$$



b) Surcharges Bc

y1	0,75
y2	0,71
y3	0,58
y4	0,45
y5	0,41
y6	0,28



$\sum Y_i = 0.86$  Essieux avant

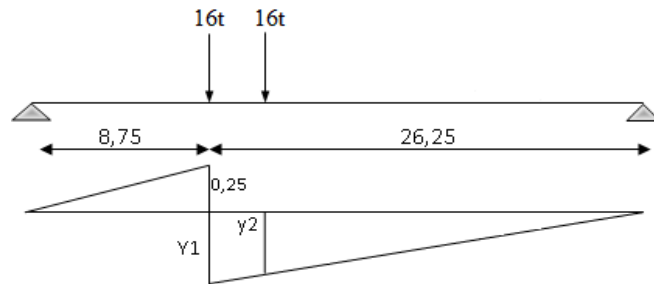
$\sum Y_i = 2.32$  Essieux arrière

➤ System Bt

$y_1 = 0,75$

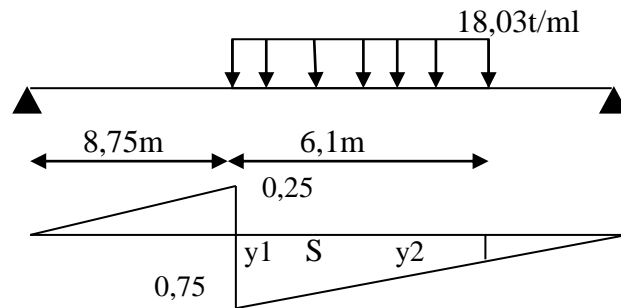
$y_2 = 0,71$

$\sum Y_i = 1,46$



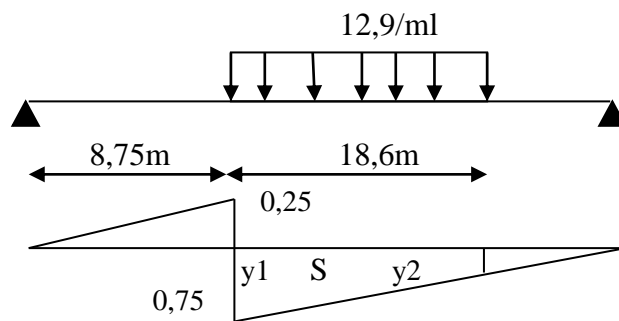
c) surcharges M<sub>C</sub> 120

$y_1$	0,75
$y_2$	0,431
S	3,60



d) surcharges D240

$y_1$	0,75
$y_2$	0,22
S	9,02





V.2.2.4 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à  $x=0,25L$ 

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	T (t)	$T_0=T / 8$
A(L)	1 voie	0,9959	3,45	9,84	33,95	4,24
	2 voie	0,9959	6,90		67,89	8,48
	3 voie	0,9959	9,32		91,7	11,46
Bc	1 file	E.AV	7,77	0,86	33	4,125
		E.AR	15,54	2,32		
	2 file	E.AV	14,24	0,86	66	8,25
		E.AR	28,48	2,32		
	3 file	E.AV	18,45	0,86	99	12,375
		E.AR	36,90	2,32		
Bt	1 tandem	16	16,97	1,46	23,36	2,92
	2 tandem	32	33,952	1,46	46,72	5,84
Mc120		18,03	19,27	3,60	69,372	8,6715
D240		12,90	12,90	9,02	116,358	14,54475

Tableau.V.13 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à  $x=0,25L$ .

# VI Répartition Transversale des efforts

---

## VI.1. Introduction

Le théorème de Barré nous a permis de déterminer la section dangereuse et les valeurs maximales des sollicitations globales sous chaque système de charge dans le sens longitudinal du tablier. Il nous reste de que de faire une étude sur la répartition transversale de ces sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre et de déduire la poutre la plus sollicitée.

Pour cela, deux méthodes sont les plus utilisées suivant la déformabilité transversale du tablier à savoir :

- **La méthode de J-Courbons** : utilisée dans le cas des tabliers qui contient des entretoises pouvant être considérées infiniment rigides.
- **La méthode de Guyon-Massonnet** : utilisée dans le cas contraire à la première où la flexibilité des entretoises n'est pas négligeable.

Le choix de la méthode utilisée dépend de la rigidité d'entretoisement.

## VI.2. Choix de la méthode

La rigidité de l'entretoisement est définie comme suit :

$$\text{Avec : } r = \frac{n}{2} \cdot \frac{a}{L} \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$$

**n** : nombre des poutres.

**a** : distance d'entre axes des poutres.

**L** : portée des poutres.

**I<sub>P</sub>** : moment d'inertie d'une poutre.

**I<sub>E</sub>** : moment d'inertie d'une entretoise.

- Si  $r < 0.3$  l'entretoise rigide est infinie, ce qui fait que la répartition transversale est linéaire, telle est l'hypothèse de **COURBON**.
- Si  $r \geq 0.3$ , la rigidité de l'entretoise est finie, cela dit que la répartition transversale n'est pas linéaire, mais à une allure parabolique, dans ce cas on utilisera la méthode de **GUYON MASSONNET**.

Pour notre projet :

$$L = 35\text{m}$$

$$n = 8 \text{ poutres}$$

$$\alpha = 1.7\text{m}$$

### Remarque

1. Notre pont ne comporte pas des entretoises, donc l'hourdis jouera le rôle des entretoises, soit une bande de 1m de hourdis est définie comme une entretoise.

Moment d'inertie d'une entretoise  $I_E$  :

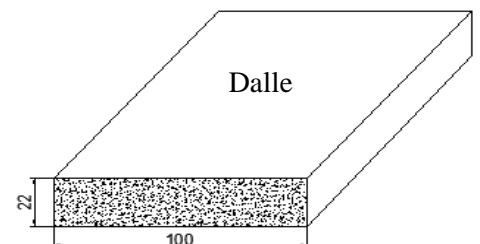
$$I_E = \frac{dh^3}{12} = \frac{100 \cdot 22^3}{12} = 88733.33\text{cm}^4$$

Pour une poutre intermédiaire :

$$I_P = 24218619,3\text{cm}^4$$

$$r = \frac{8}{2} \cdot \frac{1.7}{35} \sqrt[4]{\frac{24218619.3}{88733.33}} = 0.789$$

$r > 0.3$ , donc on utilise la méthode de **GUYON MASSONNET**.



### VI.3.Principes fondamentaux de la méthode de GUYON. MASSONNET

Cette méthode est basée sur deux principes fondamentaux :

- ✚ Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue Qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.

$$P(x) = p. \sin \frac{\pi. x}{L}$$

Avec :

P est constante et L la portée de la travée. Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier en fonction de l'abscisse longitudinale.

### VI.3.1. Paramètre de calcul

**n=8** (nombre des poutres).

**a= 1.7m** (entre axe des poutres).

**b** : demi largeur active du pont.

Avec :  $2b = n.a = 8 \times 1.7 = 13.6 \text{ m}$      $b = 6.8\text{m}$

#### ▪ Rigidité flexionnelle par unité de longueur

##### ➤ Poutre

$\rho_p$  : Rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

$$\rho_p = \frac{E.I_p}{a} = \frac{24218619,3E}{170} = \mathbf{142462,466E}$$

##### ➤ Dalle

$\rho_D$  : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur.

$$\rho_D = \frac{E.I_E}{100} = \frac{88733.33}{100} = \mathbf{887,3333E}$$

#### ▪ Rigidité torsionnelle $\gamma_p, \gamma_D$

##### ➤ Poutre :

$\gamma_p$  : Rigidité torsion elle des poutres par unité de longueur.

$$C_p = \frac{G}{3} \left( \sum b_i. h_i^3 + \frac{a. h^3}{2} \right) \quad \text{avec } G = E / 2 (1 + \nu)$$

h: la hauteur de la dalle.

$b_i$ : la plus grand portée.

$h_i$ : la plus petite coté.

G: module de déformation transversale du béton.

$\gamma = 0.2$  coefficient de poison.

▪ **Section homogénéisée**

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre  $C_p$  il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

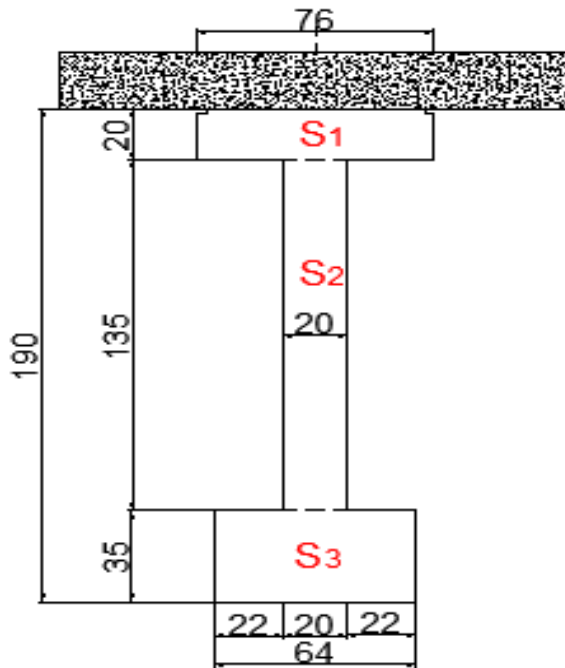


Figure .VI.1 : Section médiane

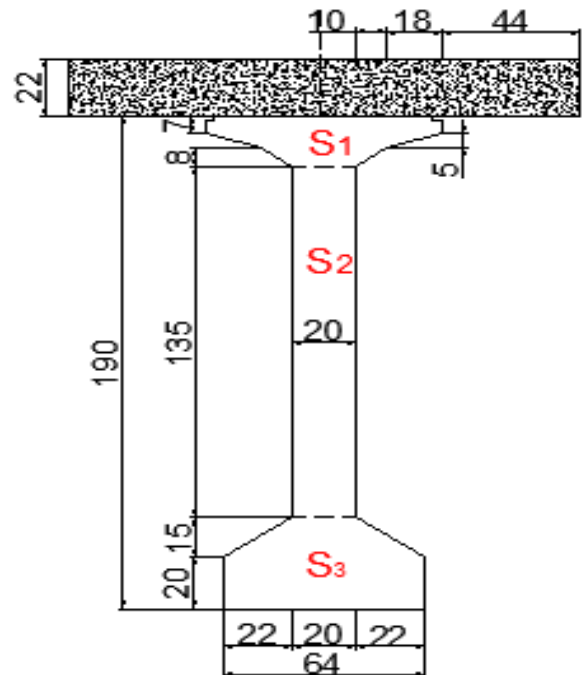


Figure.VI.2 :Section médiane courante

$$S_1 = (70 \times 2) + (5 \times 76) + (5 \times 18) + (8 \times 10) + 2(10 \times 5) + (12 \times 20) = 1050 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 135 \times 20 = 2700 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 20 \times 64 + 15 \times 22 \times 2 = 1940 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = \frac{S_1}{76} = \frac{1510}{76} = 19,87 \text{ cm}$$

$$h_3 = \frac{S_3}{64} = \frac{1940}{64} = 30,31 \text{ cm}$$

$$h_2 = 190 - (h_1 + h_3) = 139,82 \text{ cm}$$

Donc :

$$C_p = \left( 30,31^3 \times 64 + 139,82 \times 22^3 + 19,87^3 \times 76 + \frac{22^3 \times 170}{2} \right) \left( \frac{E}{2,4 \times 3} \right)$$

$$C_p = 662809,403E$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{662809,403E}{170} = 3898,87884E$$

➤ **Dalle**

$$\gamma_D = \frac{C_D}{a} = \frac{73944,44E}{100} = 739,44E$$

$$\text{avec: } C_D = \frac{G \cdot b \cdot h^3}{2 \times 3} = \frac{E \cdot 100 \cdot 22^3}{6 \times 2,4} = 73944,44E$$

### VI.3.2. Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}} = 0,206$$

$$\alpha = \mathbf{0.206}$$

### VI.3.3. Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}}$$

$$\text{Avec : } b = 6,8m, L = 35m \Rightarrow \theta = \mathbf{0,691}$$

## VI.4. Détermination des coefficients de répartition transversale

### VI.4.1 : Coefficient de répartition transversale k

Il dépend :

- ❖ Du paramètre de l'entretoisement.
- ❖ Du paramètre de torsion  $\alpha$
- ❖ De l'ordonnée relative ( $y$ ) et de la section où on veut étudier le moment Les valeurs de  $K$  pour  $\alpha = 0$   $\alpha = 1$  et  $1 \leq \theta \leq 2$  sont données dans les tableaux de **Guyon-Massonnet**. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler Pour un calcul rigoureux de  $K$  dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après **Sattler**.

$$\text{❖ Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$$

$$\text{❖ Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$$

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

$$\text{Où } \beta = 1 - e^{\left[ \frac{(0,065-\theta)}{0,663} \right]} = 0,611$$

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

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

Dans le cas où  $\theta$  calculé n'apparaît pas dans les tableaux on fait l'interpolation. Et si la poutre se trouve entre deux sections on fait aussi une interpolation.

Notre cas donne :

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

Après le traçage des lignes d'influences. On dispose les surcharges de façon pour avoir le cas le plus défavorable.

➤ Surcharges concentrées :

$$k_{\alpha\text{moy}} = \frac{\sum_i p_i \times k_i}{\sum_i p_i} = \frac{\sum_i k_i}{n}$$

➤ Surcharges réparties :

$$k_{\alpha\text{moy}} = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée} / \text{largeur surchargée})$$

➤ Moment fléchissant longitudinal réel :

$$k_{\text{reel}} = k_{\alpha\text{moy}} \times M_0. \text{ avec } M_0 = \frac{M_T}{8}$$

#### a. Évaluation des valeurs de $k_0$

Théta=0.65	Alfa= 0=> K0								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2	-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau VI.1 : Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=0,65$

Théta=0.7	Alfa= 0=> K0								
y <sup>e</sup>	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

**Tableau.VI.2** : Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=0,7$ .

À Partir des deux tableaux de  $k_0$  correspondant à  $\theta=0,65$  et  $\theta=0,70$  par interpolation par la formule suivante :

$$0.70 \longrightarrow K_0(\theta = 0.70)$$

$$0.691 \longrightarrow K_0(\theta = 0.691)$$

$$0.65 \longrightarrow K_0(\theta = 0.65)$$

$$K_0(\theta = 0.691) = 0.82K_0(\theta = 0.70) + 0.18K_0(\theta = 0.65)$$

Théta=0.691	Alfa= 0=> K0								
y <sup>e</sup>	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0496	0,5600	1,0569	1,4790	1,6738	1,4790	1,0569	0,5600	0,0496
b/4	-0,3434	0,1190	0,5889	1,0611	1,4790	1,6942	1,5481	1,2047	0,8116
b/2	-0,5130	-0,1744	0,1829	0,5889	1,0569	1,5481	1,9312	2,0574	2,0785
3b/4	-0,5775	-0,3885	-0,1744	0,1190	0,5600	1,2047	2,0574	3,0148	3,9088
b	-0,612	-0,5775	-0,5130	-0,3434	0,0496	0,8116	2,0785	3,9088	6,1721

**Tableau.VI.3** : Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta =0,691$  par interpolation.

#### a. Évaluation des valeurs de $k_1$

Théta=0.65	Alfa= 0=> K1								
y <sup>e</sup>	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

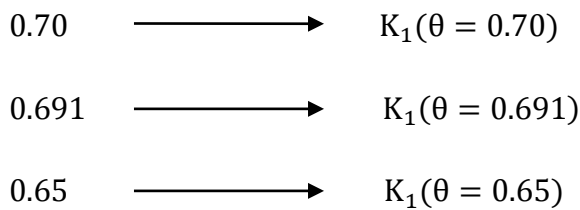
**Tableau.VI.4** : Les valeurs  $k_1$  pour  $\theta=0.65$ .



Théta=0.7	Alfa= 0=> K1								
y <sup>e</sup>	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

**Tableau.VI.5** : Les valeurs  $k_1$  pour  $\theta=0.7$

À Partir des deux tableaux de  $k_1$  correspondant à  $\theta=0,65$  et  $\theta=0,70$  On tire le tableau de  $k_1$  Pour  $\theta=0.691$  par interpolation par la formule suivante :



$$K_1(\theta = 0.298) = 0.82K_1(\theta = 0.70) + 0.18K_1(\theta = 0.65)$$

Théta=0.691	Alfa= 0=> K1								
y <sup>e</sup>	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,71529	0,836742	0,993056	1,168858	1,269786	1,168858	0,993056	0,836742	0,71529
b/4	0,48945	0,59815	0,74601	0,944708	1,168858	1,321898	1,276856	0,338396	1,049466
b/2	0,34285	0,433958	0,561258	0,74601	0,993056	1,276856	1,50305	1,545512	1,521574
3b/4	0,24967	0,325686	0,433958	0,59815	0,836742	1,158396	1,545512	1,914534	2,148638
b	0,18520	0,249674	0,342858	0,489458	0,71529	1,049466	1,521574	2,148638	2,902546

**Tableau.VI.6** : Les valeurs de  $k_1$  pour  $\theta =0,691$  par interpolation.

**a. Détermination des  $K_\alpha$  pour  $\theta = 0.691$  et  $\alpha = 0.206$**

$$0,1 \leq \theta \leq 1: K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta; \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right)}$$

Théta=0.691	Alfa= 0.206=> K Alfa								
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3032	0,66545	1,03264	1,36093	1,51995	1,36093	1,03264	0,66545	0,30320
b/4	-0,0262	0,30151	0,64876	1,01682	1,36093	1,55243	1,44483	0,87477	0,90226
b/2	-0,1870	0,05731	0,32705	0,64876	1,03264	1,44483	1,76816	1,86244	1,86639
3b/4	-0,2625	-0,11652	0,05731	0,30151	0,66545	1,18710	1,86244	2,59577	3,23842
b	-0,3083	-0,26250	-0,18706	-0,02621	0,30320	0,90226	1,86639	3,23842	4,92680

**Tableau.VI.7 :** les valeurs de  $K_\alpha$  pour  $\theta = 0.691$  et  $\alpha = 0.206$

**VI.4.2 Les positions des poutres**

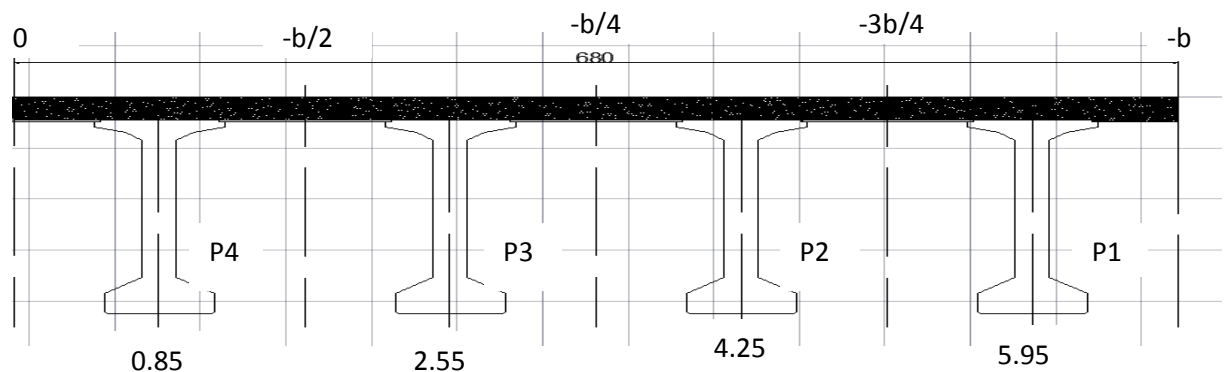
On applique la méthode de GUYON MASSONNET par la considération d'une largeur active 2b.

Toutes les valeurs calculées précédemment étant basées sur la largeur active, il est donc nécessaire que les poutres principales soient définies avec leurs positions actives, il en est de même de l'excentricité des charges.

Lorsque les coordonnées réelles des poutres  $y_p$  ne coïncident pas avec les valeurs de y des tables de GUYON MASSONNET, on doit faire une interpolation linéaire pour trouver les valeurs de  $K_\alpha$  en ces coordonnées.

**Formule générale d'interpolation :**  $K_\alpha = K_1 + \left[ \frac{(K_2 - K_1) \cdot (y - y_1)}{(y_2 - y_1)} \right]$

Les positions actives des poutres sont données sur la figure suivante :



**Figure VI.3 :** Demi-largeur active

- $k_\alpha$  Pour la poutre 1  
 $y = 5.95$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,285428	-0,189506	-0,064878	0,137651	0,484323	1,044680	1,864414	2,917097	4,082611

Tableau VI.8 : les valeurs de  $k_\alpha$  Pour la poutre 1.

- $k_\alpha$  Pour la poutre 2  
 $y = 4.25$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,2247	-0,02960	0,19218	0,47514	0,84904	1,31597	1,81530	2,2291	2,55241

Tableau .VI.9 : les valeurs de  $k_\alpha$  Pour la poutre 2.

- $k_\alpha$  Pour la poutre 3  
 $y = 2.55$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P3	-0,106637	0,179410	0,487908	0,832792	1,196785	1,498631	1,606496	1,368607	1,384325

Tableau .VI.10 : Les valeurs  $k_\alpha$  Pour la poutre 3.

- $k_\alpha$  Pour la poutre 4  
 $y = 0.85$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P3	0,138494	0,483480	0,840701	1,188876	1,440438	1,456678	1,238737	0,770110	0,602730

Tableau .VI.11 : Les valeurs  $k_\alpha$  Pour la poutre 4

- Tableau récapitulatif des  $K_\alpha$

y <sup>e</sup>	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P <sub>1</sub>	-0,28542	-0,18950	-0,06487	0,13765	0,48432	1,04468	1,86441	2,91709	4,08261
P <sub>2</sub>	-0,22478	-0,02960	0,19218	0,47514	0,84904	1,31597	1,81530	2,22910	2,55241
P <sub>3</sub>	-0,10663	0,179410	0,48790	0,83279	1,19678	1,49863	1,60649	1,36860	1,38432
P <sub>4</sub>	0,138494	0,483480	0,84070	1,18887	1,44043	1,45667	1,23873	0,77011	0,60273

Tableau .VI.12 : récapitulatif des  $K_\alpha$  pour P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub>

## VI.5. Calcul des moments réels dans chaque poutre

Système		$M_0 = M/8$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3		Poutre4	
			$k_{\text{amoy}}$	$M_{\text{réel}}$	$k_{\text{amoy}}$	$M_{\text{réel}}$	$k_{\text{amoy}}$	$M_{\text{réel}}$	$k_{\text{amoy}}$	$M_{\text{réel}}$
A(l)	1Voie	66,03	2,248	148,43544	1,938	127,96614	1,492	98,51676	1,062	70,12386
	2Voies	132,07	1,633	215,67031	1,354	178,82278	1,362	179,87934	1,231	162,57817
	3Voies	178,39	<b>0,850</b>	151,6315	1,19	212,2841	0,845	150,73955	1,093	194,980
Bc	1File	47,715	2.5915	123,6534	2,0832	99,4022	1,4791	70,577	0,9616	45,8825
	2Files	95,43	1.9373	184,8765	1,7541	167,3944	1,4814	141,3743	1,1643	111,1108
	3Files	143,145	1.4237	203,7955	1,4222	203,5828	1,3506	193,3348	1,2256	175,4341
Bt	1Tand	33,68	2.4352	82,0175	2,0265	68,2536	1,4853	50,025	1,001	33,7133
	2Tand	67,36	1.6969	114,3032	1,6192	109,0678	1,4393	96,9539	1,2063	81,2536
Mc120		117,35	2.1218	248,9932	1,0843	127,2447	1,4441	169,4606	1,0843	127,2447
D240		192,7	<b>1,456</b>	<b>280,5712</b>	1,3525	260,621	1,5109	291,1556	1,093	260,621

Tableau .VI.13: donnant les valeurs des moments dans les différentes poutres à  $x=0.5L$ 

Système		$M_0 = M/8$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3		Poutre4	
			$k_{\text{amoy}}$	$M_{\text{réel}}$	$k_{\text{amoy}}$	$M_{\text{réel}}$	$k_{\text{amoy}}$	$M_{\text{réel}}$	$k_{\text{amoy}}$	$M_{\text{réel}}$
A(l)	1Voie	49,52	2,248	111,32096	1,938	95,96976	1,492	73,88384	1,062	52,59024
	2Voies	99,05	1,633	161,74865	1,354	134,1137	1,362	134,9061	1,231	121,93055
	3Voies	133,79	0,850	113,7215	1,19	159,2101	0,845	113,05255	1,093	146,232
Bc	1File	38,7975	2.5915	100,5437	2,0832	80,8248	1,4791	57,3868	0,9616	37,3075
	2Files	77,595	1.9373	150,3248	1,7541	136,1099	1,4814	114,9527	1,1643	90,3452
	3Files	116,3925	1.4237	165,708	1,4222	165,535	1,3506	157,2023	1,2256	142,6471
Bt	1Tand	25,58	2.4352	62,2924	2,0265	51,8387	1,4853	37,9941	1,001	25,6053
	2Tand	51,16	1.6969	86,8134	1,6192	82,8371	1,4393	73,6366	1,2063	61,7122
Mc120		88,0100	2,1218	186,7396	1,0843	95,4308	1,4441	127,0918	1,0843	95,4308
D240		144,5300	1,456	210,435	1,3525	195,4730	1,5109	218,3743	1,093	205,810

Tableau.VI.14 : donnant les valeurs des moments dans les différentes poutres à  $x=0.25L$

**VI.5.1. Les combinaisons d'action**

M E.L.U	Poutre 1		poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
1,35G+1,6(A(L))	885,723	946,379	802,334	887,252	728,482	788,781	781,570	859,566
1,35G+1,6(Bc)	968,901	1029,841	812,454	873,330	799,122	856,934	775,833	828,292
1,35G+1,6(Bt)	842,670	886,654	680,137	722,106	665,416	702,724	646,337	677,604
1,35(G+Mc120)	955,867	1039,909	676,427	719,378	719,165	776,370	676,427	719,378
1,35(G+D240)	987,857	<b>1082,540</b>	838,905	899,437	842,398	940,658	825,442	899,437

**Tableau .VI.15:** moments dans chaque poutre à l'ELU

M E.L.S	Poutre 1		poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
G+1,2(A(L))	657,776	703,268	596,680	660,369	541,291	586,516	581,107	639,604
G+1,2(Bc)	720,160	669,694	604,270	649,927	594,271	637,630	576,805	616,149
G+1,2(Bt)	625,486	743,162	505,033	536,509	493,992	521,973	479,683	503,132
G+Mc120	708,050	770,303	501,057	532,873	532,715	575,089	501,057	532,873
G+D240	731,746	<b>801,881</b>	621,411	666,250	623,999	696,784	611,439	666,250

**Tableau.VI.16 :** moments dans chaque poutre à l'ELS**NB :**

*D'après les tableaux ci-dessus nous concluons que la poutre 1 est la plus sollicitée.*

# VII Modélisation du tablier

## VII.1 : Introduction

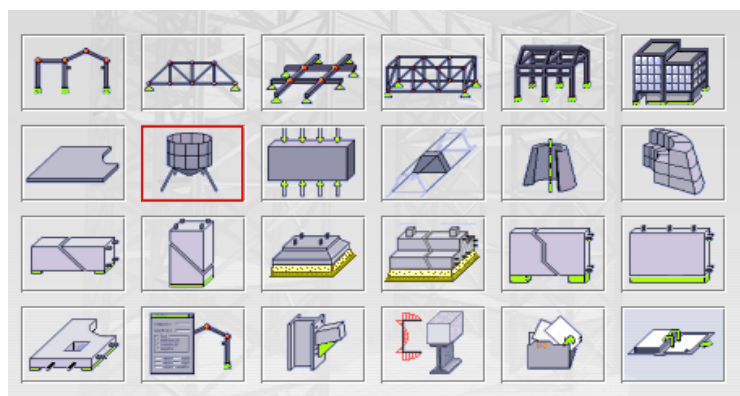
La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

## VII.2 : Présentation de logiciel

**ROBOT (Autodesk Robot)** Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques. Les utilisateurs de ROBOT pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

- ✓ Treillis.
- ✓ Portiques.
- ✓ Structures mixtes.
- ✓ Grillages de poutres.
- ✓ Plaques.
- ✓ **Coques.**
- ✓ Contraintes planes.
- ✓ Déformations planes.
- ✓ Éléments axisymétriques.



- ✓ Eléments Volumiques.

**ROBOT (Autodesk Robot)** permet de rouler, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi). C'est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

**ROBOT Millenium** peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

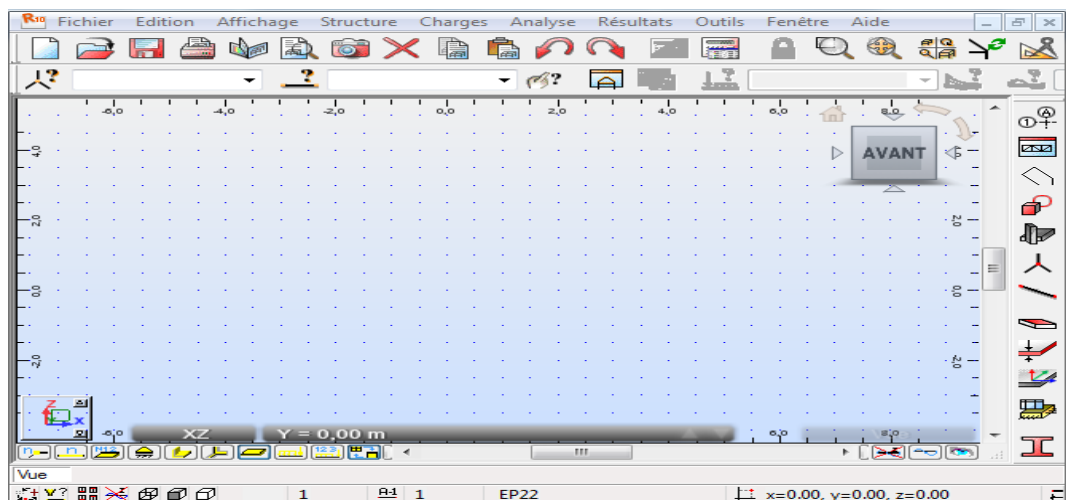
**ROBOT Millenium** permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires. - **ROBOT Millenium** est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte.

Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.



**Etude d'une coque.** La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite et la fenêtre de gestionnaire des objets sur la gauche. On verra par la suite comment

personnaliser le bureau par défaut et les barres d'outils.



**VII.3 : Modélisation**

Étant donné que l’ouvrage isostatique avec 5 travées indépendantes, On étudiera une seule travée (une dalle de 22 cm d’épaisseur avec 8 poutres de longueur 36m).

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

**VII.3.1. Modélisation des sections**

Points	Y	Z
1	-35	190
2	35	190
3	35	188
4	38	188
5	38	183
6	20	178
7	10	170
8	10	35
9	32	20
10	32	0
11	-32	0
12	-32	20
13	-10	35
14	-10	170
15	-20	178
16	-38	183
17	-38	188
18	-35	188

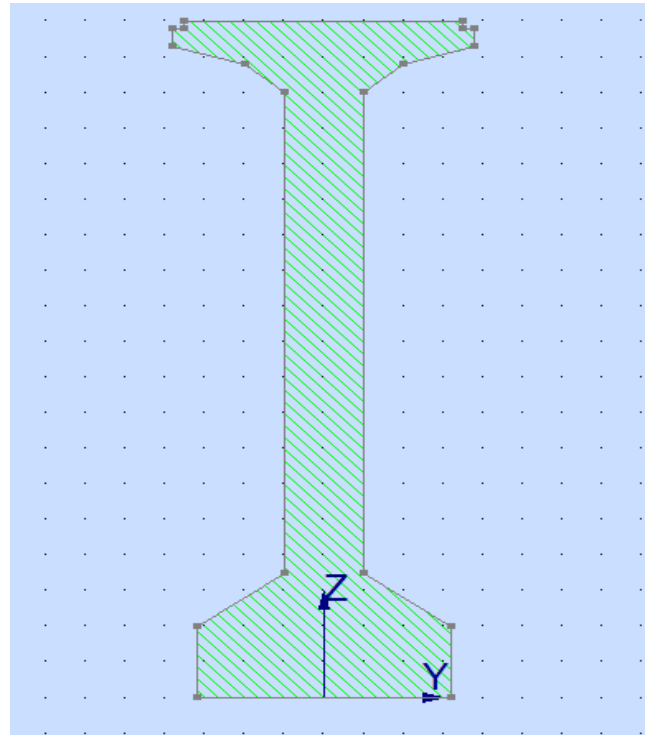


Tableau .VII.1 : Les caractéristiques

Figure .VII.1 : Section intremeiare

**VII.3.2 : Modélisation des poutres**

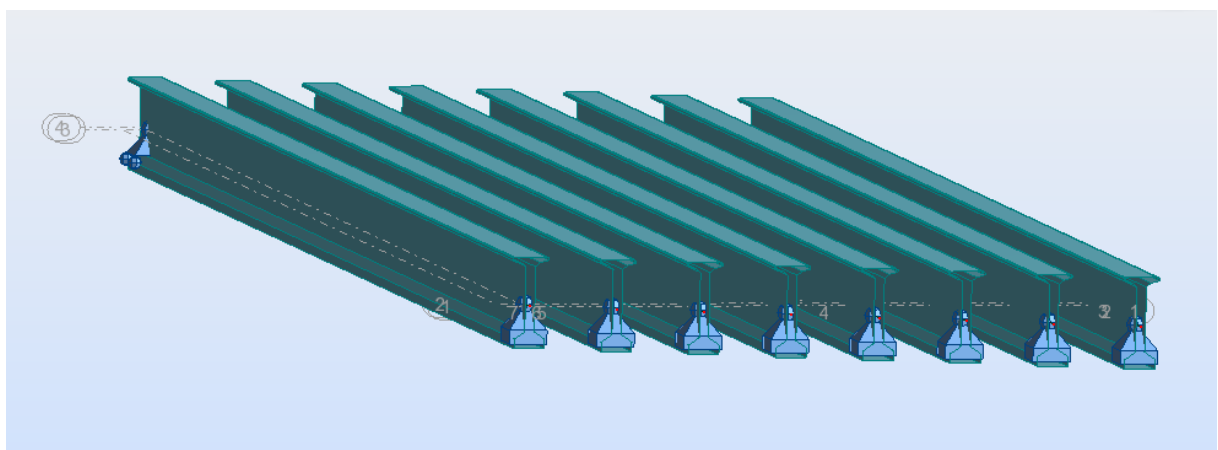


Figure .VII.2 : Modélisation des poutres.



VII.3.3 : Modélisation de la dalle

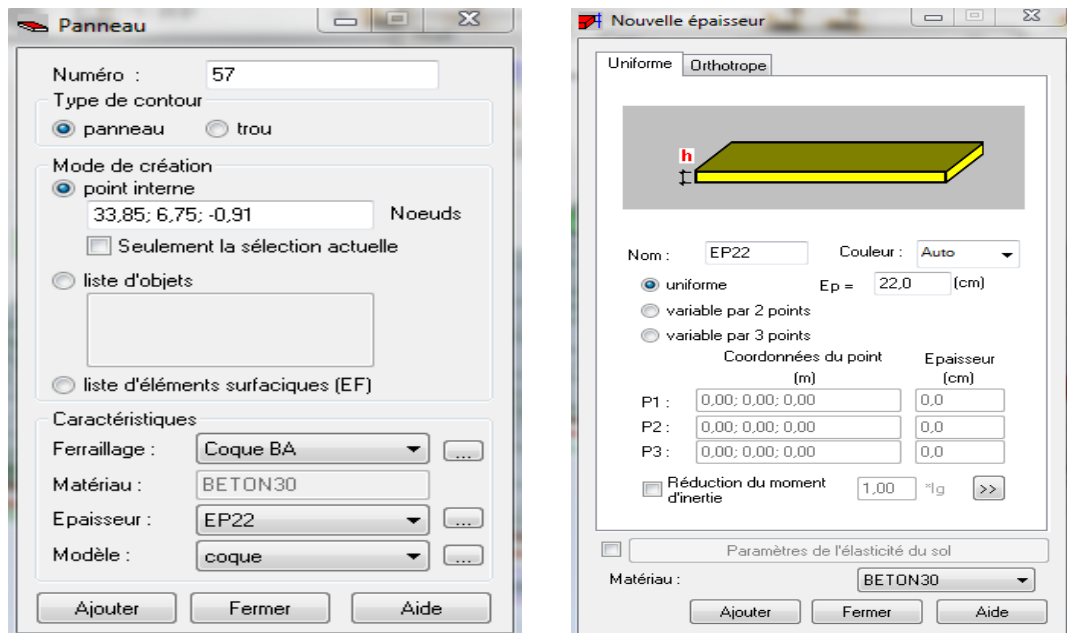


Figure .VII.3 : Caractéristique de panneau.

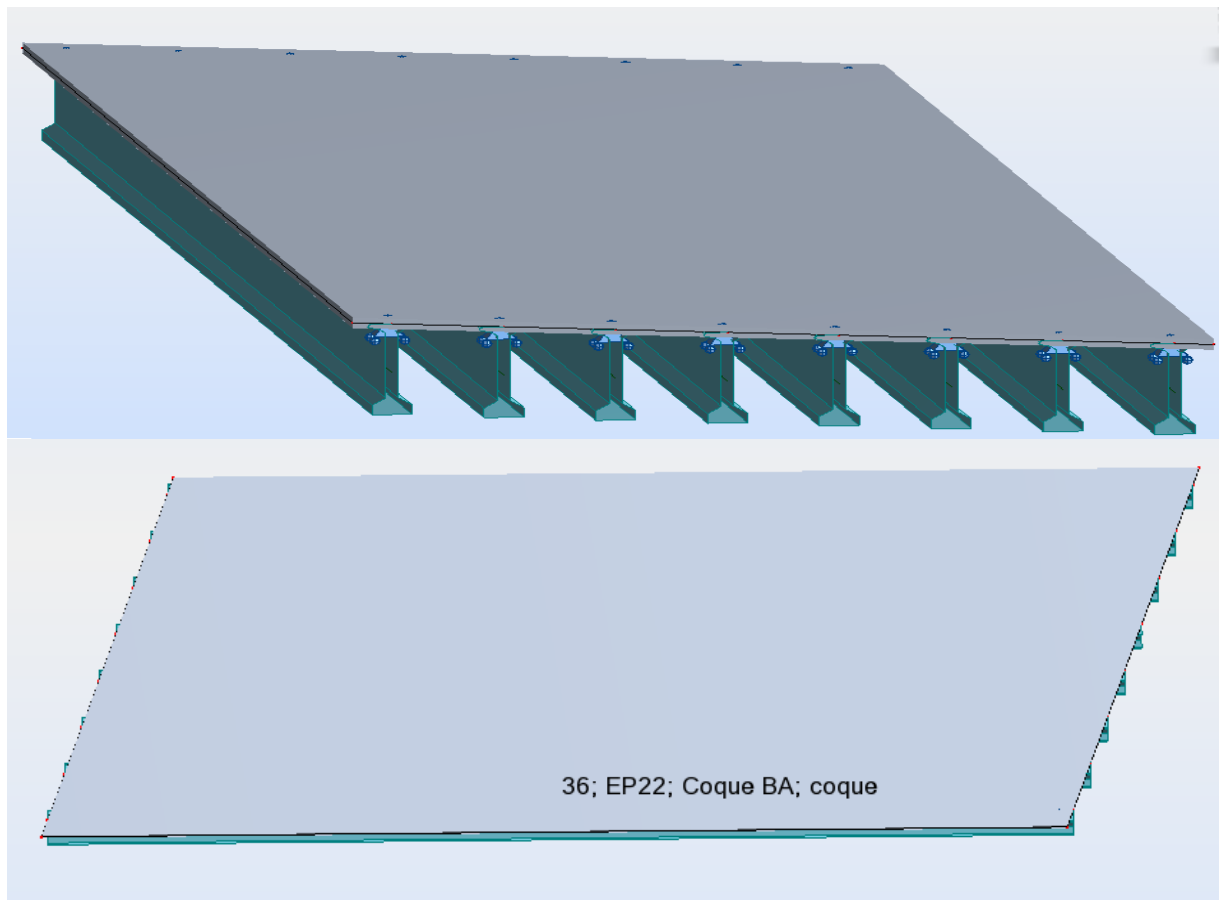


Figure .VII.4 : Modélisation des poutres + dalle.

**VII.4 : Définition de différents cas de charge**

**VII.4.1 charges permanentes ccp**

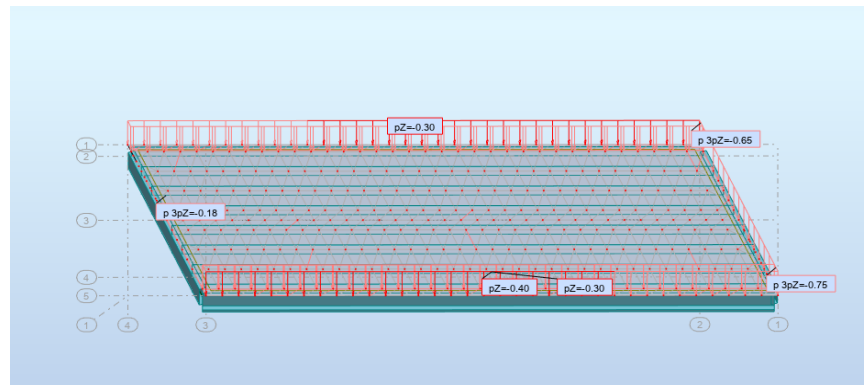
Trottoir =0,75 t/m<sup>2</sup>

long=0,65 t/m<sup>2</sup>

Corniche=0,4 t/m

garde-corps=0,3 t/m

revet=0,176 t/m<sup>2</sup>

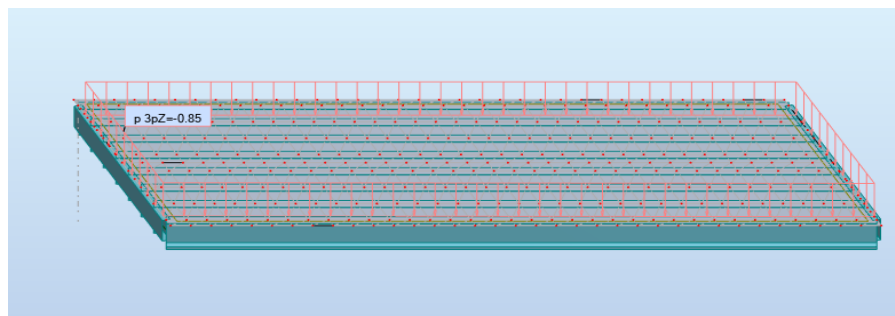


**Figure .VII.5 : charges permanentes ccp**

**VII.4.2 : Système de charge A (L) 03 voies chargées**

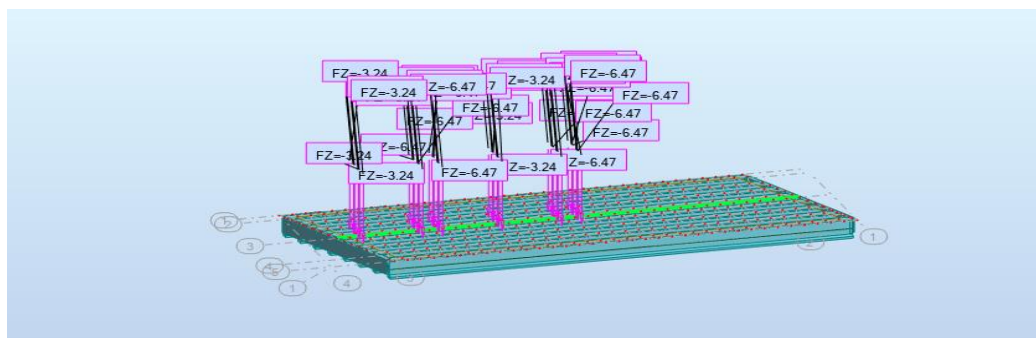
$$A(L) = 230 + \frac{36000}{35 + 12} = 995,95 \text{ kg / m}^2$$

Pour 3 voies : A=A(l).a1.a2=0,996x 0,9 x 0,95=0,85 t/m<sup>2</sup>



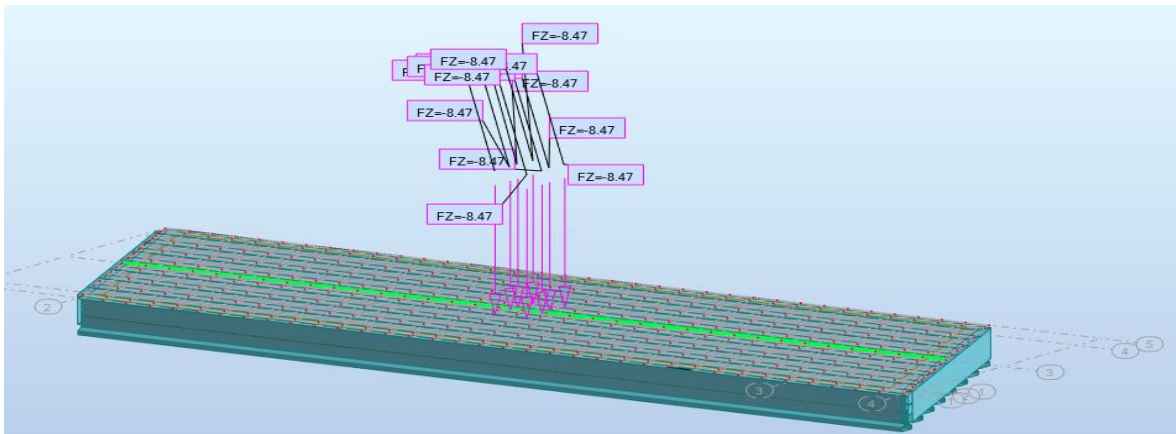
**Figure .VII.6 : Système de charge A (L) 03 VC**

**VII.4.3 : Sous système Bc 03 voies chargées**



**Figure.VII.7 : Sous-système Bc3vc.**

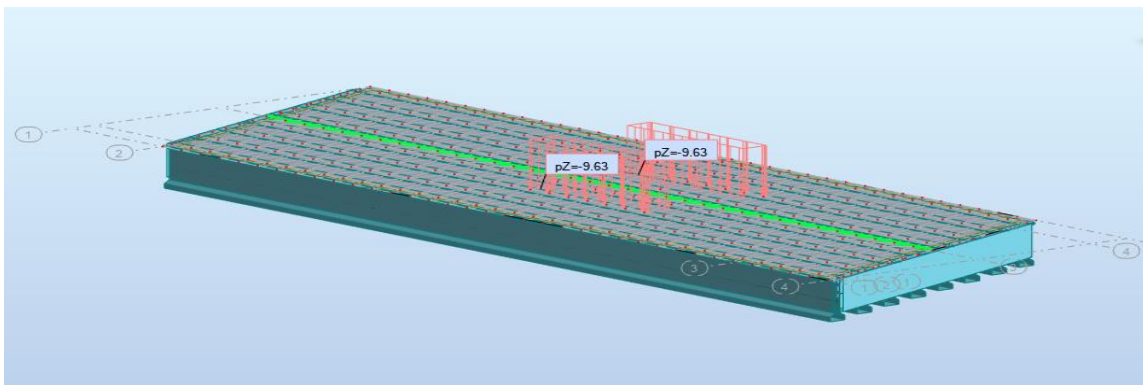
**VII.4.4 : Sous système Bt**



**Figure.VII.8 : Sous système Bt 2vc**

**VII.4.5 : Système militaire Mc120**

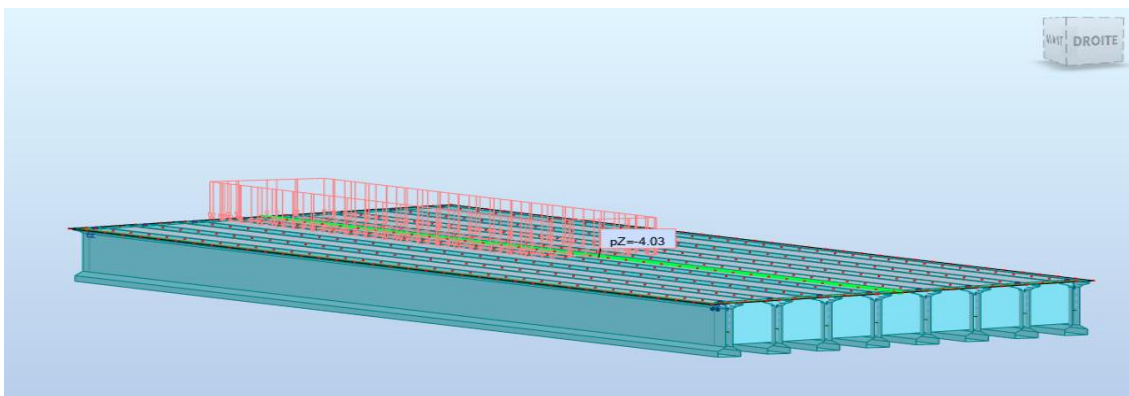
$$P = \frac{110}{6,1 \times 2} = 9,016 \text{ t/m}^2$$



**Figure .VII.9: Système militaire Mc120.**

**VII.4.6 : Système militaire D240**

$$p = \left(\frac{240}{18.6}\right) / 3.2 = 4.03 \text{ t/m}^2$$



**Figure.VII.10 : Système militaire D240**

### VII.5 : Valeur des moments fléchissant réels

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon BPAEL (Tableau.1) :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1,2
Système Bc	1,6	1,2
Mc120	1,35	1
D240	1,35	1
Trottoirs	1,6	1,2

**Tableau .VII.2 :** Les coefficients des combinaisons.

#### VII.5.1 : Les combinaisons d'action

Combinaison	ELU	ELS
<b>I</b>	$1.35G+1.6\text{Max (A. Bc)}$	$G+1.2 \text{Max (A. B)}$
<b>II</b>	$1,35G + 1,35\text{Max}[Mc120, D240]$	$G + \text{Max}[Mc120, D240]$

**Tableau .VII.3 :** Les combinaisons d'action.

- Tableau des moments fléchissant longitudinaux réel engendrés dans les déférants poutres après la comparaison ( donnée par robot ) :

		Type de combinaison	Moment flechissant
			0,5 L
Poutre 01	ELU	<b>I</b>	908,81
		<b>II</b>	<b>1062,15</b>
Poutre 02	ELS	<b>I</b>	675,86
		<b>II</b>	<b>786,78</b>
	ELU	<b>I</b>	894,47
		<b>II</b>	1043,06
Poutre 03	ELS	<b>I</b>	665,4
		<b>II</b>	772,64
	ELU	<b>I</b>	881,24
		<b>II</b>	988,04
Poutre 04	ELS	<b>I</b>	657,97
		<b>II</b>	731,88
	ELU	<b>I</b>	878,15
		<b>II</b>	884,45
ELS	<b>I</b>	653,54	
	<b>II</b>	655,15	

**VII.5.2 : Les valeurs extrêmes du moment**

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		E L U	E L S
Poutre 01	1,35(G+D240)	L=0,5	L=0,5
		<b>1062,15</b>	<b>786,78</b>

**VII.5.3 : comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT**

➤ **E.L.U**

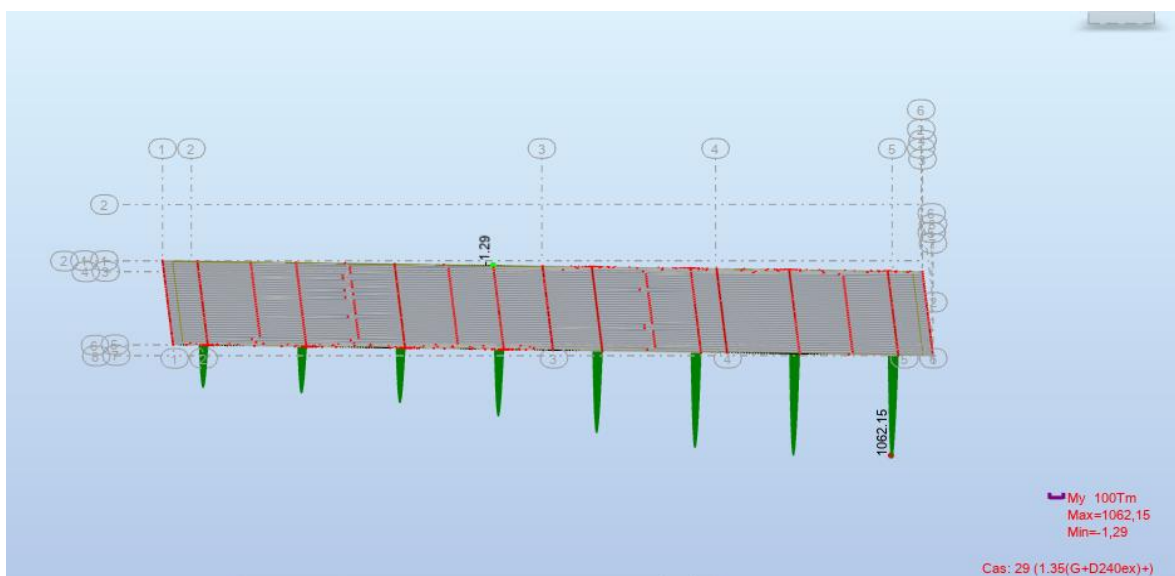
Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		ROBOT	G-MASSONET
Poutre 01	1,35(G+D240)	L=0,5	L=0,5
		<b>1062,15</b>	<b>1082,540</b>

**Tableau .VII.4 :** Comparaison entre les moments à L'ELU

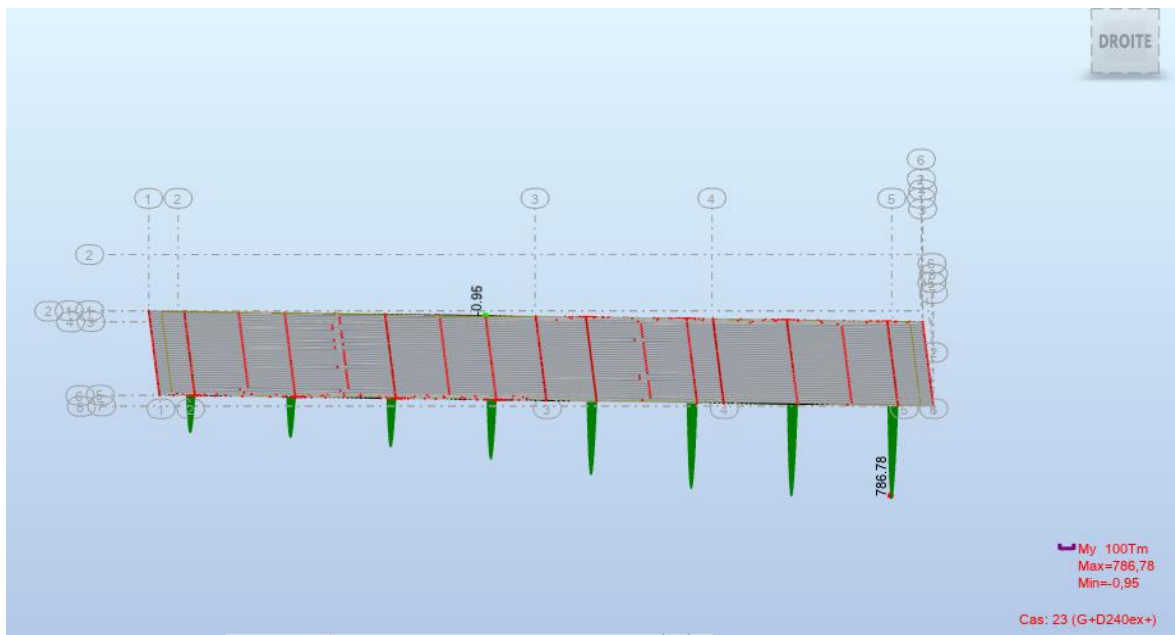
➤ **E.L.S**

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		ROBOT	G-MASSONET
Poutre 01	G+D240	L=0,5	L=0,5
		<b>786,78</b>	<b>801,88</b>

**Tableau .VII.5 :** Comparaison entre les moments à L'ELS



**Figure.VII.11.** moment max à l'E.L.U



**Figure.VII.12.** moment max à l'E.L.S

### VII.6.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation du tablier de notre ouvrage avec l'utilisation de logiciel **ROBOT**. La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant la méthode de ligne d'influence et la répartition par la méthode de **G-MASSONET** et ceux obtenus par logiciel **ROBOT**, indique qu'il y'a une légère différence concernant des valeurs de effort tranchant et du moment fléchissant, ce qui nous permet de conclure la fiabilité de l'utilisation du logiciel **ROBOT** pour la modélisation.

### VIII.1 : Introduction

Le mot «précontraint», créé par E. FREYSSINET, signifie contrainte avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile.

#### VIII.1.1 : Le principe de la précontrainte

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.

#### VIII.1.2 : Modes de précontrainte

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

##### la précontrainte par pré-tension

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'extrémité à l'autre.

### ✚ la précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour « s'appuyer » lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité. Les procédés de précontraintes font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Les principaux procédés sont :

- ✓ Le système Freyssinet exploité par la STUP (Société Technique d'utilisation de la Précontrainte) ou Freyssinet-International.
- ✓ Le système PAC. exploité par la SFP (Société Française pour la Précontrainte),
- ✓ Le système BBR-B exploité par la CIPEC.

### ❖ Choix du procédé

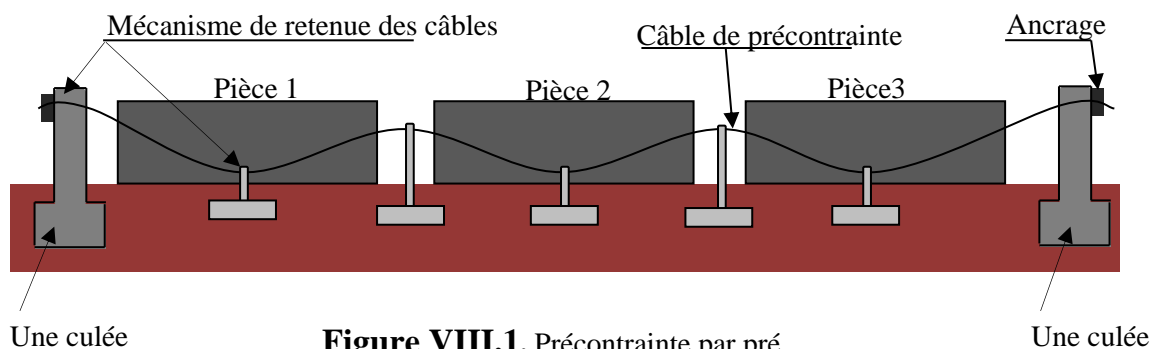
La précontrainte par pré-tension est la technique la plus utilisée, en effet elle consomme environ 80% en poids des armatures de précontrainte mise en œuvre annuellement la post-tension seulement 20%

**Note :** dans notre projet nous choisissons la précontrainte par pré-tension.

### ❖ Précontrainte par pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures ;
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons) ;
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression ;
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.



**Figure VIII.1.** Précontrainte par pré



## VIII.2 : Dimensionnement de la précontrainte

### VIII.2.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre de rive **P1**).

section	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	v (cm)	v' (cm)	c'=I /B.V (cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	5660	24218619,3	87,861	102,139	48,700	47,68	190
Poutre + dalle	8850	47852779,6	142,5	69,65	37,944	54,53	212

**Tableau. VIII.1** : Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

C': Centre de pression.

✓ **L'enrobage :**

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{190}{10} = 19 \text{ cm} \quad \text{on adopte } d = 7 \text{ cm}$$

### VIII.2.2. L'effort de précontraint minimum

La résistance caractéristique à 28 jours égale a  $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$

Les contraintes de traction admissible du béton (en classe II de précontrainte) sont :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 45 = 3,3 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible du béton :

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \cdot j}{4.76 + 0.83 \cdot j}$$

➤ **En exploitation**

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = \mathbf{27 \text{ MPa}}$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -1.5 f_{t28} = \mathbf{-4.95 \text{ MPa}}$$

- Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t28} = \mathbf{-3.3 \text{ MPa}}$$

➤ **En construction** (à 14 jours)

$$f_{c14} = 38.462 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 2.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 23.077 \text{ MPA.}$$

- Hors zone d'enrobage

$$\bar{\sigma}_m = -1,5f_{t14} = -1,5(0,6 + 0,06 \times f_{c14}) = -4,365 \text{ MPA.}$$

- Hors zone d'enrobage

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = (0,6 + 0,06 \times f_{c14}) = -2,91 \text{ MPA.}$$

L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

$$P_{\min} = \sup(P_I, P_{II})$$

Avec :

$P_I$  : précontrainte minimale en section sous critique.

$P_{II}$  : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$\begin{cases} P_I = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} \\ P_{II} = \frac{(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}) + M_{\max}}{C' + V' - d} \end{cases} \quad \text{Avec: } \Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$M_{\min} = 521,31 \text{ t.m (Moment fléchissant sous G)}$$

$$M_{\max} = 801,88 \text{ t.m (Moment fléchissant de la poutre 1 sous G+D240 à l' ELS)}$$

$$\Delta M = 280,57 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_m = -3,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_I = 130,78 \text{ t} \\ P_{II} = 503,49 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_{II} > P_I \text{ (la section est sur critique).}$$

$$\text{Alors : } P_{\min} = \text{Max}(130,78 ; 503,49) = 503,49 \text{ t}$$

### VIII.2.3. Calcul du nombre des câbles

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 30%.

$$0,70 \times P_0 = P_{\min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,70} = \frac{503,49}{0,70} = 719,28 \text{ t}$$

$$P_0 = 719,28 \text{ t}$$

#### ➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles **T15 de 15,2mm** les torons de classe 1860 à très basse relaxation (TBR).

- **Caractéristiques géométriques**

-Section nominale de l'acier :  $A_p = 0,000139 \text{ m}^2$ .

- **Caractéristiques mécaniques :**

- Contrainte de rupture garantie :  $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ .

- Contrainte limite élastique garantie :  $F_{peg} = 1643 \text{ MPa}$ .

- Relaxation à 1000 heures :  $\rho_{1000} = 2,5\%$  **TBR**

- Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190000 \text{ MPA}$

- **La force de la précontrainte par câble**

$$\sigma_{p0} = \min\{0,85 f_{prg} ; 0,95 f_{peg}\} = 1560,85 \text{ MPa}$$

$$P_0 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{719,28 \times 10^4}{139 \times 1560,85} = 33,15 \Rightarrow n \geq 34$$

On adapte **34 T 15**

Soit 34 torons T 15 :

$$P = 34 \times (139 \times 1560,85 \times 10^{-4}) = 737,65t$$

$$P = 737,65t$$

## VII.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension

### VIII.2.4.1. En construction (section sans hourdis)

Les contraintes limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 38,46 \text{ MPa} \\ f_{t14} = 2,91 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 23,076 \\ \bar{\sigma}_{ts} = -4,365 \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,91 \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{ci}, \bar{\sigma}_{cs}$  : Les contraintes admissibles de compression sur la fibre inférieure et supérieure.

$\bar{\sigma}_{ts}, \bar{\sigma}_{ti}$  : Les contraintes admissibles de traction sur la fibre inférieure et supérieure.

Avec  **$K_1 = 0,9$**

- ✚ **En fibre supérieure**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left( \frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) >? \bar{\sigma}_{ts}$$

$$M_{\min} = 521,31 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(102,139 - 7) \Rightarrow e_0 = -95,139 \text{ cm.}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \left( \frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 7,73 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -4,365 \text{ MPA} \dots (\text{CV}).$$

✚ En fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\min} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \left( \frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V'}{I} \right) = 16,38 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 23,076 \text{ MPA} (\text{CV}).$$

#### VIII.2.4.2. En exploitation (section avec hourdis)

Avec  $K_1 = 0,7$

✚ En fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = k \cdot \frac{P_0}{B} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} - K \cdot \frac{P_0 \times e_p}{I} \cdot V \leq? \bar{\sigma}_M$$

$$M_{\max} = 801,88 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(69,65 - 7) \Rightarrow e_0 = -62,65 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\max} V}{I} + K_1 P \left( \frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 22,01 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_c = 23,076 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

✚ En fibre inférieure

$$\sigma_{\text{inf}} = k \cdot \frac{P_0}{B} + V \cdot \left[ \frac{M_g}{I} + \frac{M_q}{I} \right] - K \cdot \frac{P_0 \times e_p}{I} \cdot V >? \bar{\sigma}_m.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 22,15 \text{ MPA} > -3,3 \text{ MPA} \dots \text{C.V}$$

#### VIII.3. Emplacement des torons

Le **BPEL** indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire de laisser un espacement minimum entre les torons, on adoptera la disposition suivant :

- L'entraxe minimal **D** à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieure à  $3d$

Avec  $d = 1,52 \text{ cm}$  pour un toron de 7 fils standards ( $A_p = 139 \text{ mm}^2$ )

$$D \geq 3 \cdot d = 3 \times 1,52 = 4,56 \text{ cm}, \text{ on prend } D = 5 \text{ cm}$$

- Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche, ne doit pas être inférieure à :  $D' \geq 2,5 \cdot d = 2,5 \times 1,52 = 3,8 \text{ cm}$ , on prend  $D' = 7 \text{ cm}$ .

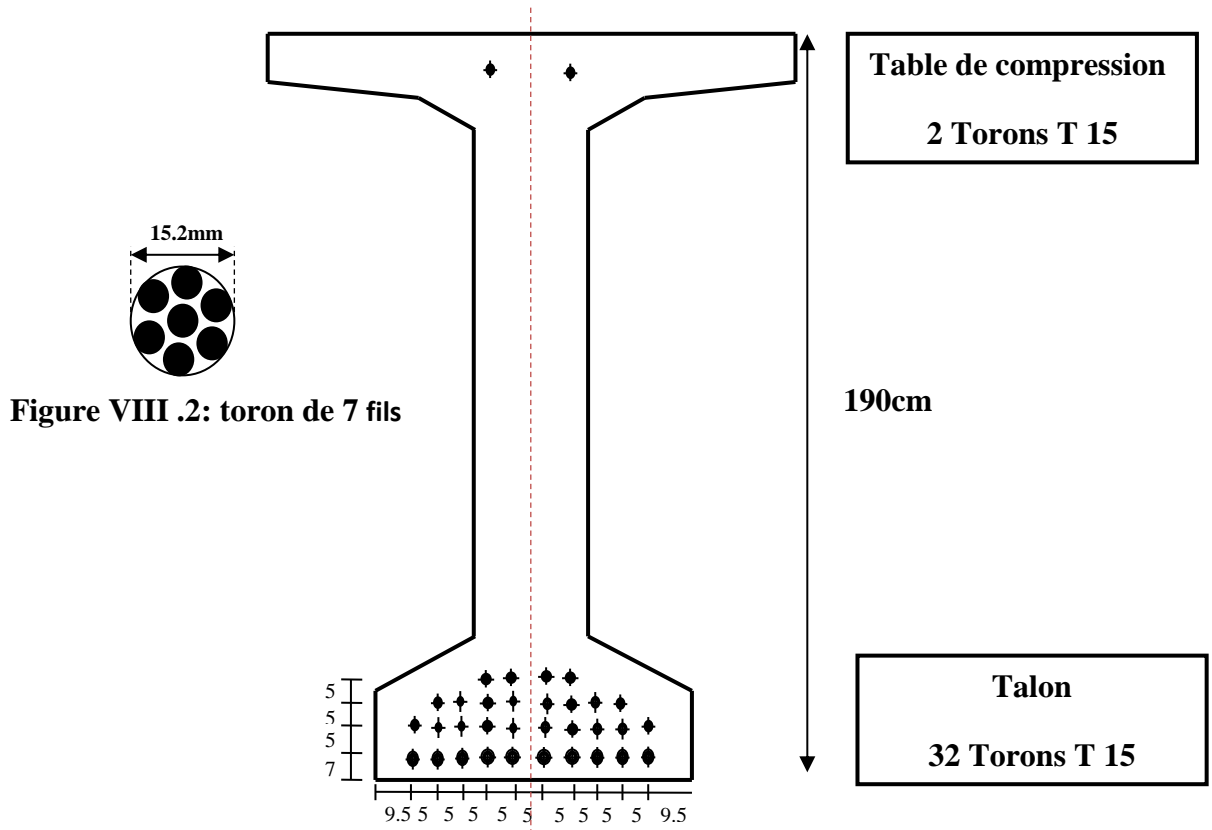


Figure. VIII.3 : Disposition des torons

VIII.3.1. Caractéristiques géométriques de la section

La présence des torons change les caractéristiques géométriques de la poutre :

Nombre des câbles	10	8	8	4	2	2	34
Distance/R base (cm)	10×7	8×12	8×17	4 × 22	2 × 27	2 × 183	810

Tableau. VIII.2 : Les centres de gravité des armatures actives

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)	S(Δ) (cm <sup>3</sup> )
Câbles	47,26	292343,4835	166,18	23,82	/	/	1125,7332

Tableau. VIII.3 : Les Caractéristique des câbles de la poutre de rive sans hourdis

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)	S(Δ) (cm <sup>3</sup> )
Section nette	5612,74	23926275,8	87,2	102,8	4262,85126	47,55	576986,467

Tableau. VIII.4 : Les Caractéristique de la section de rive (nette) sans hourdis

	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	v (cm)	v' (cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	ρ(%)	h (cm)
<b>Brute</b>	<b>5660</b>	24218619,3	87,861	102,139	578112,2	47,68	190
<b>Câbles</b>	47,26	292343,4835	166,18	23,82	1125,7332	/	/
<b>Nette</b>	5612,74	23926275,8	87,2	102,8	576986,467	47,55	190
<b>Homogène</b>	5842,4236	25347065,1	90,31	99,69	582457,53	48,19	190

**Tableau. VIII.5 :** Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre de rive homogène sans hourdis.

Avec :

$$B_h = S_{nette} + S_{acier} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{E_{VJ}} \quad , \quad n = \frac{190000}{11000^3 \sqrt{f_{c28}}} = 4,86$$

$$B_h = 5612,74 + (47,26 \times 4,86) = 5842,4236 \text{ cm}^2$$

$$S/\Delta_h = 576986,467 + 1125,7332 \times 4,86 = 582457,53 \text{ cm}^3$$

$$I_{Gh} = 23926275,8 + 292343,4835 \times 4,86 = 25347065,1 \text{ cm}^4$$

### VIII.3.2. Caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ(%)	S(Δ) (cm <sup>3</sup> )
<b>Câbles</b>	47,26	2679260,78	188,18	23,82	/	/	1125,7332

**Tableau. VIII.6 :** Les Caractéristique des câbles de la poutre de rive avec hourdis

	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	v (cm)	v' (cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	ρ(%)	h (cm)
<b>Brute</b>	8850	47852779,6	142,35	69,65	616392,2	54,54	212
<b>Câbles</b>	47,26	2679260,78	188,18	23,82	1125,7332	/	/
<b>Nette</b>	8802,74	45173518,8	147,57	64,42	567080,824	53,97	212
<b>Homogène</b>	9032,423	58194726,2	148,62	63,38	572551,887	68,39	212

**Tableau. VIII.7 :** Les caractéristiques géométriques de la poutre de rive homogène avec hourdis,

### VIII.3.3. Caractéristiques des sections

✚ Avec l'emplacement des torons, il ya une nouvelle excentricité des câbles.

$$e_{p0} = V_{\text{cable}} - V_{\text{homogène}}$$

section a mi travée					
A <sub>p</sub> = 47,26cm <sup>2</sup> (Tous les torons sont actifs.)					
sans hourdis			Avec hourdis		
V câble	V homogène	e <sub>p0</sub>	V câble	V homogène	e <sub>p0</sub>
166,18	90,31	75,87	188,18	148,62	39,56

Tableau. VIII.8 : excentricité des câbles.

#### ✚ Le noyau central

Le noyau central est le domaine à l'intérieur duquel, peut se déplacer le centre de pression sans qu'il soit de traction dans la section considérée.

$$C' \leq e_c \leq C \quad \text{Avec :}$$

$$C' = \frac{I}{B \cdot V} = \frac{24218619,3}{5660 \times 87,861} = 48,70 \text{ cm.}$$

$$C = \frac{I}{B \cdot V'} = \frac{24218619,3}{5660 \times 102,139} = 41,893 \text{ cm.}$$

#### ✚ Le noyau limite

C'est le domaine à l'intérieur du quel, peut se déplacer le centre de pression sans que les contrainte limite,  $\sigma_m$ ,  $\sigma_M$ , soient dépassés dans la section considérée.

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} + \left[ \frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ - \left[ \frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ \left[ \frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\}$$

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{+3,3 \times 24218619,3}{737,66 \times 10^2 \times 87,861} \right] - 48,7 \\ - \left[ \frac{27 \times 24218619,3}{737,66 \times 10^2 \times 102,139} \right] + 41,893 \end{array} \right\} \leq e_c$$

$$\leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{27 \times 24218619,3}{737,66 \times 10^2 \times 87,861} \right] - 48,7 \\ \left[ \frac{-3,3 \times 24218619,3}{737,66 \times 10^2 \times 102,139} \right] + 41,893 \end{array} \right\}$$

$$\sup \left( \begin{array}{l} -36,37 \text{ cm} \\ -44,90 \text{ cm} \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left( \begin{array}{l} 52,19 \\ 52,50 \end{array} \right)$$

$$(-36,37) \leq e_c \leq (52,19)$$

## VIII.4. Pertes de la précontrainte

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

### a) Les pertes instantanées

- ❖ Pertes dues au frottement.
- ❖ Par thermique (l'effet de température).
- ❖ Pertes dues au recul à l'ancrage.
- ❖ Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

### b) Les pertes différées

- ❖ Pertes dues au retrait du béton.
- ❖ Pertes dues au fluage.
- ❖ Pertes dues à la relaxation des aciers.

## VIII.4.1. Calcul des pertes

### VIII.4.1.1. À la section intermédiaire $X=0,5L$

#### a. Les pertes instantanées

##### a.1. Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$

Les pertes par frottement sont estimées à 1% de la tension initiale quand les câbles sont rectilignes :

$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \cdot \sigma_{P0} = \frac{1}{100} \times 1560,85 = \mathbf{15,61 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_f = 1\%$$

##### a.2. les pertes thermiques

Les pertes thermiques est l'origine des pertes importantes dites pertes thermiques (liée a la dilatation thermiques).

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = E_P \cdot \alpha_b \cdot (\theta_{\max} - \theta_0) \cdot (1 - \lambda) .$$

$\alpha_b$ : coefficient de la dilatation thermique du béton.

$$\alpha_b = 1,2 \cdot 10^{-5}$$

$\theta_{\max}$ : la températures de l'acier lors de la mise en tention.

$$\theta_{\max} = 75^\circ .$$

$$\theta_0 = 22^\circ .$$



$\lambda$ : coefficient compris entre 0,1 et 0,5 il est prudent de prendre 0,1.

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 190000 \times 1,2 \cdot 10^{-5} \times (75 - 22) \times (1 - 0,1) = \mathbf{108,76 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 6,97\%.$$

### a.3. pertes par glissement d'ancrage sur le banc de prétention

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

Dans le cas de la prétention, il est tenu compte de la perte qui résulte du glissement éventuelle de l'armature du précontrainte dans son ancrage sur banc. Ce glissement se présenté sans s'atténue sur toute la longueur du fil.  $\Delta\sigma_g = E_p \cdot g/L$ .

$g$  : glissement sur banc, on fonction de la puissance d'ancrage et du procédé utilisé.

$$g = 1\text{mm};$$

$E_p$  = module de young pour les torons **T15** ;

$$E_p = 190000 \text{ MPA} ;$$

$L$  = longueur totale du fil(banc de la prétention) ;

$$L = 100\text{m}.$$

$$\Delta\sigma_g = \frac{190000 \times 1}{100000} = \mathbf{1,9 \text{ MPA}}.$$

$$\Delta\sigma_g = 0,12\%.$$

### a.4. Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj}. \\ 4 \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 & \text{si } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj}. \end{cases}$$

Un traitement permet d'attendre  $f_{c28}$  avant le relâchement des torons.

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left( 1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

$\sigma_{bj}$ : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre De la poutre.

$$I_G = 25347065,1 \text{ cm}^4$$

$$B = 5842,4236 \text{ cm}^2$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 4278,908 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-521,31 \times 75,87}{25347065,1} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,407 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{5842,4236} \times \left(1 + \frac{75,87^2}{4278,908}\right) 47,26$$

$$\sigma_{bj} = 11,52 \text{ MPA.}$$

$$f_{c14} = 38,462 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bj} \leq 0,5f_{c14} = 19,23 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 37130,99 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) = 190000 \times \left(\frac{11,52}{37130,99}\right) = 58,94 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 58,94 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 3,78 \text{ \%}.$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	15,61	108,76	1,90	58,94	185,20
%	1	6,97	0,12	3,78	11,86

**Tableau. VIII.9** : Les pertes instantanées à X=0,5L.

**b. les pertes différées****b.1. Pertes dues aux retrais du béton**

Elles ont pour expression :

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

$$t = 1000\text{h} = 42 \text{ jours}$$

$$B = 5660\text{cm}^2$$

$$P = 580,22 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}}$$

$$r_m = 9,754 \text{ cm}$$

Calcule  $\varepsilon_r$  :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

$A_s$ : section d'armatures longitudinales adhérentes.

B: section du béton.

$$S_s = \frac{47,26}{5660} = 0,00835.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,00835} = 0,857.$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_0 = 2,029 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,857 \times 2,029 \cdot 10^{-4} = 1,739 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = 1,739 \cdot 10^{-4}.$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K \cdot \varepsilon_0 \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)].$$

$$t_i = 0.$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 9,754} = 0,323.$$

$$r(t) = \mathbf{0,323}.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,739 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,323) = 22,368 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{22,368 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,43 \% .$$

## B.2. Pertes par fluage

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

$\varepsilon_{ic1}$  : représente la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte  $\sigma_i$ .

Le calcul de cette perte sera fait en étapes, car les efforts soutenus dans le temps, varient suivant la phase de construction, cette dernière qui passe par :

- ✓ Préfabrication des poutres ;
- ✓ Stockage provisoire avant la mise en œuvre ;
- ✓ mise en œuvre des poutres et coulage de la dalle ;
- ✓ Service.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{avec } \sigma_i < 0,5 f_{c28} .$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left( \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \quad \text{avec } 0,5 f_{c28} < \sigma_i < 0,66 f_{c28} .$$

$$k_i = 4 \times \left[ \left( \frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0,5 \right]^2 .$$

**b.2.1. Etape de préfabrication et stockage**

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 216,67t.m$$

On prévoie un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t: Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{9,754}}$$

$$f(t) = 0,253 .$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)].$$

$k_S = 0,857$  qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0.4 .$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}.$$

$\rho$ : le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend :  $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 9,754} = 2,338.$$

$$k_C = 2,338.$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1 .$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_S \cdot [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,857 \times (0,4 + 2,338 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,346.$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 39125,826 \text{ MPA}.$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times n \cdot A_p.$$

$$P = (1560,85 - 207,57) \times 10^{-4} \times 34 \times 139 = 639,56 \text{ t}.$$

$$\mathbf{P = 639,56 t}.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$\sigma_i$  : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\mathbf{B \text{ homogène} = 5842,4236 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{I_G \text{ homogène} = 25347065,1 \text{ cm}^4}$$

$$\mathbf{M_g = 216,67 \text{ t.m}}$$

$$\mathbf{e_0 = 75,87 \text{ cm}}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{639,56}{5842,4236} \cdot 100 - \frac{216,67 \times 75,87}{25347065,1} \cdot 10^4 + \frac{639,56 \times 75,87^2}{25347065,1} \cdot 100 = 18,98$$

$$\mathbf{\sigma_i = 18,98 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_i < 0,5 \cdot f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}.$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{18,98}{39125,826} = 4,85 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 4,85 \cdot 10^{-4} \times 2,346 \times 0,253 = 2,88 \cdot 10^{-4}$$

$$\mathbf{\varepsilon_{fl}(t) = 2,88 \cdot 10^{-4}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,88 \cdot 10^{-4} = 54,76 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{\Delta\sigma_{fl} = 54,76 \text{ MPa}.$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,50 \text{ \%}.$$

**b.2.2. Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires**

Le moment agissant  $M_{cp} = 521,31 \text{ t. m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{9,754}}$$

$$f(t) = 0,335$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,335 - 0,253 = 0,082$$

$$\Delta f(t - t_1) = \mathbf{0,082}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 207,57) \times 34 \times 1,39 = 639,56 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{639,56}{5842,4236} \cdot 100 + \frac{639,56 \times 75,87^2}{25347065,1} \cdot 100 - \frac{521,31 \times 75,87}{25347065,1} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 9,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 9,87 \text{ MPa} < 0,5f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{9,87}{39125,826} = 2,52 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 2,52 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,52 \times 10^{-4} \times 0,082 \times 2,346 = 9,23 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{9,23 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,6\%$$

**b.2.3. Etude de réalisation et service**

Le moment agissant  $M_M = 801,88 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à  $\infty$ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,335 = 0,665$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,665$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times n A_p$$

$$P = 639,56 \text{ t}$$

$$B_{\text{homogène}} = 9032,423 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{homogène}} = 58194726,2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_i = \frac{639,56}{9032,423} \cdot 100 + \frac{639,56 \times 39,57^2}{58194726,2} \cdot 100 - \frac{801,88 \times 39,57}{58194726,2} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 3,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 3,11 \text{ MPa} < 0,5f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{3,11}{39125,826} = 7,95 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 7,95 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 7,95 \cdot 10^{-5} \times 2,346 \times 0,665 = 25,37$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 25,37 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,62 \%$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 54,76 + 9,23 + 25,37 = 89,36 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 5,72 \%$$

**c. Pertes par relaxation des aciers**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$



$\sigma_{pi}$ : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

$f_{prg}$  : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 185,20 = 1375,65$$

$$\sigma_{pi} = 135,65 \text{ MPA}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{1375,65}{1860} - 0,43 \right) \times 1375,65 \times 2,5 = 63,88 \text{ MPA}$$

➤ **Pertes différées totales**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 53,24 \text{ MPA} \quad \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,41 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPA</b>	22,368	89,36	53,24	164,97
<b>%</b>	1,43	5,72	3,41	10,56

**Tableau. VIII.10** : des pertes différées à X=0,5L.

➤ **Pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPA</b>	<b>185,20</b>	164,97	350,10
<b>%</b>	11,86	10,56	22,42

**Tableau. VIII.11** : Les pertes totales à X=0,5L.

### VIII.4.1.2. Calcul des pertes à l'about (0,00 L)

#### a. Les pertes instantanées :

Ce sont les pertes par frottement, par effet thermique et par glissement d'encrage sont les mêmes

(15, 6085 MPA ; 108, 756 MPA ; 1,9 MPA).

#### a.1. perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left( \frac{\sigma_{\text{bj}}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma_{\text{bj}} \leq 0,5 \cdot f_{c_j} \\ 4 \cdot \left( \frac{\sigma_{\text{bj}}}{f_{c_j}} - 0,5 \right)^2 & \text{si } 0,5 \cdot f_{c_j} \leq \sigma_{\text{bj}} \leq 0,66 \cdot f_{c_j} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{bj}} = \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left( 1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

$M_g = 0$  (Sur appuis).

$\sigma_{pi}$ : Contrainte de 20 câbles.

$M_g$	I	$e_p$	$\sigma_{p0}$	$\Delta\sigma_{pi}$	B	$i^2$	$A_p$	$\sigma_{bj}$
0	25347065,1	75,87	1560,85	0,084	5842,4236	4278,91	27,80	15,95

**Tableau. VIII.12** : la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte

$\sigma_{bj}$ : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre de la poutre.

$$\sigma_{bj} = 15,954 \leq 0,5f_{c14} = 19,23 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$\Delta\sigma_f$	$f_{c14}$	$E_{i14}$	$E_p$	$\sigma_{bj}$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	%
15,6085	38,462	37130,999	190000	15,95	81,64	5,23

**Tableau. VIII.13** : perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \times \left( \frac{\sigma_{\text{bj}}}{E_{ij}} \right) = 190000 \times \left( \frac{15,95}{37130,999} \right) = 81,64 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 81,64 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 5,23 \text{ \%}.$$

**Totale des pertes instantanées**

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
<b>MPA</b>	15,608	108,756	1,9	81,64	207,90
<b>%</b>	1	6,967	0.12	5,23	13,31

**Tableau. VIII.14** : Les pertes instantanées à X=0,00L.**b. les pertes différées****b.1. Pertes dues aux retrais du béton**

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t)] \cdot E_p$$

$$t = 1000\text{h} = 42 \text{ jours}$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

B (cm <sup>2</sup> )	P (cm)	t	r <sub>m</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>s</sub>	K <sub>s</sub>	ε <sub>0</sub>	ε <sub>r</sub>	r(t)	Δσ <sub>r</sub>
5660	580,22	42	9,754	27,8	4,911. 10 <sup>-3</sup>	0,91	2,029.10 <sup>-4</sup>	1,846.10 <sup>-4</sup>	0,323	<b>23,75</b>

**Tableau. VIII.15** : Les Pertes dues aux retrais du béton à X=0,00L.

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,910 \times 2,029 \cdot 10^{-4} = 1,846 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = \mathbf{1,846 \cdot 10^{-4}}$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,846 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,323) = 23,75 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{23,75 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,52 \% .$$

**b.2. Pertes par fluage**

$$\Delta\sigma_{\text{fli}} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{\text{fli}}$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{fl}}(t) = \varepsilon_{\text{ic1}} K_{\text{fl}}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{\text{ic1}} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0,5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{\text{ic1}} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}}\right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0,5 f_{c28} < \sigma_i < 0,66 f_{c28}$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}}\right) - 0,5\right]^2$$

Etape de préfabrication et stockage Le temps varie de 0 j à 28 j.		Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires Le temps varie de 28 j à 90 j.		Etude de réalisation et service Le temps varie entre 90 j à ∞.	
f(t)	0,253	f(t)	0,335	f(t)	1
K <sub>s</sub>	0,910	Δf(t-t <sub>1</sub> )	0,082	Δf(t-t <sub>1</sub> )	0,664
K <sub>e</sub>	0,4	E <sub>i28</sub>	39125,826	E <sub>i28</sub>	39125,826
P	70	B	5842,4236	p	369,518
K <sub>c</sub>	2,338	M <sub>g</sub>	<b>0</b>	B	9032,423
K(t)	1	I	25347065,1	M <sub>g</sub>	<b>0</b>
K <sub>fi</sub>	2,493	e <sub>0</sub>	75,87	I	58194726,2
E <sub>i28</sub>	39125,826	P	369,518	e <sub>0</sub>	39,57
P	427,314	σ <sub>i</sub>	<b>14,716</b>	σ <sub>i</sub>	<b>5,08</b>
B	5842,4236	ε <sub>ic1</sub>	0,0003761	ε <sub>ic1</sub>	0,000129
M <sub>g</sub>	<b>0</b>	Δσ <sub>fl</sub>	<b>14,63</b>	Δσ <sub>fl</sub>	<b>40,94</b>
I	25347065,1	%	0,94	%	2,62
e <sub>0</sub>	75,87	<b>Δσ<sub>fl total</sub> = 52,16 + 14,63 + 40,94 = 108,17MPa</b>  <b>Δσ<sub>fl total</sub> = 6,93 %</b>			
σ <sub>i</sub>	<b>17,018</b>				
ε <sub>ic1</sub>	0,0004349				
ε <sub>fi</sub>	0,0002745				
Δσ <sub>fl</sub>	<b>52,16</b>				
%	3,34				

Tableau. VIII.16 : Pertes par fluage à X=0,00L.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2_0}{I}$$

$$\sigma_i < 0,5 \cdot f_{c28} = 22,5 \text{ MPa.}$$

**c. Pertes par relaxation des aciers**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_\xi = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ<sub>pi</sub>: Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f<sub>prg</sub> : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 207,90 = \mathbf{1352,95MPa}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

σ <sub>0</sub> (MPa)	Δσ <sub>pi</sub> (MPa)	σ <sub>pi</sub> (MPa)	F <sub>prg</sub> (MPa)	u <sub>0</sub>	ρ <sub>1000</sub>	Δσ <sub>ε</sub>	(5/6)Δσ <sub>ε</sub> (MPa)	%
1560,85	207,9	1352,95	1860	0,43	2,5	60,353	<b>50,29</b>	<b>3,22</b>

Tableau. VIII.17 : Pertes par relaxation des aciers à X=0,00L.

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi = 50,29 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi = 3,22 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\xi$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	23,75	108,17	50,29	182,21
%	1,52	6,93	3,22	11,67

**Tableau. VIII.18** : des pertes différées à X=0,00L.

➤ **Pertes totales**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
MPA	207,9	182,21	390,11
%	13,31	11,67	24,98

**Tableau. VIII.19** : Les pertes totales à X=0,00L.

**VIII.4.1.3. Calcul des pertes à L/4**

$$M\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{3}{4}M\left(\frac{1}{2}\right)$$

**a. Les pertes instantanées**

Les pertes par frottements, pertes thermique est par glissement d'encrage sont les même.

**a.1. perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention**

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{pour } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj} \\ 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5\right)^2 & \text{pour } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj} \end{cases}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) \cdot A_p$$

$M_g$ (t.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$e_p$ (cm)	$\sigma_{p0}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	$B$ (cm <sup>2</sup> )	$i^2$	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bj}$ (MPa)
390,98	25347065,1	75,87	1560,85	0,08407	5842,4236	4278,908	47,26	<b>15,42</b>

$\sigma_{bj} = 15,42 \text{ MPA.}$

$\sigma_{bj} = 15,42 \leq 0,5f_{c14} = 19,23 \text{ MPA}$

$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$

$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right)$

$\Delta\sigma_f$	$f_{c14}$	$E_{i14}$	$E_p$	$\sigma_{bj}$	$\Delta\sigma_{rac}$	%
15,6085	38,462	37130,999	190000	15,42	<b>78,90</b>	<b>5,05</b>

Totale des pertes instantanées :

$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta max} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta max}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPA</b>	15,608	108,756	1,9	78,90	205,16
<b>%</b>	1	6,967	0,12	5,05	13,14

**Tableau. VIII.20 :** Les pertes instantanées à X=0,25L.

**b. Les pertes différées**

**b.1. pertes dues aux retrais du béton**

$\Delta\sigma_{ret} = \epsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$

$t = 1000h = 42 \text{ jours}$

$B$ (cm <sup>2</sup> )	$P$ (cm)	$r_m$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$S_s$	$K_s$	$\epsilon_0$	$\epsilon_r$	$r(t)$	$\Delta\sigma_r$
5660	521,31	10,86	47,26	$8,349 \cdot 10^{-3}$	0,856	$2,01 \cdot 10^{-4}$	$1,732 \cdot 10^{-4}$	0,30	<b>22,90</b>

$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,732 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,30) = 22,90 \text{ MPA.}$

$\Delta\sigma_r = 22,90 \text{ MPA.}$

$\Delta\sigma_r = 1,47 \%$

## b.2. Pertes par fluage

Etape de préfabrication et stockage Le temps varie de 0 j à 28 j.		Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires Le temps varie de 28 j à 90 j.		Etude de réalisation et service Le temps varie entre 90 j à ∞.	
f(t)	0,243	f(t)	0,323	f(t)	1
K <sub>s</sub>	0,856	Δf(t-t <sub>1</sub> )	0,0802	Δf(t-t <sub>1</sub> )	0,664
K <sub>e</sub>	0,4	E <sub>i28</sub>	39125,82635	E <sub>i28</sub>	39125,82635
ρ	70	B	5842,4236	p	629,941
K <sub>c</sub>	2,314	M <sub>g</sub>	390,98	B	9032,423
K(t)	1	I	25347065,1	M <sub>g</sub>	801,88
K <sub>fi</sub>	2,326	e <sub>0</sub>	75,87	I	42548926,7
E <sub>i28</sub>	39125,82635	P	626,941	e <sub>0</sub>	39,57
p	626,941	σ <sub>i</sub>	13,38	σ <sub>i</sub>	3,21
B	5842,4236	ε <sub>ic1</sub>	0,0003420	ε <sub>ic1</sub>	8,219E-05
M <sub>g</sub>	216,67	Δσ <sub>fl</sub>	<b>12,14</b>	Δσ <sub>fl</sub>	<b>24,58</b>
I	25347065,1	%	0,77	%	1,57
e <sub>0</sub>	75,87	<b>Δσ<sub>fl total</sub> = 51,08 + 12,14 + 24,58 = 87,80 MPA</b>  <b>Δσ<sub>fl total</sub> = 5,62 %</b>			
σ <sub>i</sub>	18,60				
ε <sub>ic1</sub>	0,0004753				
ε <sub>fi</sub>	0,00026884				
Δσ <sub>fl</sub>	<b>51,08</b>				
%	3,27				

Tableau. VIII.21 : Pertes par fluage à X=0,25L.

## c. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ<sub>pi</sub>: Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f<sub>prg</sub> : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 205,16 = \mathbf{1355,69MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \quad \text{pour les aciers TBR}$$

σ <sub>0</sub> (MPa)	Δσ <sub>pi</sub> (MPa)	σ <sub>pi</sub> (MPa)	F <sub>prg</sub> (MPa)	u <sub>0</sub>	ρ <sub>1000</sub>	Δσ <sub>ε</sub>	(5/6)Δσ <sub>ε</sub> (MPa)	%
1560,85	205,16	1355,69	1860	0,43	2,5	60,77	<b>50,65</b>	<b>3,24</b>

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{1355,69}{1860} - 0,43 \right) \times 1355,69 \times 2,5 = 50,65 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 50,65 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,24 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	22,9	87,80	50,65	161,35
%	1,47	5,62	3,24	10,33

**Tableau. VIII.22** : des pertes différées à X=0,25L.

➤ **Pertes totales**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	78,90	161,35	240,25
%	5,05	10,38	15,34

**Tableau. VIII.23** : Les pertes totales à X=0,25L.

✚ **Pourcentage des pertes totales**

$$\% \text{des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{piTOTAL}}{\sigma_{p_0}} \times 100$$

$\sigma_{p_0}$  : Tension à l'origine.  $\sigma_{p_0} = 1560,85 \text{ MPA}$

Abscisse(m)	Section	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta\max}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{total}$
0	0L	15,608	108,756	1,9	81,640	23,750	108,170	50,290	390,11
	%	1	6,96	0,12	5,23	1,520	6,930	3,220	<b>24,98</b>
9	0,25L	15,608	108,756	1,9	78,900	22,900	87,800	50,650	364,614
	%	1	6,96	0,12	5,05	1,470	5,620	3,240	<b>23,46</b>
18	0,5L	15,608	108,756	1,9	58,940	22,368	89,360	53,240	348,272
	%	1	6,96	0,12	3,78	1,430	5,720	3,410	<b>22,42</b>

**Tableau. VIII.24** : Les pertes totales dans les différentes sections.

**Conclusion**

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à x=0,0L (**24,98%** le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 30% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.



### VIII.5. Vérification des contraintes

#### VIII.5.1. Pour la section intermédiaire ( $X=0,5 L$ )

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons déterminé l'emplacement et la force de la précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures de contraintes admissibles, dans ce qui suit, nous allons vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service.

$$\begin{array}{l}
 \text{Construction} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{ts}} \\
 \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} <? \sigma_{\text{ci}}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Service} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{cs}} \\
 \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} <? \sigma_{\text{ti}}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

La force de précontrainte  $P$  est le max des deux valeurs caractéristique  $p_1$  ou  $p_2$

La vérification des sections se fait en deux phases :

- **Phase de construction** : préfabrication des poutres et stockage provisoire.
- **Phase de service** : après la réalisation des compléments des charges permanentes et mise en service de l'ouvrage.

#### a. Phase de construction

- ✓ **Poutre isostatique soumise à son poids propre**

$$M_p = 216,67 \text{ t.m}$$

On note que durant le transport des poutres, et en cas de mouvements et balancement, les règlements du **BPEL** donnent des coefficients de majoration, dans le cas présent :

Le coefficient = 30 %

$$M(x) = 216,67 \times 0,3 + 216,67 = \mathbf{281,671 \text{ t.m}}$$

- **A mi travée : sans hourdis.**

$$P_0 = 737,66t$$

$$\Delta p_0 = 87,53t$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 682,393 t$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta p_0$$

$$p_2 = 617,78t$$

$$p_{\text{moy}} = 650,13 t$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire :

$$B = 5842,4236 \text{ cm}^2,$$

$$V = 90,31 \text{ cm}.$$

$$V' = 99,69 \text{ cm}.$$

$$I = 25347065,1 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 75,87 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 11,680 - 18,446 + 10,036 = 3,269 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 11,680 + 20,362 - 11,078 = 20,964 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 10,576 - 16,702 + 10,036 = 3,909 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 10,576 + 18,437 - 11,078 = 17,935 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -4,365 \text{ MPA} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,91 \text{ MPA} < \sigma_i < 23,076 \text{ MPA} \dots C V$$

**b. En service**

- **A mi travée :** avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type  $D_{240}$ .

$$p_0 = 737,66 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 164,59$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = \mathbf{620,74 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta p_0$$

$$p_2 = \mathbf{525,39 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 573,07 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 9032,4236 \text{ cm}^2$$

$$V = 148,61 \text{ cm}$$

$$V' = 63,38 \text{ cm}$$

$$I = 58194726,2 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 39,56 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 801,88 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,872 - 6,271 + 20,479 = \mathbf{21,080 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,872 + 2,674 - 8,733 = \mathbf{0,813 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 5,817 - 5,308 + 20,479 = \mathbf{20,987 \text{ MPA}}$$

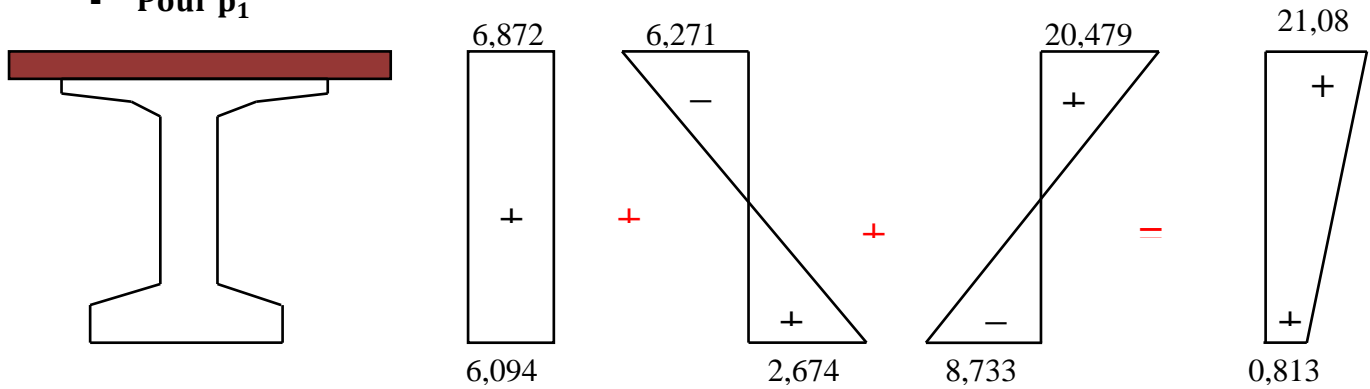
$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 5,817 + 2,264 - 8,733 = \mathbf{-0,653 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPA} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPA} \dots C V$$

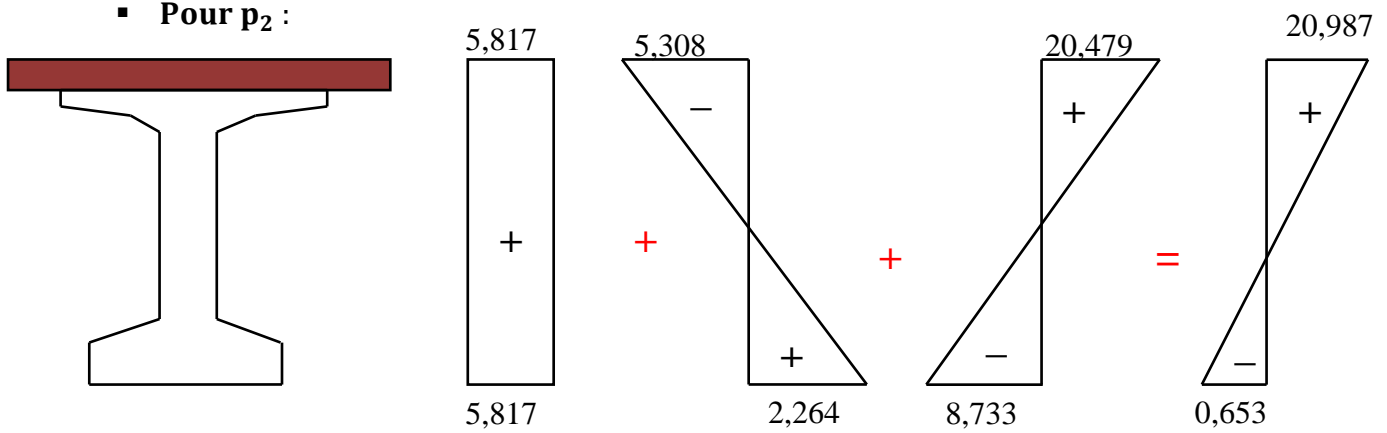
$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPA} < \sigma_{\text{ci}} < 23,076 \text{ MPA} \dots C V$$

✓ Diagramme des contraintes pour les différents cas

▪ Pour  $p_1$



▪ Pour  $p_2$  :



VIII.5.2. Pour ( $X=0,25 L$ )

Sans hourdis ( $p_0 = 737,66 t$ , $\Delta p_0 = 87,53 t$ )			Avec hourdis ( $p_0 = 737,66 t$ , $\Delta p_0 = 172,32t$ )		
	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$		$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$
$P_1=722,850t$	6,765	18,552	$P_1=614,558t$	10,580	5,194
$P_2=700,370t$	7,206	16,466	$P_2=516,125t$	10,485	3,680

D'après le tableau au-dessus les contraintes sont vérifiées

VIII .5.3. Pour La Section D'about ( $X=0,00L$ )

a. En construction

- En about : sans hourdis.

$$M = 0 t.m$$

$$p_0 = 433,916 t$$

$$\Delta p_0 = 57,796 t$$

$$p_1 = 1,02.p_0 - 0,8.\Delta p_0$$

$$p_1 = 396,357 t$$

$$p_2 = 0,98.p_0 - 1,2\Delta.p_0$$

$$p_2 = \mathbf{355,882\ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 376,120\ \text{t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 5842,4236\ \text{cm}^2,$$

$$V = 90,31\ \text{cm}.$$

$$V' = 99,69\ \text{cm}.$$

$$I = 25347065,1\ \text{cm}^4$$

$$e_0 = 75,87\ \text{cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,784 - 10,714 + 0 = \mathbf{-3,930\ \text{MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,784 + 11,827 + 0 = \mathbf{18,611\ \text{MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,091 - 9,620 + 0 = \mathbf{-3,529\ \text{MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,091 + 10,619 + 0 = \mathbf{16,711\ \text{MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593\ \text{MPA} < \sigma_s < 17,949\ \text{MPA} \dots \text{CNV}$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395\ \text{MPA} < \sigma_i < 17,949\ \text{MPA} \dots \text{CNV}$$

#### b. En service

- **En about** : avec hourdis.

$$M = 0\ \text{t} \cdot \text{m}$$

$$p_0 = 433,916\ \text{t}$$

$$\Delta p_0 = 72,84\ \text{t}$$

$$p_1 = 1,02.p_0 - 0,8.\Delta p_0$$

$$p_1 = \mathbf{384,322\ t}$$

$$p_2 = 0,98.p_0 - 1,2\Delta.p_0$$

$$p_2 = \mathbf{337,829\ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 361,075\ \text{t}$$

**Caractéristique de la section :**

$$B = 9032,4236 \text{ cm}^2$$

$$V = 148,61 \text{ cm}$$

$$V' = 63,38 \text{ cm}$$

$$I = 58194726,2 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 39,56 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 4,255 - 3,883 + 0 = -0,327 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 4,255 + 1,656 + 0 = 5,911 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 3,740 - 3,413 + 0 = -0,327 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 3,740 + 1,456 + 0 = 5,196 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPA} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

**NB :**

Pour l'utilisation de 20 câbles actifs dans la zone d'about les contraintes ne sont pas vérifiées.

Donc on utilise 12 câbles.

Sans hourdis		Avec hourdis	
$p_0 = 282,046 \text{ t}$		$p_0 = 282,046 \text{ t}$	
$\Delta p_0 = 37,57 \text{ t}$		$\Delta p_0 = 70,15 \text{ t}$	
$\sigma_{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{inf}}$	$\sigma_{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{inf}}$
<b>P<sub>1</sub>=237,815t</b>	-2,358	<b>P<sub>1</sub>=213,753t</b>	0,207
<b>P<sub>2</sub>=213,530t</b>	-2,117	<b>P<sub>2</sub>=177,438t</b>	0,172
	11,167		3,287
	10,026		2,729

Les pertes totales du aux pertes instantanées et différées a X=0L :

$$\Delta \sigma_{\text{tot}} = 175,246 + 139,502 = 314,748 \text{ MPa} = 20,16\% < 30\%$$

Donc l'estimation des pertes est vérifiée.

D'après le Tableau. VIII.24 le pourcentage des pertes à x=0,25L (**23,46% le max**)

## VIII.6. Calcul Ferrailage Passif Longitudinal

On à deux types des armatures :

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

### VIII.6.1. Armatures Longitudinales De Peau

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentielles et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_S = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot P \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ 0.1\%B \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$A_S = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 580,22 \times 10^{-2} = 17,406 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% \times 5660 = 5,66 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_S = 17,406 \text{ cm}^2$$

On adopt **22 HA10** avec un espacement de **e = 15 cm**.

### VIII.6.2. Armatures Dans La Zone Tendue

Les armatures longitudinales des zones tendues des éléments précontraints.

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

$N_{Bt}$  : L'intensité de la résultante des efforts de traction.

$B_t$  : L'aire de la partie tendue.

$f_e$  : Limite d'élasticité des armatures utilisées.

$\sigma_{bt}$  : La valeur absolue de la contrainte de traction.

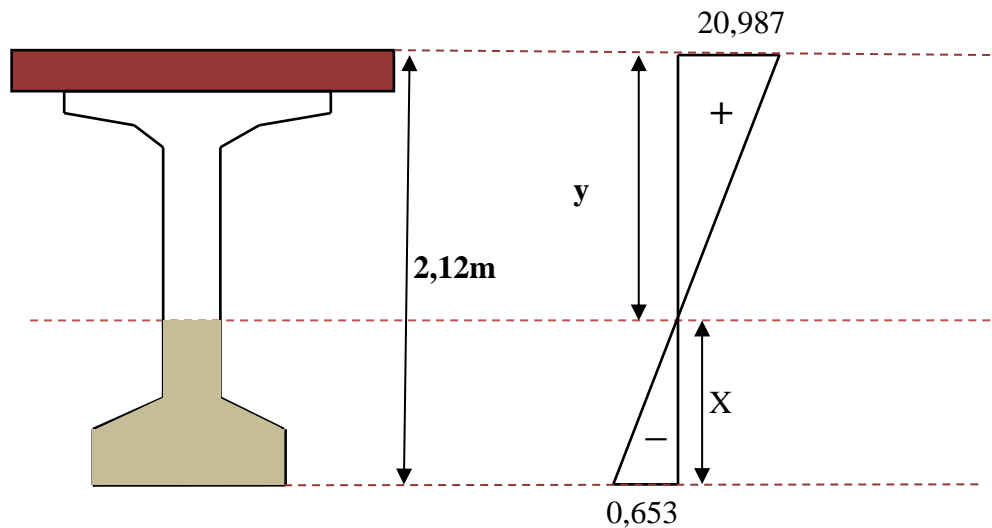


Figure. VIII.4 : Diagramme des contraintes normales.

$$\frac{y}{20,987} = \frac{2,12 - y}{0,653} \Rightarrow y = 205,60\text{cm}$$

**X = 6,4cm**

La zone tendue se trouve a une distance de 6,4 cm de l'axe neutre

$$B_t = 64 \times 6,4 = 409,6\text{cm}^2$$

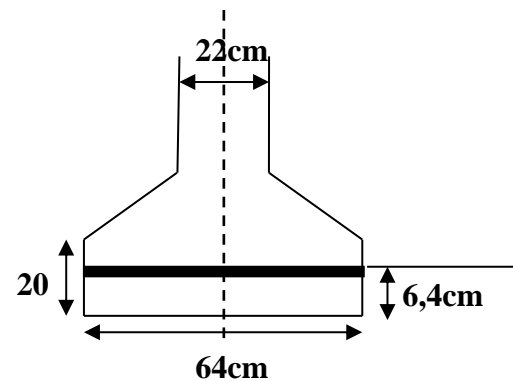
$$B_t = 0,275 \text{ m}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{409,6 \times 3,561}{2} \times 10^{-4} = 0,0729\text{MN}$$

$$N_{Bt} = 7,42 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

$$A_s = \frac{409,6}{1000} + \frac{0,0729}{500} \times \frac{3,3}{3,561} \cdot 10^4 = 1,76\text{cm}^2$$



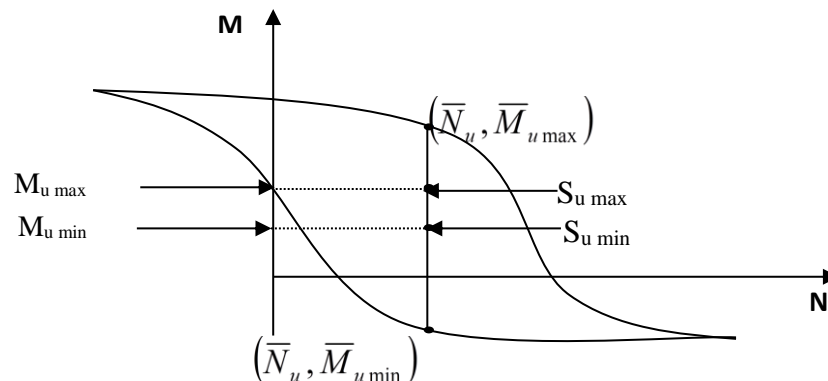
Pour les raisons constructives, nous adoptons comme section : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**.



## XII.7. Justification aux E.L.U

### XII.7.1. Principe de la méthode de justification

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation  $\bar{S}_u$  qu'équilibre ces contraintes.



**Figure.XII.5 :** Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constitué par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes  $\bar{S}_U$  ( $\bar{N}_U, \bar{M}_U$ ) qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M), et on définit une courbe fermée dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation  $S_U$  n'a pas atteint l'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de  $S_U(N_U, M_U)$  Est bien à l'intérieur de ce domaine.

### XIII.7.2. Démarche à suivre

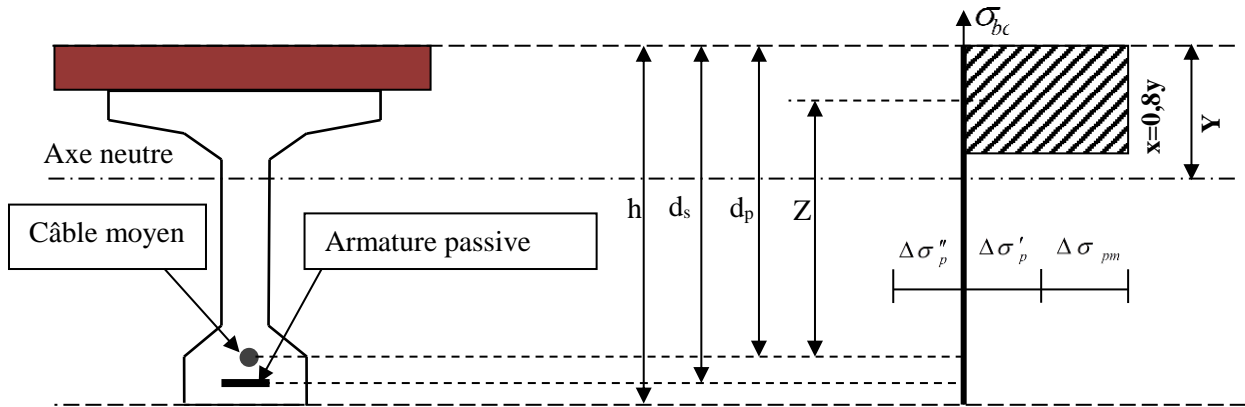
- On fixe  $\bar{N}_U$
- On détermine les deux moments résistant ultimes ( $M_{U_{\min}}, M_{U_{\max}}$ ) correspondants à  $N_U$
- On procède à la justification sur le moment à  $N_U$  et on doit avoir :

$$\bar{M}_{U_{\min}} \leq M_U \leq \bar{M}_{U_{\max}}$$

Avec :  $M_{U_{\max}} \leq \bar{M}_{U_{\max}}$  et  $M_{U_{\min}} \leq \bar{M}_{U_{\max}}$

**XIII.7.3. Les sollicitations à L'E.L.U**

En admettant le diagramme des contraintes suivant :



**Figure. XIII.6 :** Diagramme de la contrainte à L'ELU

Avec :  $\Delta\sigma_{pm}$  Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$ : 1<sup>ère</sup> complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$  : 2<sup>ème</sup> complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

- les sollicitations à L'E.L.U sont :

$$N_U = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \Delta\sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$M'_{UMAX} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s \cdot (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

Avec  $A_p \Delta\sigma_p$ : surtention de la prétention.

$A_p \Delta\sigma_p$ : Tension dans les armatures passives

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

**XIII.7.4. Équations liées à l'hypothèse des sections planes**

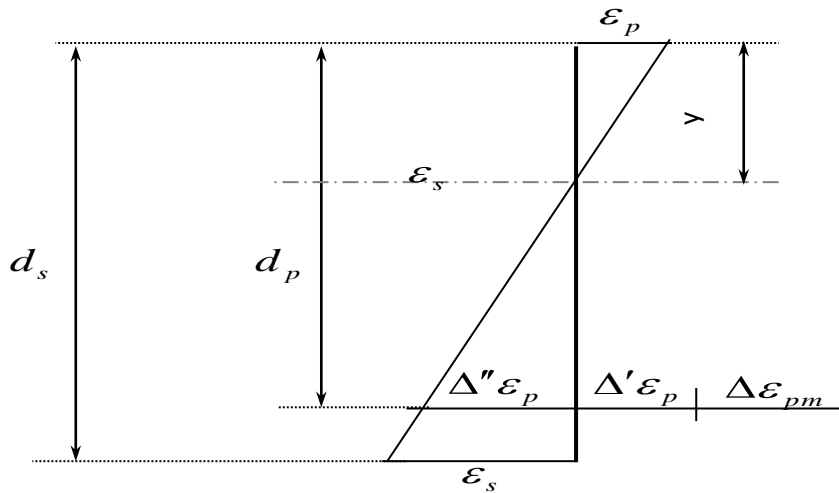
A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \dots \dots \dots (4)$$

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des DOMAINES (1) OU (2), c'est-à-dire pivot (a) ou pivot (b).



**Figure. XIII.7 :** Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

**XIII.7.5. Equations traduisant le comportement de l'acier**

- pour les armatures passives :  
 $\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \dots \dots \dots (5)$
- pour les armatures de précontrainte :  
 $\Delta\sigma_p = f \cdot \varepsilon_{mp} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p - f(\varepsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$   
 ( g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues :

$$\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_p, \varepsilon_p, \varepsilon_s, \bar{M}_U.$$

Donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10 \%$$

$$\varepsilon_b = 3,5 \%$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (4) donne :  $y$

L'équation (3) donne :  $\Delta''\varepsilon_p$

L'équation (5) donne ( $\sigma_s$ ).

L'équation (6) donne ( $\sigma_p$ ).

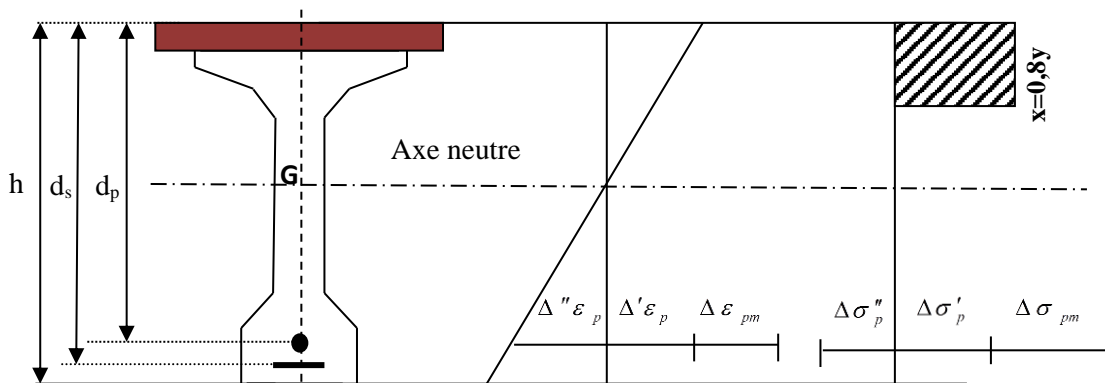
Nous avons dans (1) : 
$$N_{U1} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \Delta \sigma_s = \bar{N}_U$$

On fait une comparaison entre  $N_{U1}$  et  $N_U$

- Si  $N_{U1} = N_U$  : on calcule directement  $M_U$
- Si  $N_{U1} > N_U$  : cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, en doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de  $A$  , c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de  $\varepsilon_{bc}$

☞ Si  $N_{U1} < N_U$  : on fait une nouvelle itération mais en pivotant  $\varepsilon_{bc}$  autour du pivot B jusqu'à avoir  $N_{U1} = N_U$

**Application au projet : à  $x = 0.5 L$  (mi travée) :**



À l'ELU :  $M_{min} = 1.35 M_g$  et  $M_{max} = 1.35M_g + 1.35M_q$  (le moment max sous **D240**)

h (cm)	$e_p$ (cm)	$d_s$ (cm)	$d_p$ (cm)	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{umin}$ (t. m)	$M_{umax}$ (t. m)
212	-39,56	207	202	139	11,18	703,77	1082,540

Donc :  $N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \cdot n \cdot A_p$

$$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 390,11) \cdot n \cdot A_p$$

$$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 390,11) \cdot 34 \times 1,39 \cdot 10^2 = 553,29 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \text{Dans (1) : } N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times 45}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 139 \cdot \Delta\sigma_p - 1118 \cdot \sigma_s$$

$$553,29 = B(x) \times 25,3 \cdot 10^3 - 139 \times \Delta\sigma_p - 1118 \times \sigma_s$$

$$\text{Dans (2) : } \bar{M}_{U\max} = B(x) \times 25,3 \times Z + 1118 \times (50) \times \sigma_s$$

✓ **Équations liées le l'hypothèse des sections planes**

$$\text{De (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{202 - y}{y} = \frac{161,6}{x} - 1$$

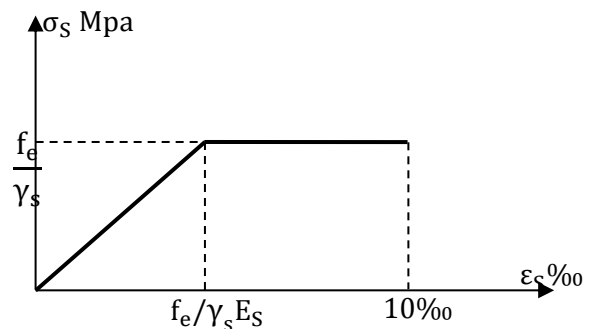
$$\text{De (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 207}{x} - 1 = \frac{165,6}{x} - 1$$

✓ **Équation traduisant le comportement des aciers**

▪ **Armatures passives (F<sub>e</sub>E500)**

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



▪ **Armature actives (torons)**

$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

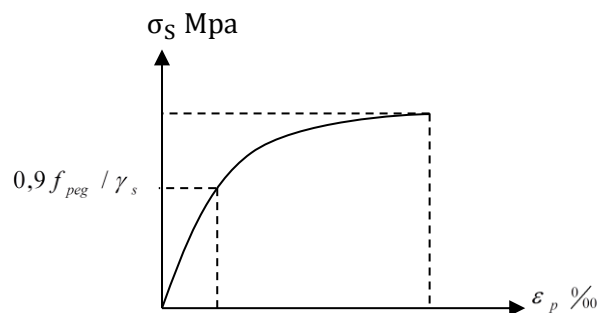
$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1285,826 \text{ MPA}$$

$$\text{donc : } \Delta\sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta'' \varepsilon_p) - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{p_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 398,05 \text{ MPA}$$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{398,05}{190000} = 2,09 \cdot 10^{-3}$$



Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\sigma_{\text{bpm}} = \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{\text{umin}}) \frac{e_p}{I}$$

$$\sigma_{\text{bpm}} = \frac{553,29 \cdot 10^4}{903242,3} + (553,29 \times 10^4 \cdot (-395,6) + 703,77 \cdot 10^7) \cdot \frac{-395,6}{58194726,2 \times 10^4}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{bpm}} = 2,829 \text{MPa}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de  $\sigma_{\text{bpm}}$  %

$$\varepsilon_{\text{bpm}} = \frac{\sigma_{\text{bpm}}}{E_b} = \frac{E_p \cdot \sigma_{\text{bpm}}}{E_b \cdot E_p} \quad \text{avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{\text{bpm}} = \frac{5 \times \sigma_{\text{bpm}}}{E_p} = 7,44 \cdot 10^{-5}$$

Lorsque L'ELU et atteinte :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$$

Donc :

$$\text{De( 04) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_{s-y}}{y} = \frac{10}{3,5} = \frac{207 - y}{y} \Rightarrow y = 53,66 \text{cm}$$

$$\text{De( 04) : } \sigma_s = 435 \text{MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{De( 03) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} &= \frac{207 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{5,87 \times 10^{-3} (207 - 53,66)}{53,66} \\ &= 16,77 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 16,77 \cdot 10^{-3}$$

De( 06) :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (16,77 \cdot 10^{-3} + 7,44 \cdot 10^{-5} + 2,09 \cdot 10^{-3}) - \sigma_p \text{ Pour } (2,09 \cdot 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = 18,93 \cdot 10^{-3} - \sigma_p \text{ Pour } (2,09 \cdot 10^{-3}).$$

✓ Déterminations de  $\sigma_p$ 

$$2,09 \cdot 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_p} = 6,77 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

$$\Rightarrow \sigma_p(2,09 \cdot 10^{-3}) = 1,9 \cdot 10^5 \times 2,09 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{p \text{ pour } (2,09 \cdot 10^{-3})} = 397,1 \text{MPa.}$$

$$18,93 \cdot 10^{-3} > 6,77 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_{p \text{ pour } (18,93 \cdot 10^{-3})} = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left( \frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{\text{moy}} \text{ avec } y = 0,5366 \text{ m}$$

$b_{\text{moy}}$ : Est la largeur moyenne (hourdis + table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{\text{moy}} = \frac{1,45 + 1}{2} = 1,225 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,5366 \times 1,225 = 0,526 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{ul} = 1292,43 \text{ t}$$

$$N_{ul} = 1292,43 \text{ t} \geq N_u = 553,29 \text{ t}$$

**CONCLUSION**

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot B.

Il faudra calculer  $N_{ul}$  de manière à avoisiner le plus possible la valeur  $N_u$  en diminuant  $\varepsilon_p$

$\varepsilon_b$	Y (cm)	$\Delta \varepsilon''$	$\sum \varepsilon$	$\sigma \sum \varepsilon_i$	$\Delta \sigma$	B(x)	$N_{ul}$
2	34,5	0,00971	0,04668	1170,74	411,37	3381	4704,80
2,25	38	0,00970	0,04667	1170,74	411,36	3726	5423,01
2,28	38,4	0,00970	0,04667	1170,74	411,36	3766,46	5507,23

D'après le tableau au-dessus, pour  $\varepsilon_b = 2,28 \text{ ‰}$ ,  $N_{ul} = 5,507 \text{ MN} \approx N_u$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 2,28 \text{ ‰}$$

$$\bar{M}_{\text{umax}} = B(x) \times 25,5 \times Z + 1118 \times (50) \times \sigma_s$$

$$Z = d_p - 0,8 \times y = 202 - 0,8 \times 3,48 = 199,22 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{\text{umax}} = 3766,46 \times 25,5 \times 199,22 + 1118 \times (50) \times 435 = 1915,83 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{uMAX}} = 1082,540 \text{ t.m} < \bar{M}_{\text{umax}} = 1915,83 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est **assurée**.

**XIII.8. Vérification des contraintes tangentielles**

✓ 1<sup>ère</sup> phase: en construction

L'effort tranchant du au poids propre :

$$V(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x$$

$$V_{\max}(x) = 24,76 \text{ t}$$

▪ La contrainte de cisaillement  $\tau$

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \mu}{I \cdot b_{\tau}}$$

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \left(\frac{h}{2}\right)}{b_n \cdot z}$$

Z: le bras de levier:  $Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2}$

$b_n$ : largeur brute dans le cas de prétention.

$\rho$ : rendement de la section.

Le tracé est rectiligne, donc il ne participe pas à la résistance à l'effort tranchants, car dans ce cas :  $t_p = -\sin x = 0$  :

Avec :

$t_p$ : l'effort tranchants de la précontrainte.

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0 = 682,393 \text{ t} \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{682,393}{5660} = \mathbf{12,06 \text{ MPA}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_0 = 617,78 \text{ t} \Rightarrow \sigma_{x2} = \mathbf{10,91 \text{ MPA}}$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

$$(\tau) < \min(\tau_1, \tau_2) = \tau$$

$$\overline{\tau}_1 = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x\right)$$



$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times 3,3 \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 12,06 \right) = 14,96 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_1} = \mathbf{14,96 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 3,3 \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 10,91 \right) = 13,95 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = \mathbf{13,95 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{3,3}{38,46} \times (0,6 \times 38,46 - 12,06) \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 12,06 \right) = 21,44 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = \mathbf{21,44 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{3,3}{38,46} \times (0,6 \times 38,46 - 10,91) \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 10,91 \right) = 22,07 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = \mathbf{22,07 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{22})$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(14,96; 21,44) = 14,96 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(13,95; 22,07) = 13,95 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < 14,96 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < 13,95 \text{ MPA}$$

$$\tau_1 = \frac{v_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 190 \times \frac{(1 + 0,4768)}{2} = 140,296 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{24,76 \cdot 10^4}{64 \cdot 10 \times 140,296 \cdot 10} = 0,276 \text{ MPA.}$$

$$\tau = 0,276 \text{ MPA} < \tau_1 = 14,96 \text{ MPA} \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

$$\tau = 0,276 \text{ MPA} < \tau_1 = 13,95 \text{ MPA} \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

✓ 2<sup>ème</sup> phase: en service

Les efforts tranchants préviennent des résultats de calcul (**robot**) :

## ▪ à ELS

$$V_S = 94,71t$$

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_t = 620,74 t$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_t = 525,39 t$$

$$\sigma_{x1} = \frac{620,74 \cdot 10^4}{8850 \cdot 10^2} = 7,01 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{x2} = 5,94 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times 3,3 \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 7,01 \right) = 10,52 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 10,52 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 3,3 \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 5,94 \right) = 9,58 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 9,58 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{3,3}{45} \times (0,6 \times 45 - 7,01) \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 7,01 \right) = 23,37 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 27,37 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{3,3}{45} \times (0,6 \times 45 - 5,94) \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 5,94 \right) = 22,42 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 22,42 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(10,52 ; 23,37) = 10,52 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(9,58 , 22,42 ) = 9,58 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < 10,52 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < 9,58 \text{ MPA}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 212 \times \frac{(1 + 0,5454)}{2} = 163,81 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{94,71 \cdot 10^4}{64 \times 10 \times 163,81 \times 10} = 1,26 \text{ MPA.}$$

$$\tau = 1,26 \text{ MPA} < \tau_1 = 10,52 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\tau = 1,26 \text{ MPA} < \tau_2 = 9,58 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

▪ à ELU :

$$V_U = 127,86t$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot Z} = \frac{127,86 \cdot 10^4}{(64 \times 10) \times (163,81 \times 10)} = 1,22 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = 1,22 \text{ MPA} < f_{cj} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### XIII.8.1. Minimum d'armatures transversales

Elles sont caractérisées par leur section ( $A_G$ ) et leur espacement ( $S_t$ )

$$S_t \leq \min(1m, 0,8h, 3b_0) = \min(1m, 0,8 \times 1,90; 3 \times 0,64) \Rightarrow S_t \leq 1m$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0,6 \times 64 \times 1,15}{500 \cdot 10^{-2}} = 8,832 \text{ cm}$$

✓ **Dans la zone médiane**

D'après les règlements BPEL, la section de ces armatures doit être au moins 2 cm<sup>2</sup>/ml de parement.

On prend **2 cadre HA12** soit ;  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,08832 \Rightarrow s_t \leq \frac{A_t}{0,08832} = \frac{2,26}{0,08832} = 25,59 \text{ cm}$$

On adopte  $s_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Dans la zone d'appuis**

L'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

**XIII.8.2. Justification des armatures transversales**

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \tau_u = \left( \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \cotg \beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\text{Par le BPEL91: } \tg 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\tau_x^u - \tau_t^u}$$

Avec :

$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$V_{red}^U = V_u - \frac{p_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$V_{red}^U = 127,86 \text{ t}$$

$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{127,86 \cdot 10^{-2}}{0,8 \times 2,12 \times 0,64} = 1,18 \text{ MPA}$$

❖ **Angle d'inclinaison  $\beta_U$** 

$$P_U = (\sigma_p - \Delta \sigma_p) \cdot A_p = (1560,85 - 390,11) \times 1,39 \times 10 \times 10^{-4} = 1,63 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{16,3 \times 10^4}{9032,423} = 1,805 \text{ MPA}$$

$$\tg 2\beta_u = \frac{2 \times 1,18}{1,805} = 1,31$$

$$\beta_u = 26,32^\circ$$

$$\tau_u = \left( \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \cotg\beta + \frac{f_{tj}}{3} = 2,34 \text{ MPA.}$$

Donc :  $\tau_{red}^u \leq \tau_u$  ..... CV

#### ❖ Armatures transversales supérieures

Elles doivent être au moins à 2cm<sup>2</sup> /ml, soit un cadre HA10 tous les 15 cm.

#### VIII.8.3. Justification des bielles de compression du béton

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{red}^2 \leq \left( \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (1,18)^2 \leq \left( \frac{45}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 1,3924 < 56,25$$

⇒ **Condition vérifié**

#### VIII.9. Calculs justificatifs réglementaires en section particulières

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés, ce sont.

- Les zones d'application des réactions d'appuis.
- Les zones d'ancrages des armatures de précontraint.

##### VIII.9.1. Zone d'appuis

On effectuera deux vérification qui portent sur

- l'équilibre de la bielle d'about.
- l'équilibre du coin inférieur du béton.

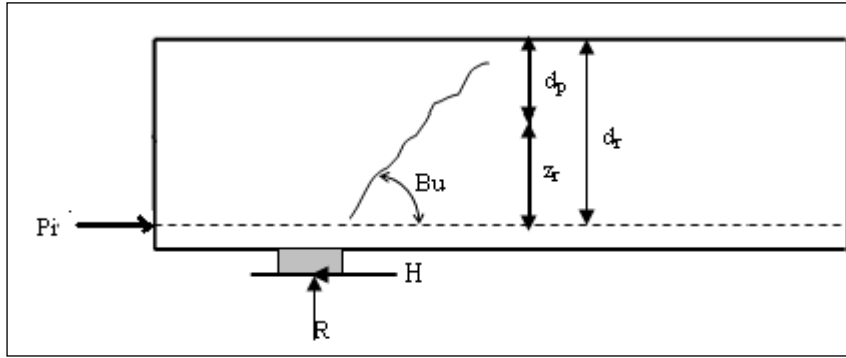
##### ✓ l'équilibre de la bielle d'about

L'appui transmet au béton une réaction **R** (poids propre, charge d'exploitation) et une réaction **H** (freinage, effet de température...etc.) dans le béton cet effort se compose en :

- Un effort horizontal **H+R cotg B<sub>u</sub>**
- Un effort incliné **R/sin B<sub>u</sub>**

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal coudre.

Par étriers la fissure qui tend à séparer la bielle du reste u béton la contrainte limite dans les armatures de couture et armature de précontrainte à pour valeur.



✓ **étapes de calcul**

Le calcul consiste à chercher le niveau R de la poutre tel que :

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

$P_i$  : Effort composition à la contrainte limite.

$H_u$  : réaction horizontale a l'ELU

$R_u$  : réaction verticale a l'ELU

$$B_U \leq 30^\circ$$

$$R_U = 127,86t$$

▪ **Calcul de  $P_i$**

$\sigma_{pi}$  : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left( 1,2\sigma_{pm} ; \frac{f_{prj}}{\gamma_p} \right) = \min \left( 1,2 \times 398,05 ; \frac{1860}{1,15} \right) = 477,66 \text{ MPA}$$

$$p_i = 20 \times 1,39 \times 10^2 \times 1560,85 = \mathbf{1276,213t}$$

▪ **Calcul de  $H_u$**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC (cahier de prescriptions communs), l'accélération sismique horizontal a est prise, égale à 10%G (G : poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 836,07 = \mathbf{83,607 t}$$

▪ **Recherche du niveau R**

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u \Rightarrow 1276,213 - 83,607 > 284,482$$

$$1192,606 > 284,482 \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

Le niveau r est le niveau à partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à partir de quel les armatures active ne sont pas suffisantes.

$$d_p = \frac{h}{10} \quad : \text{Hauteur e la membrane comprimée.}$$

$d_r = h - y_r$  : Distance de R à la fibre supérieure.

$z_r = d_r - d_p$  : Hauteur de bielle

$$z = 2 \frac{h}{3}$$

Si :  $z_r < z$  : La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par  $z/z_r$  et placée sur la longueur  $z_r \cotg \beta_u$

Si :  $z_r \geq z$  : La densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur une longueur  $z \cotg \beta_u$

➤ **Pour notre cas**

$$d_r = 1,90 - 0,2382 = 1,6618 \text{ m}$$

$$Z_r = 1,6618 - \frac{1,9}{10} = 1,4718 \text{ m}$$

$$Z = 1,9 \cdot \left(\frac{2}{3}\right) = 1,27 \text{ m} \Rightarrow Z_r > Z$$

Les câbles de précontrainte sont suffisants sur une longueur :

$$Z \cotg \beta_U = 1,27 \times \cotg 30^\circ = 2,199 \text{ m}$$

Nous prendrons la même section d'armature transversale de peau :

**4HA10** ( $A_t=3,14 \text{ cm}^2$ ).

✓ **équilibre du coin inférieur**

$$R = R_U - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -H_U + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal a P est inférieur à ce angle de frottement interne du béton :

$$\text{tg} \alpha \leq \text{tg} \varphi \text{ avec } \text{tg} \alpha = \frac{R \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \sin \theta + H \cdot \cos \theta}$$

Il faut donc vérifier que :

$$H > \frac{R(1 - \text{tg} \varphi \cdot \text{tg} \theta)}{\text{tg} \varphi \cdot \text{tg} \theta} \quad \text{tg} \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - 1,5\theta)}{1 + 1,5\text{tg} \theta} \dots \dots (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontaux  $A_l$  tel que :

$$H = A_l \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta}$$

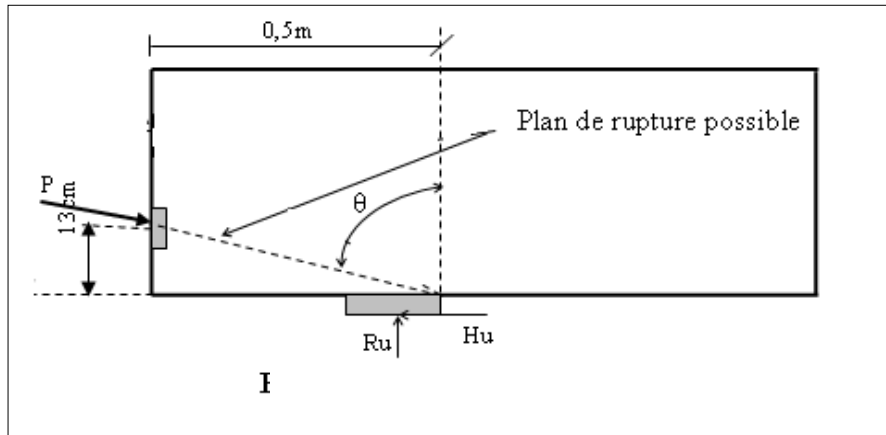


Figure .XIII.8: Rupture de coin inférieur.

**Remarque**

L'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c à d même si l'inégalité (1) est vérifié.

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_U \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot (5 - 4k)$$

Avec :  $0 < K < 1$ .

➤ **application**

$\theta = 0$  (car les câbles est rectiligne)

$R = 127,86t$  et  $H = 1192,606t$

$$1192,606 > \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} = 1,5 \times 127,86 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_{Smin} = \frac{0,04 \times 127,86 \times 10^4 \times 1,15}{500} (5 - 4k) = 1,176\text{cm}^2$$

En prend :  $K = 1$

soit de cadre de **2HA12(2, 26cm<sup>2</sup>)** .

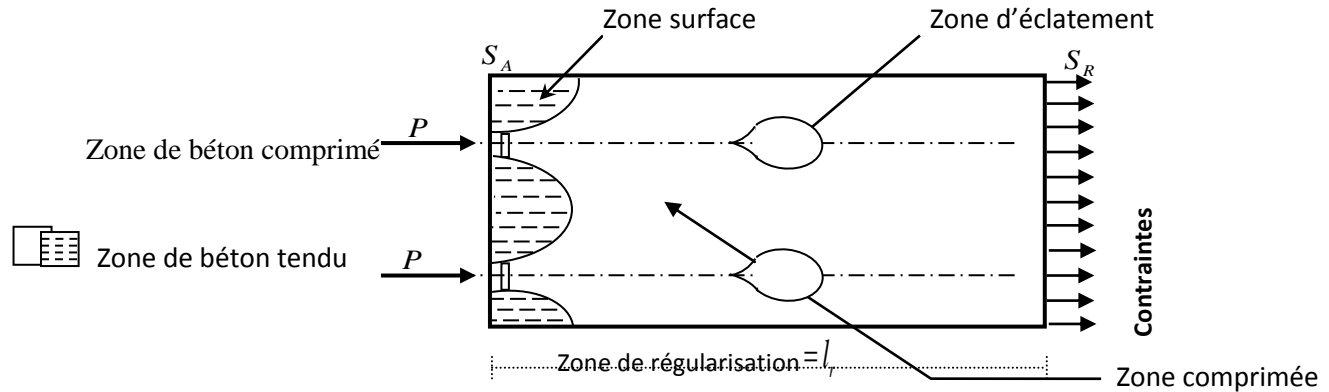
Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.



**XIII.9.2. Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes**

Les études expérimentales ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Une zone de surface soumise à des tractions.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement, soumise à des tractions.



**Figure .XIII.9 :** Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique de dimensions  $(d \times d)$ , et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (Effort d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).

**a. effet de la surface**

Au voisinage de la section ( $S_A$ ), il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_S = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \dots \dots \dots (8)$$

$F_{j0}$ : force à l'origine du câble au niveau (j)

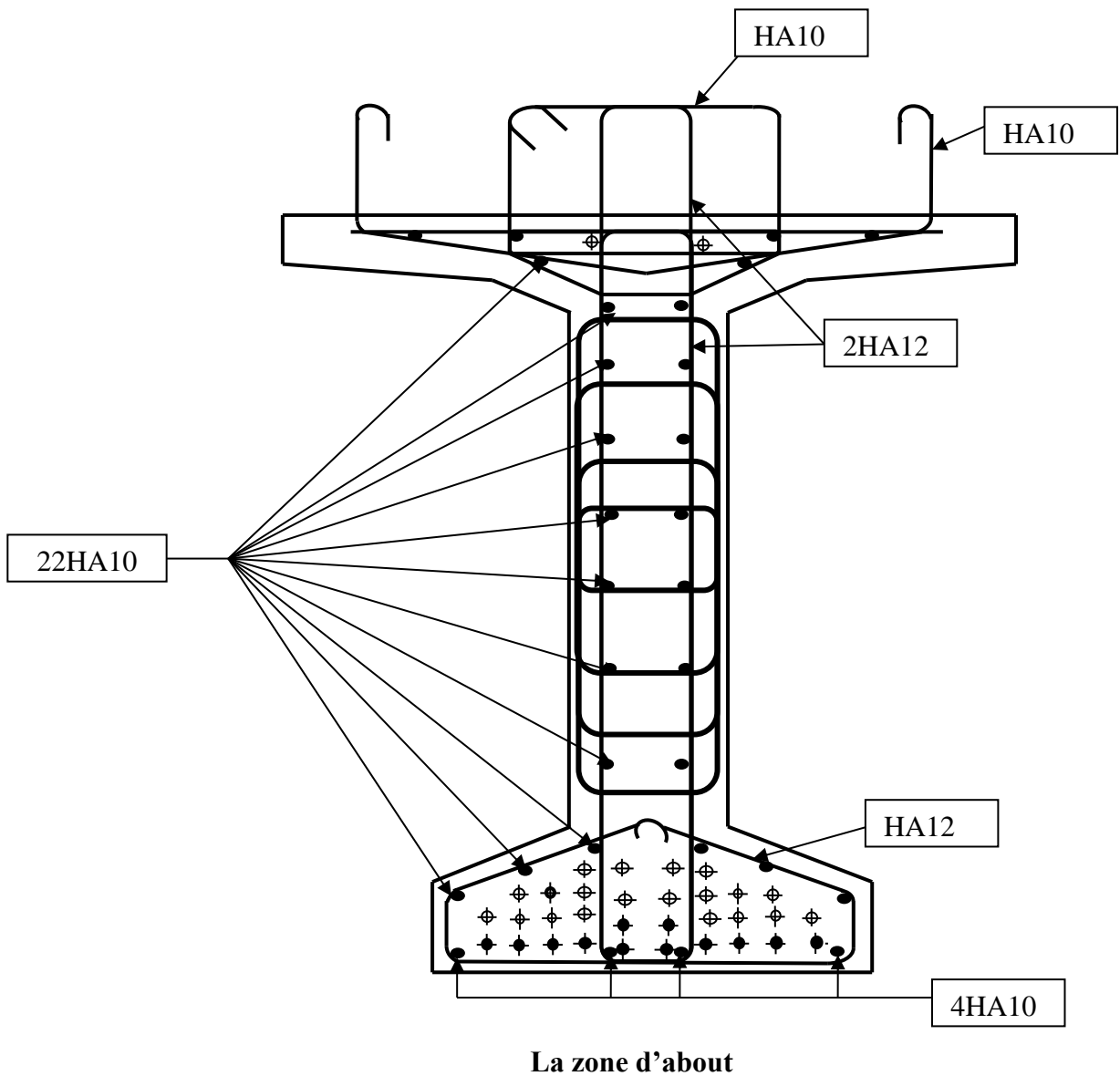
$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

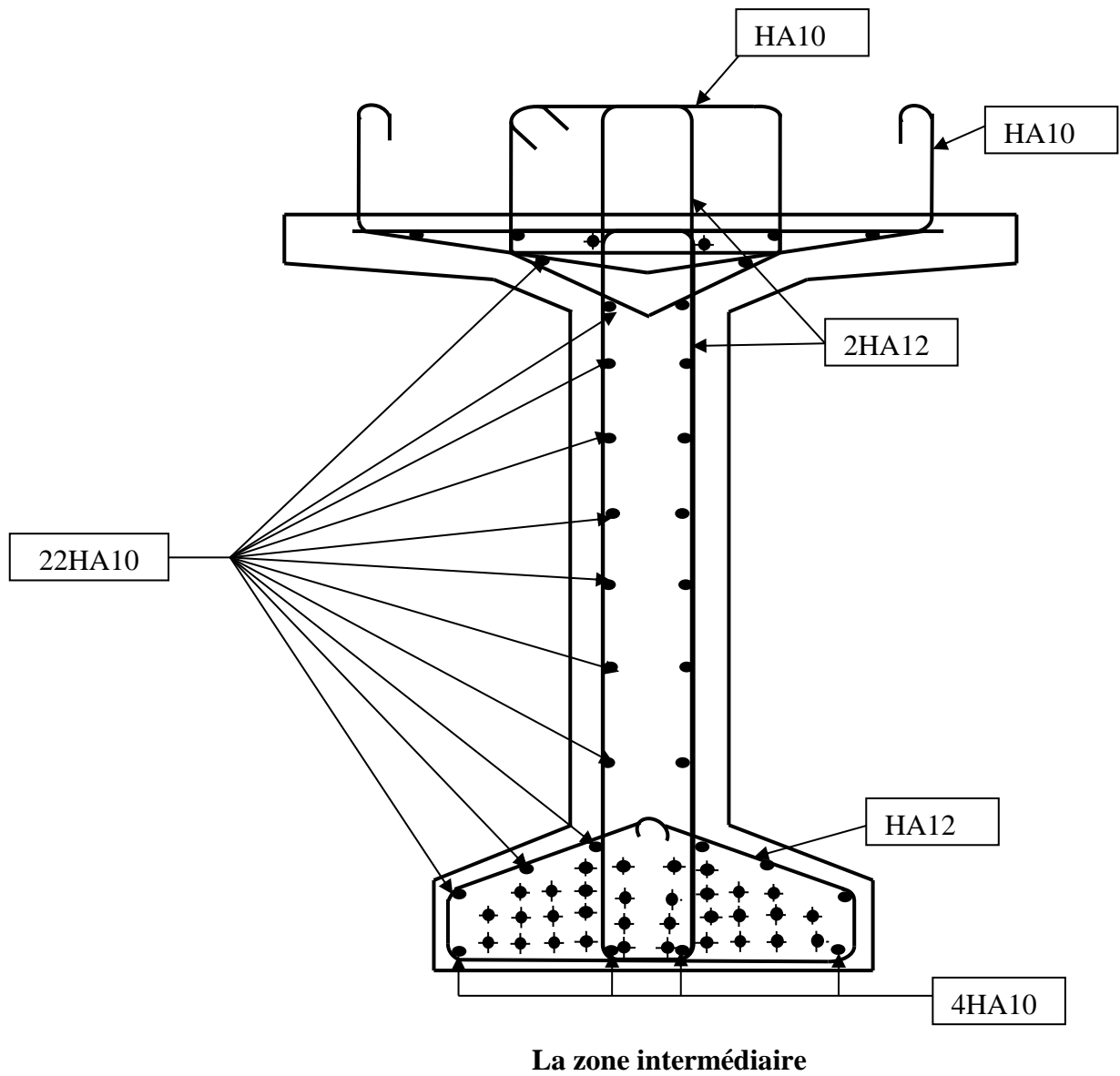
✓ **Plan Horizontal**

$$F_{j0} = n \times \sigma_{p0} \times A_p = 20 \times 1560,85 \times 139 = 433,916t$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{433,916 \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 500} = 5,21\text{cm}^2$$

On adopte : **5HA12** Soit  $5,65 \text{ cm}^2$  .

**X.10. Ferrailage de la poutre**



**Figure .XIII.10:** Ferrailage de la poutre.

**IX.1 : Introduction**

Le calcul des déformations est effectué pour répondre notamment à des préoccupations de deux ordres :

- ✚ Ordre constructif ; afin d'assurer la continuité des déformations entre les différentes parties du pont réalisé en plusieurs phases ;
- ✚ Des préoccupations d'ordre fonctionnel ; afin de vérifier que les déformations ne compromettent pas l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage.

Ces deux préoccupations conduisent notamment :

- ✚ Soit à évaluer les flèches des poutres dans le but de fixer des contre flèches ;
- ✚ Soit à limiter de façon générale les déformations en service à des valeurs fixées réglementairement.

**IX.2 : Déformation de la poutre****IX.2.1 : Flèche due au poids propre**

Cette flèche prend sa valeur maximale à mi- travée, elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$F_G = \frac{5 \cdot q_G \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$E_v$ : Module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{45} = \mathbf{13160.5052 \text{ MPa}}$$

$I_G$ : Moment d'inertie (poutre +hourdis).

$M_G$ :Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.

$$\mathbf{M_G = 521,31 \text{ t.m}}$$

$$\mathbf{I_G = 47852779,6 \text{ cm}^4}$$

$$F_G = \frac{5 \times 521,31 \times (36)^2}{48 \times 13160,5052 \cdot 10^2 \times 47852779,2 \times 10^{-8}} = 0.1117 \text{ m}$$

$$\mathbf{F_G = 11,17 \text{ cm}}$$

**IX.2.2 : Flèche due à la surcharge**

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

$M_T$ : Moment maximum à *E.L.S.*

$$M_{\text{sur}} = 801,88 - 521,31 = \mathbf{280,57 \text{ t.m.}}$$

$$F_{\text{sur}} = \frac{5 \times 280,57 \times (36)^2}{48 \times 13160,5052 \cdot 10^2 \times 47852779,2 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,0601m}$$

$$F_{\text{sur}} = \mathbf{6,01cm}$$

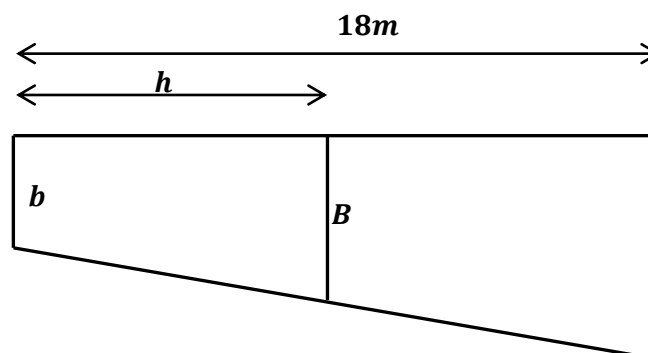
**IX.2.3 : Contre flèche de la précontrainte :**

Pour une poutre de portée ( $L$ ), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est donnée par :

$$-f_s = \int_0^L \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x dx$ : Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :



**Figure IX.1** : Diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée on a :

$$M_p = N_p \times e = (\sigma_{po} \times (1 - \text{perte}\%) \times A_p \times n) \times e$$

$N_p$  = effort de précontrainte

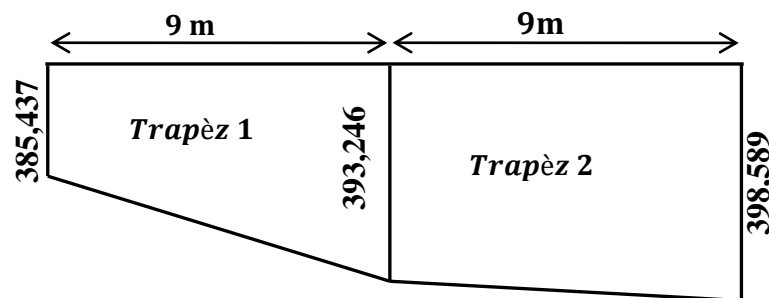
$e$  = excentricité

Dans un trapèze ( $h, b, B$ ), la distance ( $x$ ) de son centre de gravité à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} \text{ et on a: } f_i = \frac{X_i \cdot A_i}{EI}$$

	N(t)	e(m)	M(t. m)
0	553,391	0,6965	385,437
L/4=9m	564,603	0,6965	393,246
L/2=18m	572,275	0,6965	398,589

**Tableau. IX.1 :** calcul de moment sous la précontrainte



**Figure IX.2 :** Diagramme des moments sous la précontrainte

	$A_i (m^2)$	$X_i(m)$	$A_i X_i (m^3)$	$I (m^4)$	$E (m^3)$	$f_p(m)$
Trapèze 1	3504,073	4.52	15821,041	47852779,2	13160,505	-0,051
Trapèze 2	3563,260	4.50	16034,67			

**Tableau. IX.2 :** calcul de la flèche  $f_p$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

**IX.2.4. Flèche de constriction**

C'est la flèche à adopter sur fond coffrage pour limiter la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - f_g) = \frac{3}{4}(5,1 - 11,17) = -4,55 \text{ cm}$$

**IX.2.5. Flèche total****IX.2.5.1. En service à vide**

$$f = f_c + f_G + f_p = -4,55 + 11,17 - 5,1 = 1,52 \text{ cm}$$

$$f = 1,52 < \frac{L}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

**IX.2.5.2. En service en charge**

$$f = f_c + f_G + f_p + f_s = -4,55 + 11,17 - 5,1 + 6,01 = 7,53 \text{ cm}$$

$$f = 7,53 < \frac{L}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

**IX.3. Calcul des rotations****IX.3.1. Sous le poids propre**

La rotation ( $\beta$ ) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{45} = 13160,5052 \text{ MPa}$$

$$I_G = 47852779,6 \text{ cm}^4$$

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{521,31 \times 36}{3 \times 13160,5052 \cdot 10^2 \times 47852779,6 \cdot 10^{-8}} = 0,00993 \text{ rad}$$

$$\beta_G = 9,93 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

**IX.3.2. Sous les surcharges**

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{q_s \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{280,57 \times 36}{3 \times 13160,5052 \cdot 10^2 \times 47852779,6 \cdot 10^{-8}} = \mathbf{0,00534 \text{ rad}}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \mathbf{5,34 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

**IX.3.3. Sous la précontrainte**

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int M_x dx$$

La surcharge de diagramme des moments sur tout le long de la poutre est :

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{EI} = -\frac{\left(\frac{(398,589 + 393,246) \times 9}{2} + \frac{(393,246 + 385,437) \times 9}{2}\right)}{13160,5052 \cdot 10^2 \times 47852779,6 \cdot 10^{-8}} = \mathbf{-0,00537 \text{ rad}}$$

**IX.4. Rotation résultante****IX.4.1. En service à vide**

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,00993 - 0,00537 = \mathbf{0,00456 \text{ rad}}$$

**IX.4.2. En service en charge**

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{\text{sur}} = 0,00993 - 0,00537 + 0,00534 = \mathbf{9,9 \times 10^{-3} \text{ rad}}$$

**IX.5. Calcul des déplacements d'appuis****IX.5.1. Déplacements due à la rotation**

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{9,9 \times 10^{-3} \times 212}{2} = \mathbf{1,0494 \text{ cm}}$$

**IX.5.2. Déplacements due au retrait**

La valeur moyenne du retrait étant :  $\epsilon_r = \mathbf{1,846 \cdot 10^{-4}}$

$$\Delta_r = \frac{\epsilon_r \times L}{2} = \frac{1,846 \cdot 10^{-4} \times 36}{2} = \mathbf{0,332 \text{ cm}}$$



**IX.5.3. Déplacements due au fluage**

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{\varepsilon_{\text{flu}} \cdot L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2\sigma_p}{E_i}$$

$\sigma_p$ : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{45} = 39125,826 \text{MPa}$$

$$\sigma_p = 3,422 \text{MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 3,422}{39125,826} = 1,75 \times 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{1,75 \times 10^{-4} \times 36}{2} = 0,315 \text{ cm}$$

**IX.5.4. Déplacement du a la variation de la température**

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3600}{10000} = 0,36 \text{ cm}$$

**IX.5.5. Déplacement total**

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = 1,0494 + 0,332 + 0,315 + 0,36$$

$$\Delta_{\text{max}}^+ = 2,0564 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = 1,0494 + 0,332 + 0,315 - 0,36$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = 1,3364 \text{ cm}$$

## X.1. Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

## X.2. Ferrailage de l'hourdis

### X.2.1. Etude de la flexion transversal

Le ferrailage sera fait sous le moment max dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S :

➤ **ELU:** (1.35G+1.35D240).... .....**ROBOT**

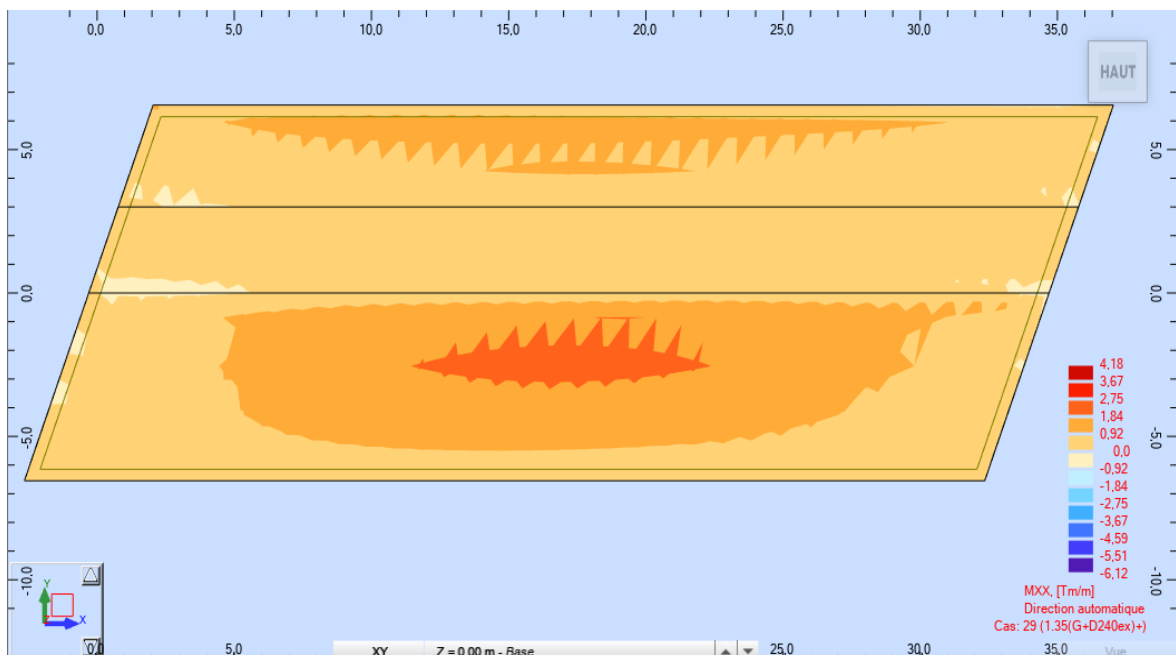
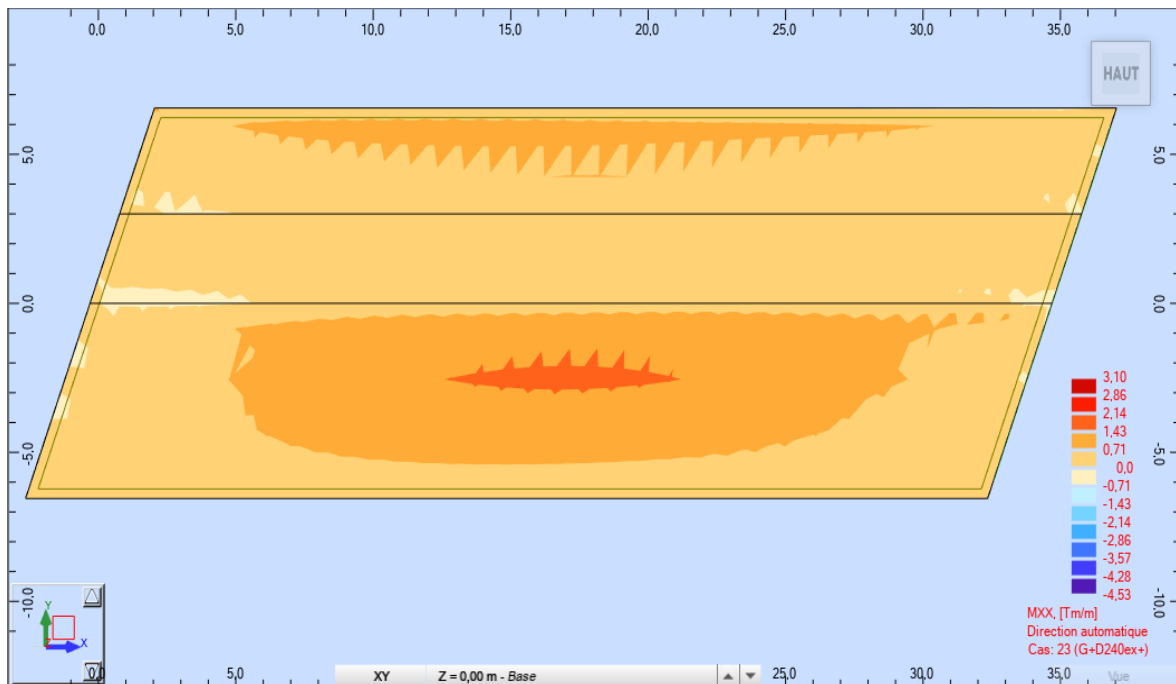


Figure X.1. Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle (ELU)

➤ **ELS :( G+D240).....ROBOT**



**Figure X.2.**Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle (ELS)

➤ **Moment sur appui**

$$M_U = 4,18 \text{ t.m}$$

$$M_S = 3,10 \text{ t.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_U = 6,12 \text{ t.m}$$

$$M_S = 4,53 \text{ t.m}$$

### X.2.2.Ferraillage sous la flexion transversale

➤ **Sur appui**

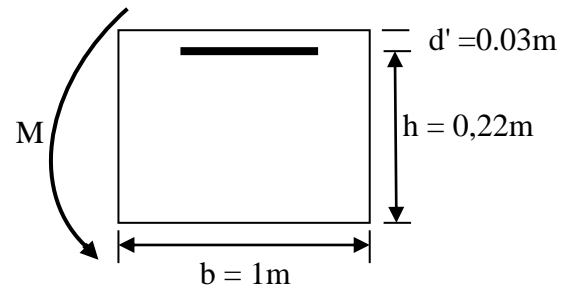
• **ELU**

Le ferraillage à l'ELU se fait par logiciel **SOCOTEC** avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferraillage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 22\text{ cm} \\ d' = 3\text{ cm} \end{array} \right.$$



Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0\text{cm}^2$ .

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 5,02\text{ cm}^2$

- **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240\text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,568$$

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 15,4\text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 14,96\text{ t.m} \geq M_s = 3,10\text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 8,38\text{ cm}^2$$

- **En travée**

- **ELU**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0\text{ cm}^2$

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 7,48\text{ cm}^2$

- **ELS**

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 12,25\text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 19 = 2,09\text{ cm}^2$$

- **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s\text{ ser}}, A_{s\text{ min}})$$

➤ **Sur appui**

$As = \max (5,02 ; 8,38 ; 2,09) = 8,38 \text{ cm}^2$

**Soit : 5HA16 (10,05 cm<sup>2</sup>)**

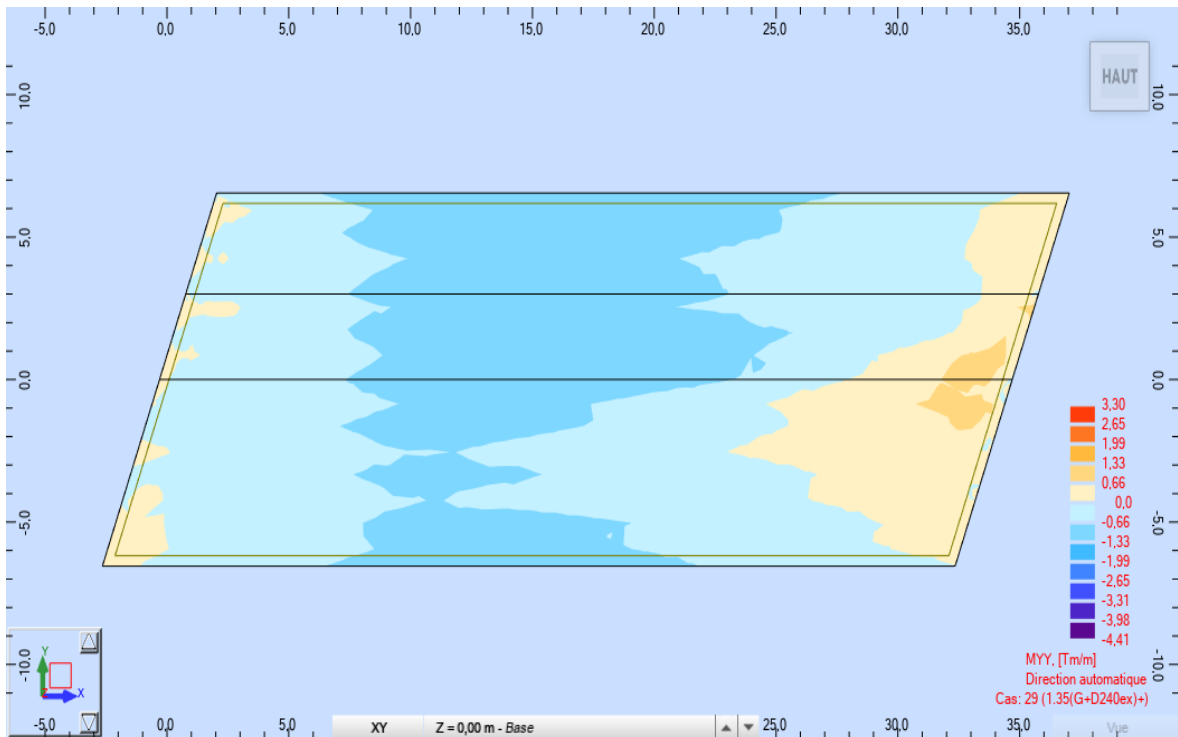
➤ **En travée**

$As = \max ( 7,48 ; 12,25 ; 2,09 ) = 12,25 \text{ cm}^2$

**Soit : 5HA20(15,71cm<sup>2</sup>)**

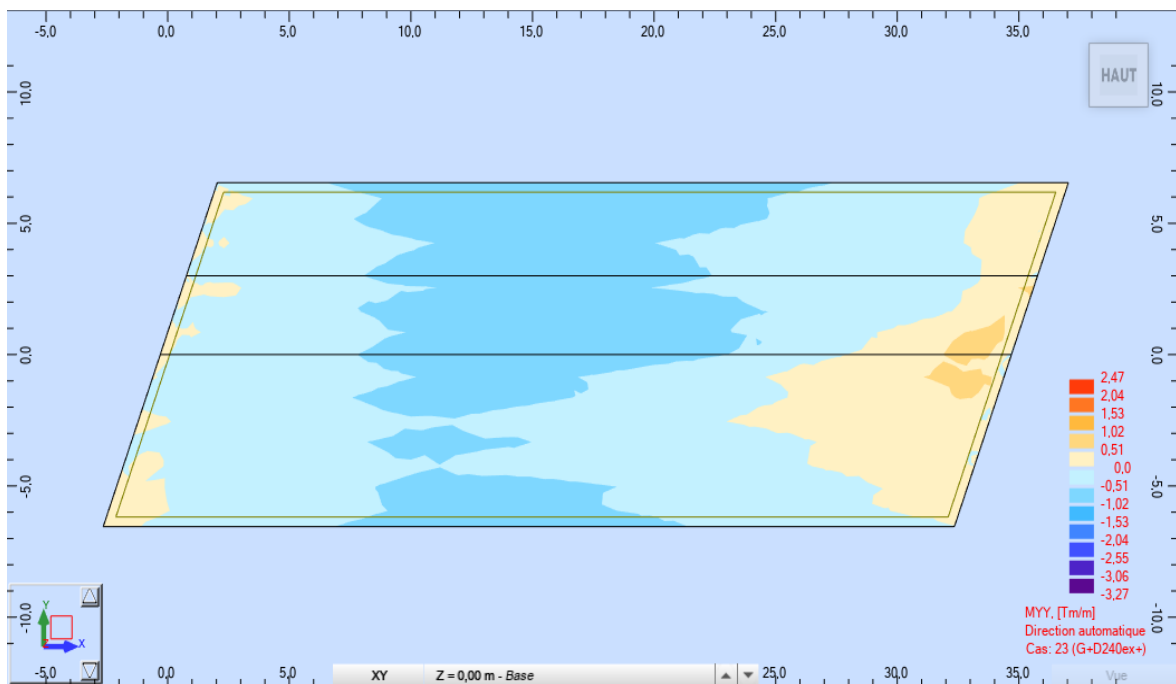
**X.2.3. Etude de la flexion longitudinal**

➤ **ELU: (1,35G+1,35D240).....ROBOT**



**Figure X.3.**Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle (ELU)

➤ **ELS :( G+D240).....ROBOT**



**Figure X.4.**Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle (ELS)

➤ **Moment sur appui**

$$M_U = 3,30 \text{ t.m}$$

$$M_S = 2,47 \text{ t.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_U = 4,41 \text{ t.m}$$

$$M_S = 3,27 \text{ t.m}$$

#### 10.2.4. Ferrailage sous la flexion transversal

➤ **Sur appui**

• **ELU**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\begin{cases} b = 100\text{cm} \\ h = 22\text{ cm} \\ d' = 3\text{ cm} \end{cases}$$

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0\text{ cm}^2$

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 3,94\text{ cm}^2$

- **ELS :**

- $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{ MPa}$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240\text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,568$$

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 15,4\text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 14,96\text{ t.m} \geq M_S = 2,47\text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 6,68\text{ cm}^2$$

- **En travée :**

- **ELU :**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0\text{ cm}^2$

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 5,31\text{ cm}^2$

- **ELS :**

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 8,84\text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 19 = 2,09\text{ cm}^2$$

- **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s\text{ ser}}, A_{s\text{ min}})$$

➤ **Sur appui :**

$$A_s = \max ( 3,94 ; 6,68 ; 2,09 ) = 6,68 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA14** ( 7,70 cm<sup>2</sup> )

➤ **En travée :**

$$A_s = \max ( 5,31 ; 8,48 ; 2,09 ) = 8,48 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA16** ( 10,05 cm<sup>2</sup> )

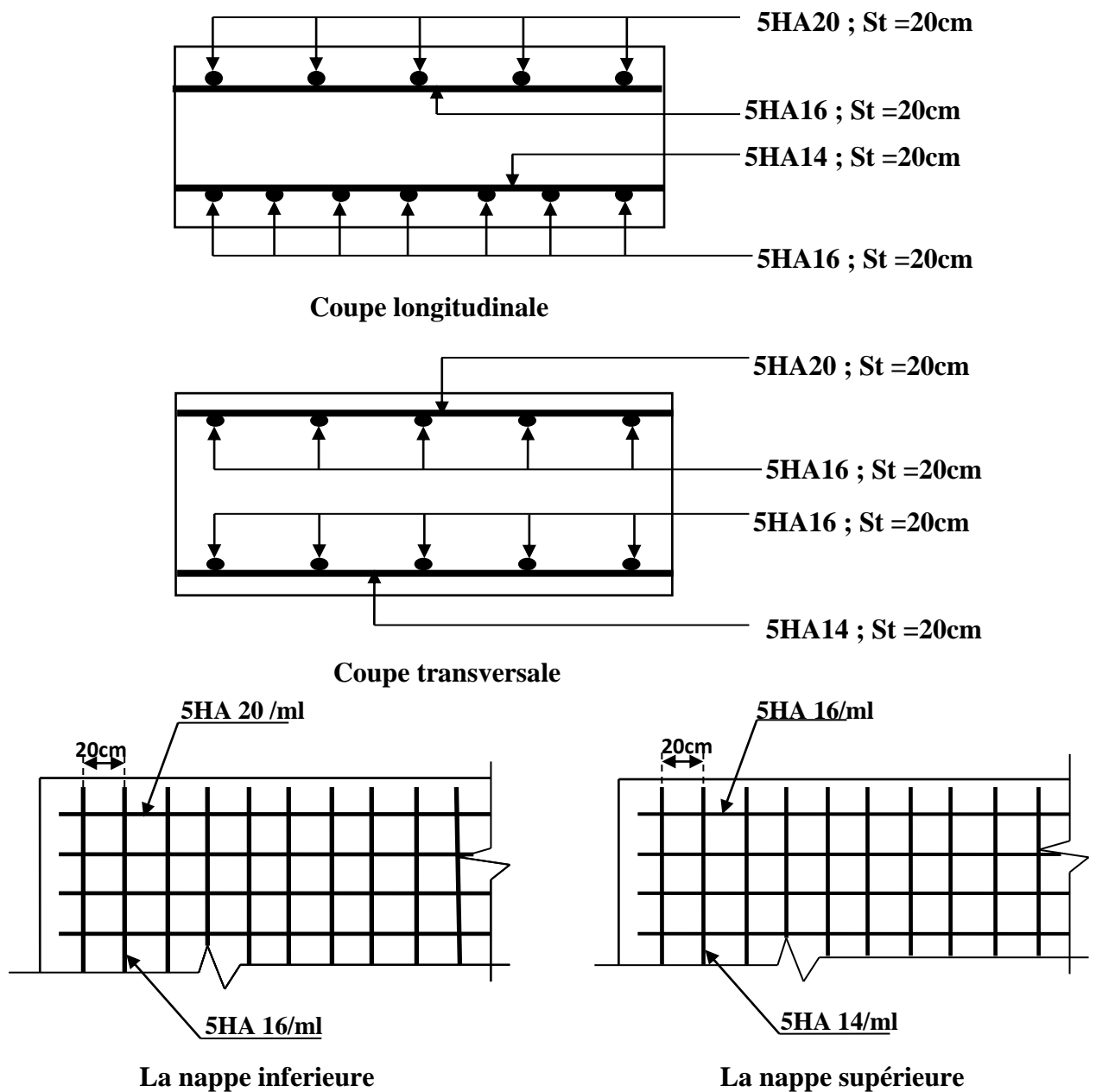


Figure X.5.Schéma de ferrailage de la dalle



### X.3. Étude de l'entretoise d'about

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres sont assemblées sur les poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoires pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

#### X.3.1. Dimensions de l'entretoise

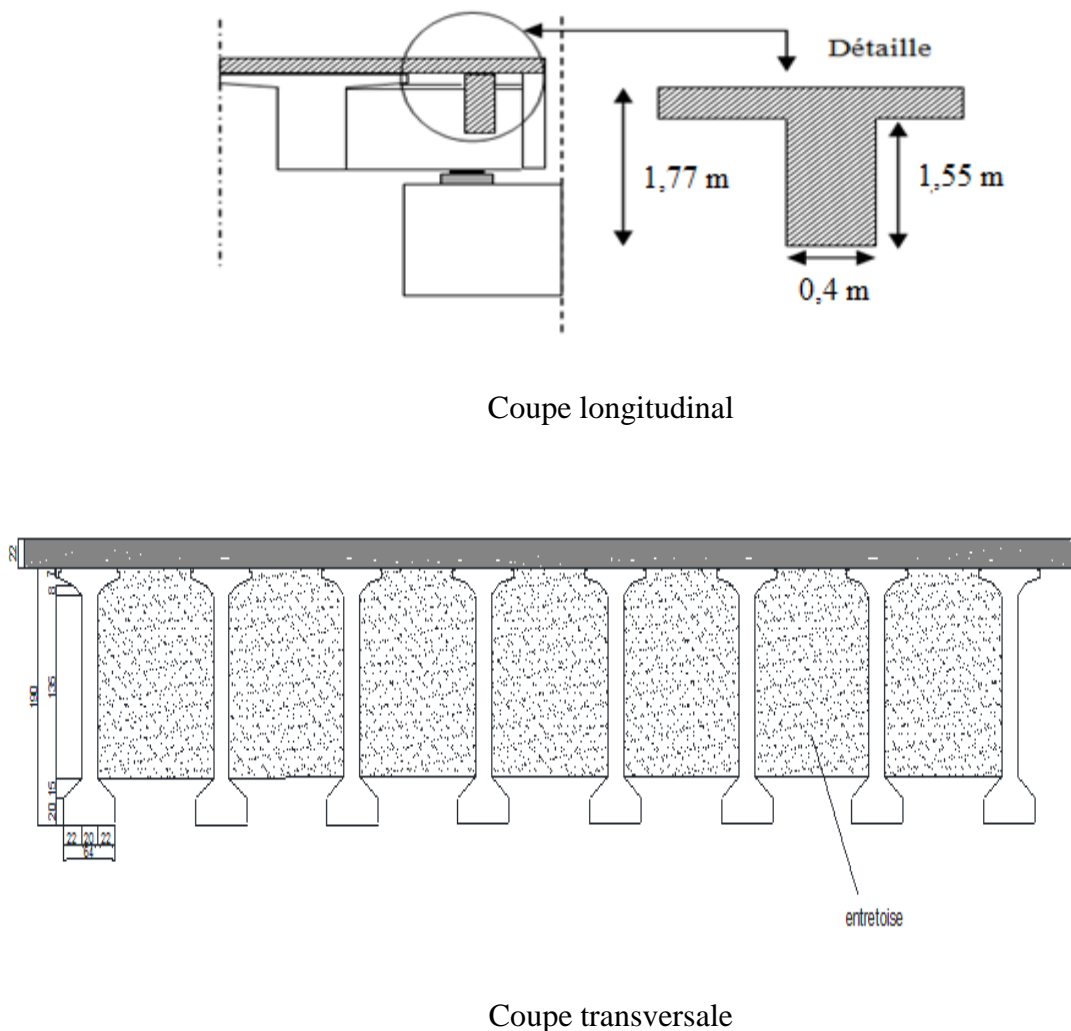


Figure X.6. Dimensions de l'entretoise

### X.3.2. Calcul de l'entretoise

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres.

Lors de levage, les surcharges retirées sont inexistantes. L'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

### X.3.3. Calcul des efforts

#### ➤ Le poids propre

$$S_{ent} = 2,2588m^2$$

$$P_{ent} = S_{ent} \times 0,4 \times 2,5 = 2,2588t$$

- Le poids total des entretoises

$$P_{tot} = P_{ent} \times 7 \times 2 = 31,6232t$$

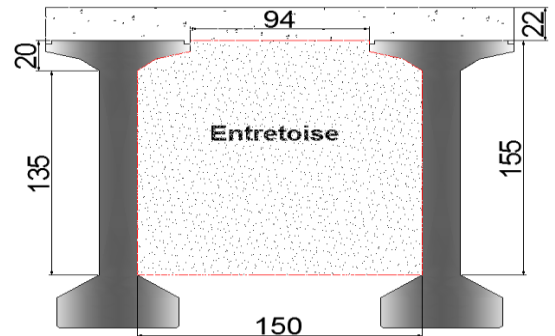
$$P_{ent} = \frac{31,62}{11,9} = 2,65 \text{ t/m}$$

#### ➤ L'effort du au tablier

$$G_{tab} = G_{tot} - G_{ent} = 836,07 - 31,62 = 804,45 \text{ t}$$

$$P_{tab} = \frac{G_{tab}}{2} = 402,225 \text{ t}$$

$$P_{tab} = \frac{P_{tab}}{8} = 50,27 \text{ t/poutre}$$



### X.3.4. Emplacement des vérins

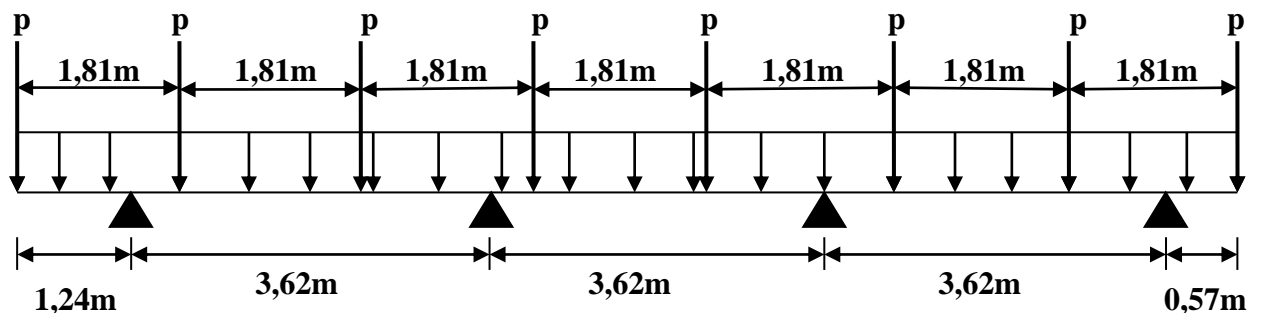


Figure X.7. Emplacement des vérins

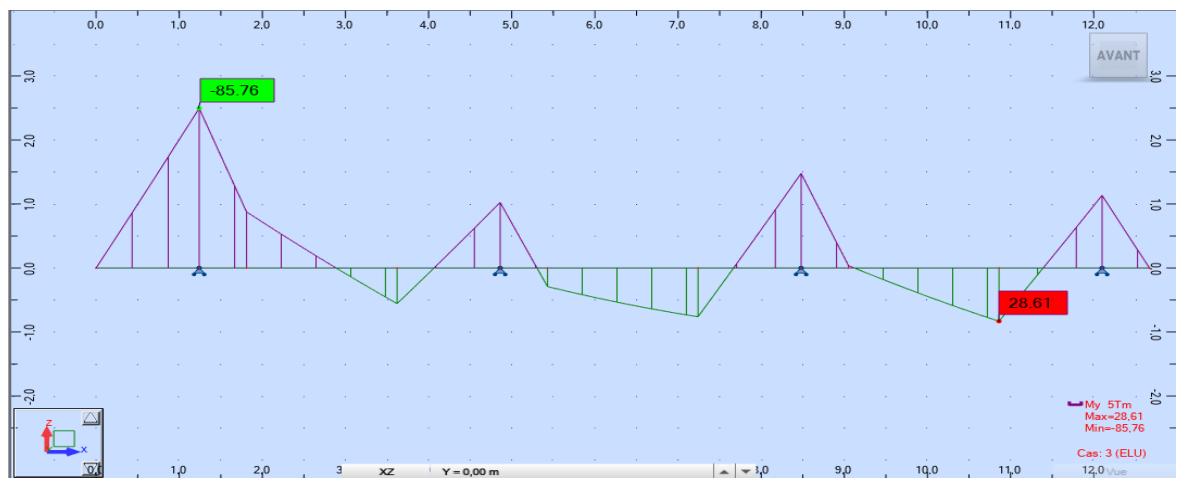
### X.3.5. Calcul des sollicitations

- Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **ROBOT** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
ELU	$1,35 \times 2,65 = 3,57$	$1,35 \times 50,27 = 76,86$
ELS	2,65	50,27

- ELU

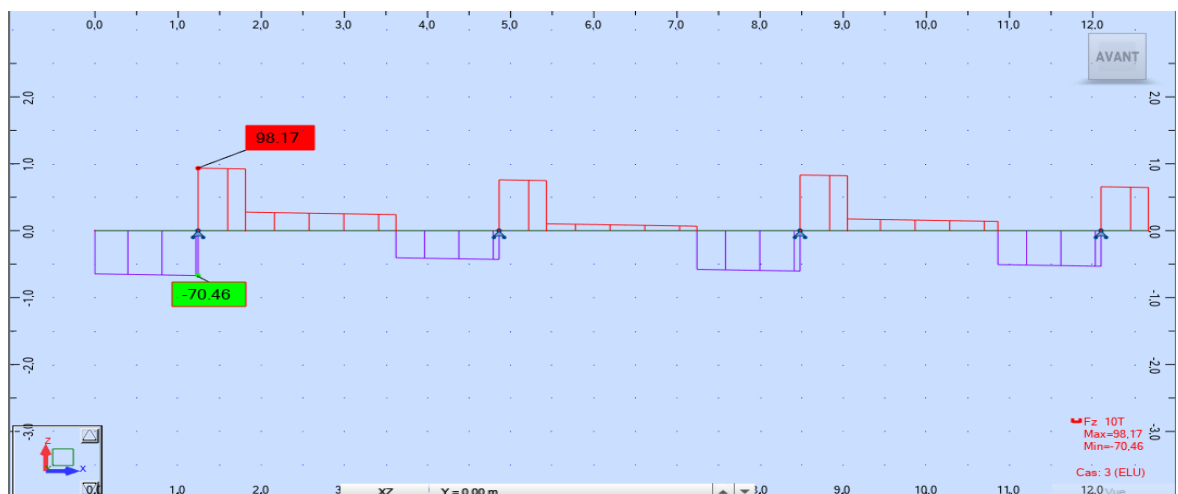
#### ❖ Diagramme des moments



$$M_{\text{appui}} = 85,76 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 28,61 \text{ t.m}$$

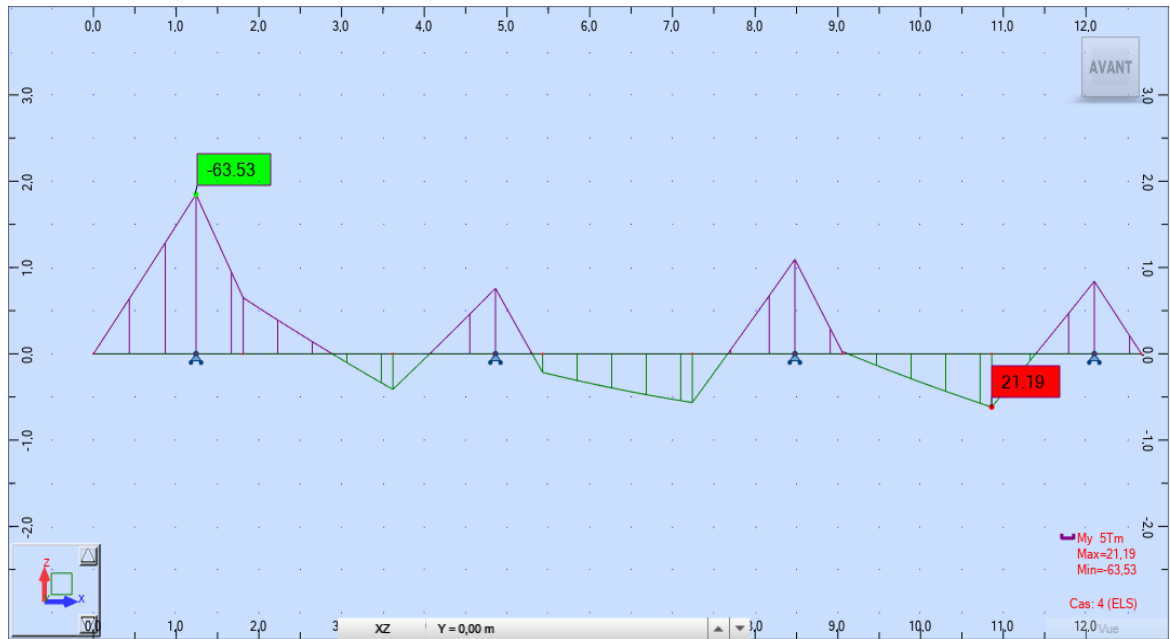
#### ❖ Diagramme des efforts tranchants



$$T_{\text{max}} = 98,17 \text{ t}$$

- ELS

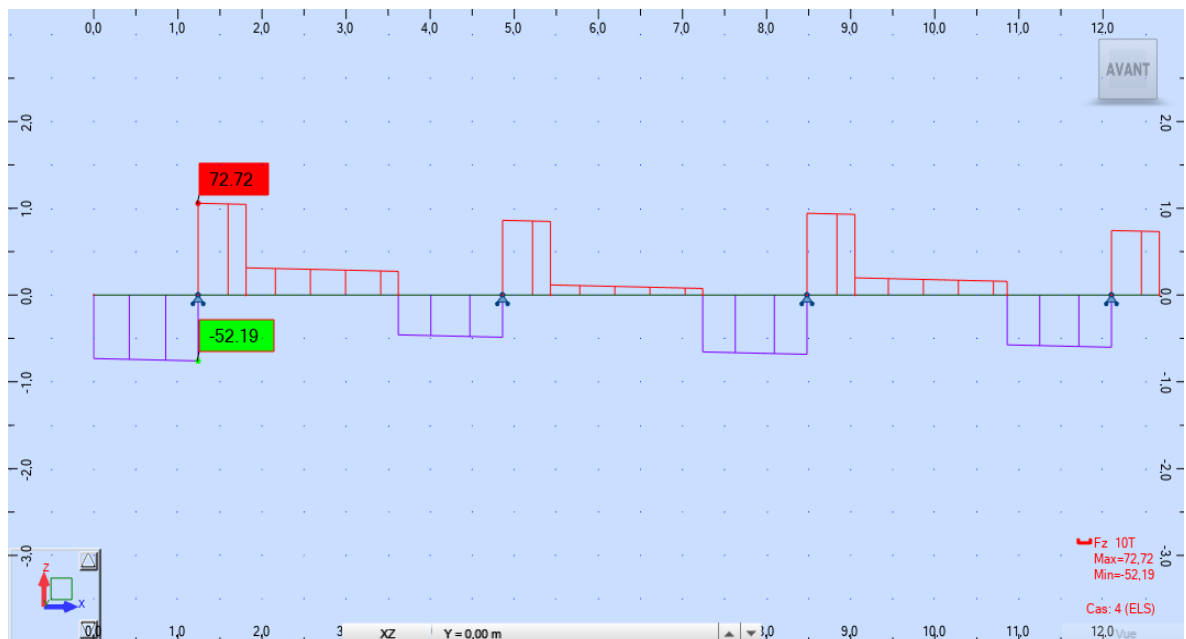
- ❖ Diagramme des moments



$M_{sappui} = 63,53 \text{ t.m}$

$M_{stravée} = 21,19 \text{ t.m}$

- ❖ Diagramme des efforts tranchants



$T_{max} = 72,72t$

### X.3.6. Ferrailage de l'entretoise

#### Hypothèses :

Fissuration préjudiciable.

Acier FeE500

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$

**$b=0,4$  ;  $d=1,5$  ;  $c=0,05$  ;**

➤ **En travée :**

$M_u = 28,61 \text{ t.m}$

$M_s = 21,19 \text{ t.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{28,61}{21,19} = 1,35 \text{ MPa}$$

- **ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28,61 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 17} = 0,018$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0227$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

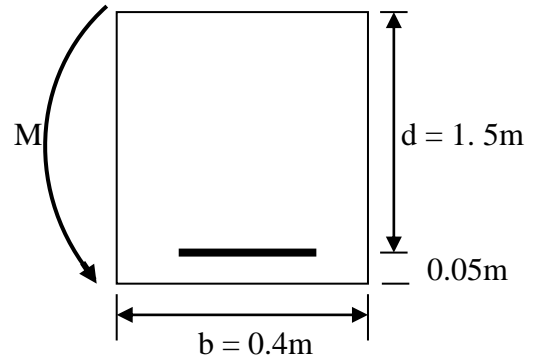
$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 4,43 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$



$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 0,4 \times 1,5^2 \times 17 = 5,9976 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{5,9976}{1,34} = 4,47 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0,2119 \text{ MN.m} < M_{ls} = 4,47 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{21,19 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 18} = 0,013$$

$$\alpha = 1,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 5,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que : } A_{ser} > A_{su} \Rightarrow A_{ser} = 5,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$M_u = 85,76 \text{ t.m}$$

$$M_s = 63,53 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{85,76}{63,53} = 1,35 \text{ MPa}$$

• **ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{85,76 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 17} = 0,056$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 13,55 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{5,9976}{1,35} = 4,44 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0,6353 \text{ MN.m} < M_{ls} = 4,44 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{63,53 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 18} = 0,039$$

$$\alpha = 1,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que : } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_{ser} = 18 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} > 0,23 \times 0,4 \times 1,5 \times 10^4 \times \frac{2,4}{500}$$

$$A_{smin} > 6,624 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{stravée} = 6,62 \text{ cm}^2 & \text{soit 5HA14}(7,7 \text{ cm}^2) \\ A_{Sappui} = 18 \text{ cm}^2 & \text{soit 5HA25}(24,54 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

➤ **Les armatures transversales**

$$T_{max} = 98,17 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{98,17 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5} = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ \text{ (Les armatures droites sont suffisantes).}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{t28}}{0,90f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4(1,63 - 0,3 \times 1 \times 2,4)}{0,9 \times 500(0+1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{12,36}$$

**Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 0,81$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{15,33}$$

$$\frac{1}{12,36} > \frac{1}{15,33} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Choix des armatures : } \emptyset \leq \min \left\{ \emptyset_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sur appuis : } \emptyset \leq \min \{20 ; 42,85 ; 40\} \Rightarrow \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ \text{en travée : } \emptyset \leq \min \{16 ; 42,85 ; 40\} \Rightarrow \emptyset \leq 16 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1,25 \text{ cm}^2$ , soit **4 HA 10 ( 3,14 cm<sup>2</sup> )**

➤ **Les armatures de peau :**

Les deux nappes d'armatures calculées ci-dessus par les moments de flexion sont placées dans les parties supérieure et inférieure de l'entretoise, elles empêchent la fissuration dans leurs voisinages mais pas celle pouvant apparaître dans le béton tendu existant entre ces deux nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande.

Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles B.A.E.L, ces armatures ont une section d'au moins **3cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et **5cm<sup>2</sup>** si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,\text{peau}} = 3 \times (1,77 + 1,77) = 10,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,\text{peau}} = 10,62 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{8HA14 ( 12,32 \text{ cm}^2 )}$$



**X.4. Schéma de Ferrailage**

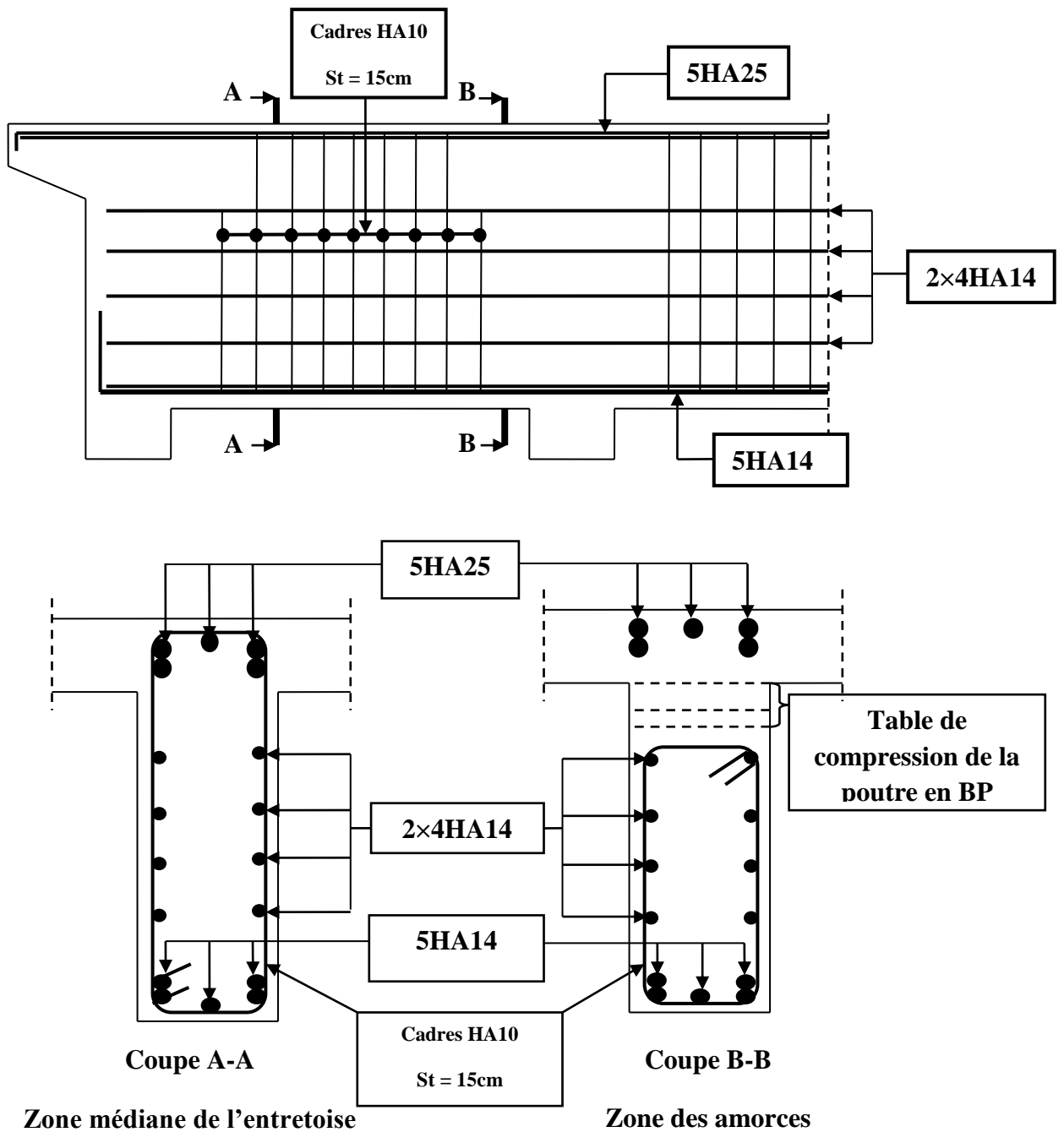


Figure X.8.Schéma de ferrailage de l'entretoise

### XI.1 : Introduction

Les tabliers des ponts reposent, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc.

Les déplacements du tablier sont dus aux :

- ❖ Variation de température.
- ❖ Des rotations dues aux surcharges.
- ❖ Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques...

Il existe quatre types d'appareils d'appui :

- 1) Les articulations en béton.
- 2) Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- 3) Les appareils d'appui spéciaux.
- 4) Les appareils d'appui métalliques.

### XI.2 : Les 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 mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton

A cause des avantages qu'ils présentent :

- ❖ Facilité de mise en œuvre ;
- ❖ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ❖ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- ❖ Ils n'exigent aucun entretien ;
- ❖ Leur coût est relativement modéré.

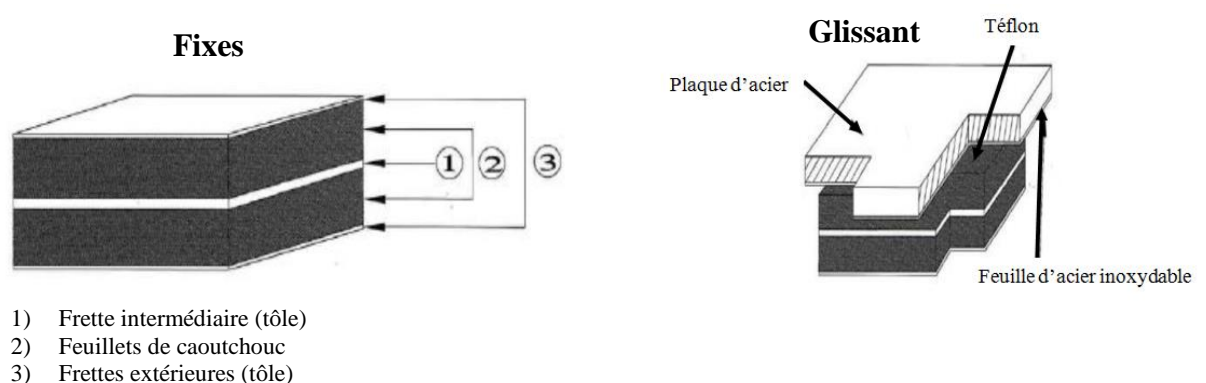
Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber

Par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

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 Horizontales et les rotations

- **Les avantages**

- ✓ Ils sont économiques.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.



**Figure XI.1.** Appareils d'appuis en élastomère fretté

### XI.3 : Dimensionnement

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui.

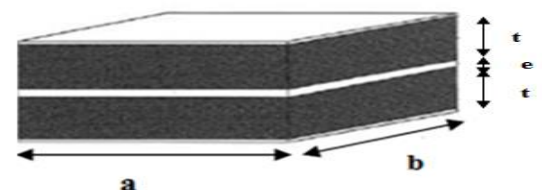
La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère. Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement  $G$ .

**a** : le petit côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

**b** : le grand coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

**t** : épaisseur d'un feuillet.

**e** : épaisseur d'une frette intermédiaire.



**Figure XI.2 :** Appareil d'appuis.

**XI.3.1 : Aire de l'appareil d'appui**

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{\max}}{a \cdot b}$$

Avec :

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 150 Kg/cm<sup>2</sup>.

a : Coté parallèle à l'axe de l'ouvrage (longueur de l'appui).

b : Coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (largeur de l'appui).

$N_{\max}$  : Effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

$$a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m}$$

$$N_{\max} = 94.71 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad a \cdot b \geq 0.06314 \text{ m}^2$$

On prend : **a = 35cm** et **b = 40cm**

$$a \times b = 35 \times 40 = 1400 \text{ cm}^2 > 631,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ c.v}$$

**XI.3.2 : Epaisseur nette de l'élastomère**

Comme les imperfections des surfaces de pose amènent à prévoir une épaisseur minimale d'élastomère, en pratique il est recommandé de respecter la double condition :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \quad 3,5 \leq T \leq 8$$

$$a \leq b$$

On prend : T = 7cm    T = n × t et    t = 1cm

$$n = \frac{T}{t} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{n = 7}$$

**XI.3.3 : Dimensionnement des frettes**

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec: } t_s \geq 2\text{mm.}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a + b)} = \frac{35 \times 40}{2 \times 1(35 + 40)} = \mathbf{9,33}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = \frac{94.71 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 6.765 \text{ MPA}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPA}$$

Dans les cas usuels, on respectera les valeurs suivantes(en mm).

Feuillets élémentaires	Frettes intermédiaires
8	2
10	3
12	3
20	4

**Tableau XI.1 : épaisseur des frettes en mm**

$$t_s \geq \frac{350 \times 6,765}{9,33 \times 220} = 1,15\text{mm} \Rightarrow t_s \geq 2\text{mm}$$

On prend : **t<sub>s</sub> = 3mm**

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : T<sub>a</sub> = 350 × 400 × 7 × (10 + 3)

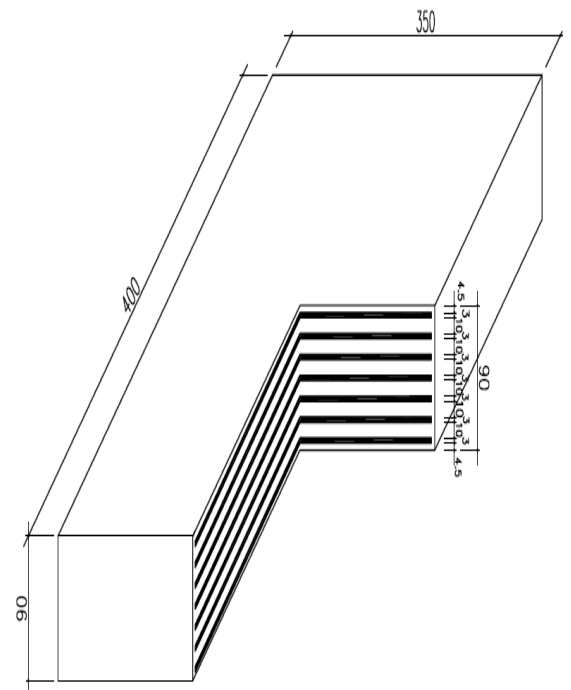
**✚ Caractéristique de l'appareil d'appui**

Les appareils d'appui justifiés suivant le guide technique du SETRA de juillet 2007

On opte un appareil d'appui avec les caractéristiques suivant :

Caractéristique de l'appareil d'appui	
forme	Rectangle
Nombre d'appareil d'appuis	8
Nombre des frettes	7
Epaisseur élastomère t <sub>i</sub> (m)	0.01
e(m)	0.0045
Epaisseur T <sub>q</sub> (m)	0.069
Epaisseur T <sub>e</sub> (m)	0.069
Epaisseur des frettes (m)	0.003
a(m)	0.35
b(m)	0.40
Aire (m <sup>2</sup> )	0.14
a'	0.341
b'	0.391
A' = a'×b'	0.133331
Module de cisaillement sous charges de service (t/m <sup>2</sup> )	90
Module de cisaillement sous séisme (t/m <sup>2</sup> )	120

**Tableaux XI.2 : Caractéristique de l'appareil d'appui**



**Figure XI.3 : détail de l'appareil d'appuis choisis. (En mm)**

### XI.4 : Les efforts horizontaux en tête des appuis

Les efforts horizontaux exercés sur le tablier (freinage, vent ...) sont transmis aux différents appuis, selon une répartition qu'il convient de déterminer. Il faut, d'autre part, calculer les efforts développés par le tablier en tête des appuis, du fait des déplacements imposés à ces derniers par les déformations de la structure (retrait, fluage, température).

Sur un ouvrage isostatique le point fixe (déplacement nul) se situe à mi travée

$$X_0 = L/2 = 18$$

#### XI.4.1 : Déformation due à la température

**Température uniforme :** la température uniforme se traduit par un allongement (Rétrécissement) de la poutre elle engendre un déplacement  $\Delta_t$

$$\Delta T = 30^\circ \text{C} \implies \varepsilon_t = 3 \cdot 10^{-4} m$$

$$\Delta_t = X_0 \times \varepsilon_t = 0,63 \text{cm}$$

#### XI.4.2 : Déplacements due au retrait

La valeur moyenne du retrait étant :  $\Delta T = 15^\circ \text{C}$        $\varepsilon_r = 1,5 \cdot 10^{-4} m$

$$\Delta_r = \frac{1,5 \times 10^{-4} \times 36}{2} = 0,27 \text{cm}$$

#### XI.4.3 : Déplacements due au fluage

$$\Delta T = 30^\circ \text{C} \quad \varepsilon_{fl} = 1,5 \cdot 10^{-4} m$$

$$\Delta_{fl} = X_0 \times \varepsilon_{fl} = 0,27 \text{cm}$$

$$U = 0,27 + 0,27 + 0,63 = 1,17 \text{ cm}$$

### XI.5 : Répartition des efforts sur les appuis

#### XI.5.1 : Action dynamique (efforts due au freinage)

##### a. Système B<sub>C</sub>

Un seul camion est supposé freiné avec :  $H_{BC} = 30 \text{ t}$ .

Chaque appareil d'appui supporte une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 6} = 2,5 \text{ t} \quad (\text{Par poutre}).$$

**b. Système A(l)**

La force de freinage maximale est donnée par le cas de trois voies chargées.

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

$$H_{A(l)} = F_A = 15,26t \text{ (Calculé dans le chapitre 4)}$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{15,26}{2 \times 6} = \mathbf{1,271 t}$$

**XI.5.2 : Effort due au vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ( $p = 200 \text{ Kg/m}^2$ ) sur toute la surface du pont.

$$S = 36 \times 2,5 = \mathbf{90 m^2}$$

$$H_{ve} = 200 \times 10^{-3} \left( \frac{90}{2 \times 6} \right) = \mathbf{1,5 t}$$

**XI.5.3 : Effort due au séisme :**

$$\text{Horizontalement : } F_{ah} = 0,25G$$

$$\text{Verticalement : } F_{av} = \mp 0,075G$$

Avec le poids propre du tablier :  $G = \mathbf{836,07t}$

$$F_{ah} = 0,25 \times 836,07 = \mathbf{209,0175 t}$$

$$F_{av} = 0,075 \times 836,07 = \mathbf{62,7052 t}$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme :

$$F_{ah} = \frac{209,0175}{2 \times 8} = \mathbf{13,063t}$$

$$F_{av} = \frac{62,7052}{2 \times 8} = \mathbf{3,919t}$$

**XI.6 : Vérification des appareils d'appui**

**XI.6.1 : Calcul des contraintes de cisaillement**

**XI.6.1.1 : Contrainte due à l'effort normal (N)**

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left( \frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{max}}{a.b} \end{cases} \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left( \frac{N_{max}}{\beta.a.b} \right)$$

$\beta$  : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)} = \frac{35 \times 40}{2 \times 1(35+40)} = 9,33$$

$$\tau_N = 1,5 \left( \frac{94,71 \times 10^{-2}}{9,33 \times 0,35 \times 0,40} \right) = 1,087 \text{ Mpa}$$

$$\tau_N = 1,087 < 3G = 2,7 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V$$

**XI.6.1.2 : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal**

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{Si l'action H due au freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Si l'action H due au séisme.}$$

$\tau_{H1}$ : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G.U}{T} = \frac{0,9 \times 1,17 \times 10^{-2}}{9 \times 10^{-2}} = 0,117 \text{ Mpa}$$

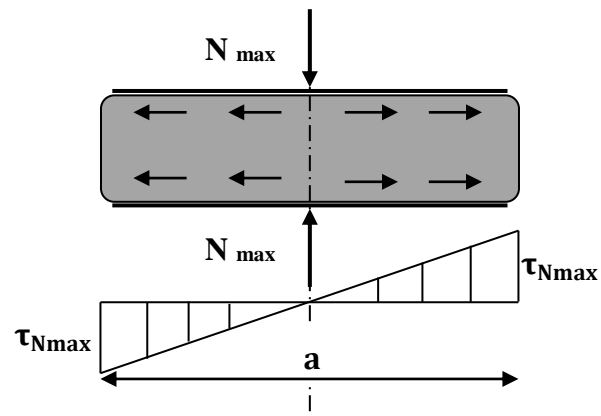
$\tau_{H2}$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left( \frac{H}{a.b} \right) = \left( \frac{2,5 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} \right) = 0,1786 \text{ Mpa}$$

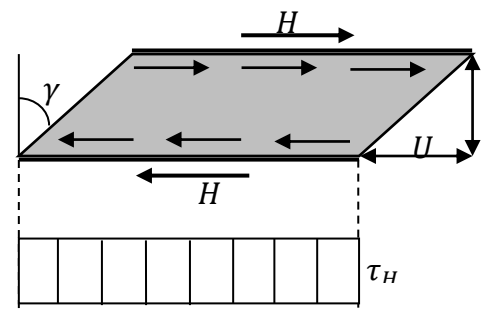
$$0,117 + 0,5 \times 0,1786 = 0,2063 \text{ Mpa} < 0,7 \times 1,20 = 0,840 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V.$$

$$\tau_{H2} = \left( \frac{H}{a.b} \right) = \left( \frac{13,063 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} \right) = 0,933 \text{ Mpa}$$

$$0,117 + 0,5 \times 0,933 = 0,583 \text{ Mpa} < 1,3 \times 1,20 = 1,56 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V.$$



**Figure XI.4 : Diagramme contrainte de cisaillement.**





**XI.6.1.3 : Contrainte de cisaillement due à la rotation**

$$\tau_\alpha = \frac{G \cdot a^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2 \cdot t^2 \cdot n}$$

$\alpha_0 = 1\%$  rad : Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées.

$\alpha_T = -0,008$  rad : Rotation en service à vide.

$$\tau_\alpha = \frac{0,9 \times 350^2(-0,008 + 0,01)}{2 \times 7^2 \times 7} = \mathbf{0,3214\text{Mpa}}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$$

$$1,087 + 0,2063 + 0,3214 = \mathbf{1,6147\text{Mpa}} < 5 \times 0,90 = 4,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

**XI.6.1.4 : Condition de non soulèvement**

On doit vérifier de cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normale.

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad \text{avec: } N_{\min} \text{ l'effort due au poids propre de la poutre de rive}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{59,57 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 4,255 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{10} = \frac{-0,008 + 0,01}{10} = 0,0002 \text{ rad}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 7^2 \times 4,255}{9,33 \times 350^2 \times 0,9} = 0,000608 \text{ rad}$$

$$\alpha = 0,0002 \leq 0,000608 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

**XI.6.1.5 : Condition de non glissement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2\text{Mpa} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{avec: } f \text{ coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{59,57 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 4,255 \text{MPa}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,261$$

Pour les efforts minimaux ( $N_{\min}$ ) on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,E,T)} = \frac{G \cdot U}{T} (a \cdot b) = \frac{0,9 \times 1,17 \times 10^{-2}}{7 \times 10^{-2}} (0,35 \times 0,40) = 0,0211 \text{ MN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 4,255 \text{ Mpa} \geq 2 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V} \\ H_{(R,E,T)} = 0,0211 \text{MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,261 \times 59,57 \times 10^{-2} = 0,155 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 4,255 \text{ Mpa} \geq 2 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V} \\ H_{\varepsilon_h} = 0,1308 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,155 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

**Conclusion**

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

**XI.7 : Les dés d'appuis**

**XI.7.1 : Dimensionnement des dés d'appui**

D'après le document SETRA le dimensionnement des dès d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm.

$A = a + 29\text{cm} = 64\text{cm}$

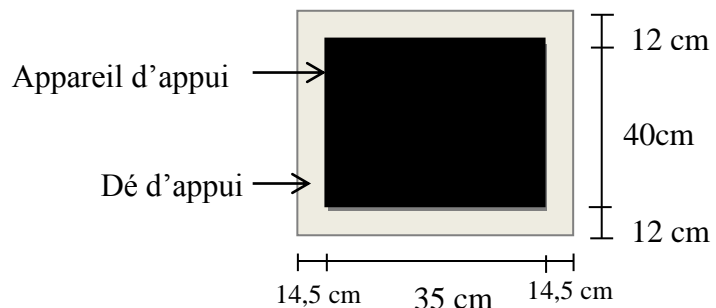
$B = b + 29\text{cm} = 64\text{cm}$

$B_0 = a \times b = 1400\text{cm}^2$

$P_0 = 2(a + b) = 150\text{cm}$

$B_0$  : Surface de néoprène.

$P_0$ : Le périmètre de néoprène.



**Figure.XI.5** : Dimensionnement de l'appareil d'appuis

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1360}{150} = 9,333$$

On prend : **h= 16 cm**

**XI.7.2 : Ferrailage de dé d'appui**

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du pille des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement.

Celles-ci seront disposées dans le corps des dés d'appui qui sert à donner la forme transversale inclinée de 2,5% pour les évacuations des eaux.

**XI.7.2.1 : Armatures de chaînages**

Elle doit reprendre l'effort  $N_{\max}$ , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{ELU : } N_{\max} = 127,86 \text{ t} = 1,2786 \text{ MN}$$

$$\text{ELS : } N_{\max} = 94,71 \text{ t} = 0,9471 \text{ MN}$$

Dou:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left( \frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left( \frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left( \frac{0,25 \times 1,2786}{435} \right); \left( \frac{0,25 \times 0,9471}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max}\{7,34\text{cm}^2 ; 9,86\text{cm}^2\}$$

$A_S = 9,86\text{cm}^2$  Soit **5 HA 16** Dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

**XI.7.2.2 : Armatures de diffusion**

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- ✓ Frettes supérieurs (ferrailage de surface).
- ✓ Frettes inférieurs (ferrailage d'éclatement).

➤ **Frettes inférieures :**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left( \frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left( \frac{0,04 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max}\{1,176\text{cm}^2; 1,578 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{S \text{ inf}} = 1,578 \text{ cm}^2$$

➤ **Frettes supérieures**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left( \frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left( \frac{0,10 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max}\{2,93 \text{ cm}^2; 3,94 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{S \text{ sup}} = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S \text{ sup}} + A_{S \text{ inf}} = 5,518 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ HA } 16$$

Cette armature est disposée dans les deux sens.

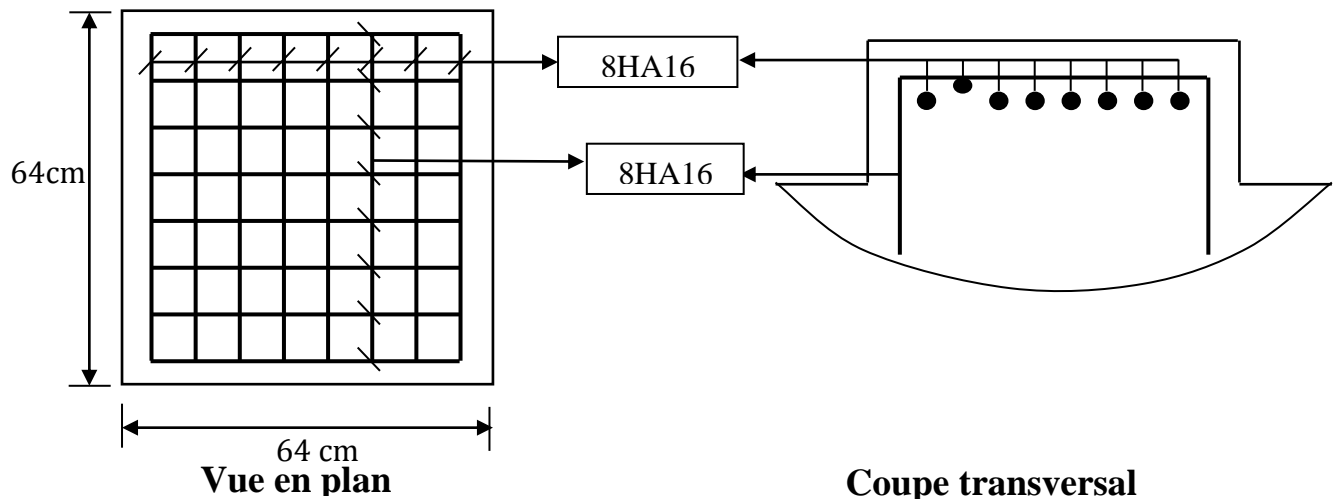


Figure XI.6 : Ferrailage de dés d'appuis.

## XI.8 : Joints de chaussée

### XI.8 .1: Introduction

Les joints de chaussée sont conçus dans le but d'assurer la continuité entre deux travées du pont d'une part et entre le pont et la route d'une autre part, au moyen de tiges précontraintes. Ils permettent à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs paramètres, notamment le souffle c'est à dire le déplacement du tablier et l'intensité du trafic.

Sur ce dernier critère la, les joints sont classés en trois catégories à savoir :

- ✚ Les joints lourds, destinés aux chaussées dont le TJMA (trafic journalier moyen annuel) dépasse les 3000 véhicules ;
- ✚ Les joints semi lourds devant supporter un trafic variant entre 1000 et 3000 véhicules ;
- ✚ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Les joints de chaussée doivent répondre à plusieurs critères notamment :

- ❖ Le critère de résistance ; en effet le joint de chaussée est censé garantir un bon comportement sous un trafic routier sans cesse de croissance.
- ❖ Outre le critère de résistance, le joint de chaussée doit assurer la continuité de l'étanchéité et contribuer à la bonne évacuation des eaux pluviales.

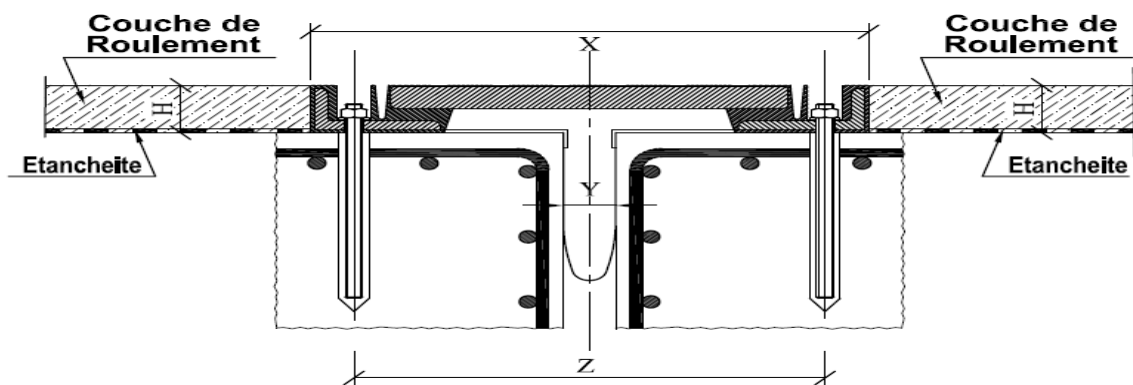
Dans le calcul des déplacements, on distingue ceux dus au :

- Fluage ;
- Retrait ;
- la dilatation thermique ;
- Séisme ;

**Nota :** Vue que notre pont se situe sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou semi-lourd dont l'ouverture (souffle) est  $\geq 50$  mm

JOINT TYPE	H (mm)	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
GPE 120	78	372	80	292

**Tableaux XI.3 :** Détail joint de chaussée GPE 120



**Figure XI.7 :** joint de chaussée (type GPE120)

### XI.9 : Le revêtement du tablier

Le revêtement est assuré par :

#### a) Couche d'étanchéité

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas)
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes) ;
- étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte ;
- étanchéité par moyen haute cadence ;

**b) Couche de roulement**

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22 KN/m<sup>3</sup> à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers). Dans notre ouvrage on utilise une couche de roulement de 7.5 cm d'épaisseur.

**XI.10 : Dispositifs retenue**

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps (dans notre ouvrage on utilise un dispositif de type H3) :

**a) Les glissières**

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

**b) Le garde-corps**

Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

**c) Corniches**

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux ;
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

**d) Evacuation des eaux**

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

**XII.1 : Introduction**

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle superficielle. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent....) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier.....)

**XII.2 : Choix du type de fondations**

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

Il y a trois types des fondations :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation semi-profonde.

**XII.3 : Pré dimensionnement de la pile****XII.3.1 : Le fut**

Chaque pile possède trois fûts de formes cylindriques et de diamètre constant. La hauteur des fûts est imposée par les caractéristiques géométriques du terrain naturel, ils sont encastés dans une semelle rectangulaire de dimensions **(13,2×9,6×2,5) m**. Ils ont les dimensions géométriques suivantes :

- Le diamètre  $D$  est fixée à  $= 2\text{m}$ ;
- Hauteur :  $h = 14.5\text{m}$ .

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle. C'est un fût plein en béton armé avec, en tête, un chevêtre recevant les appareils d'appuis du pont.

**XII.3.2 : Calcul de la pile**

- La hauteur de la pile 16m (14.5m hauteur de fût et 1.5m épaisseur de chevêtre), dont les travées sont de 36m.
- Les surcharges de calcul sont : A(L), Bc, Mc120, et D240.

Désignation	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
Hauteur de la pile (m)	16.5	14.5	14.5	10.5
Hauteur du Fût (m)	14.5	13	13	9

Tableau XII.1 : Récapitulatif des hauteurs des fûts et piles

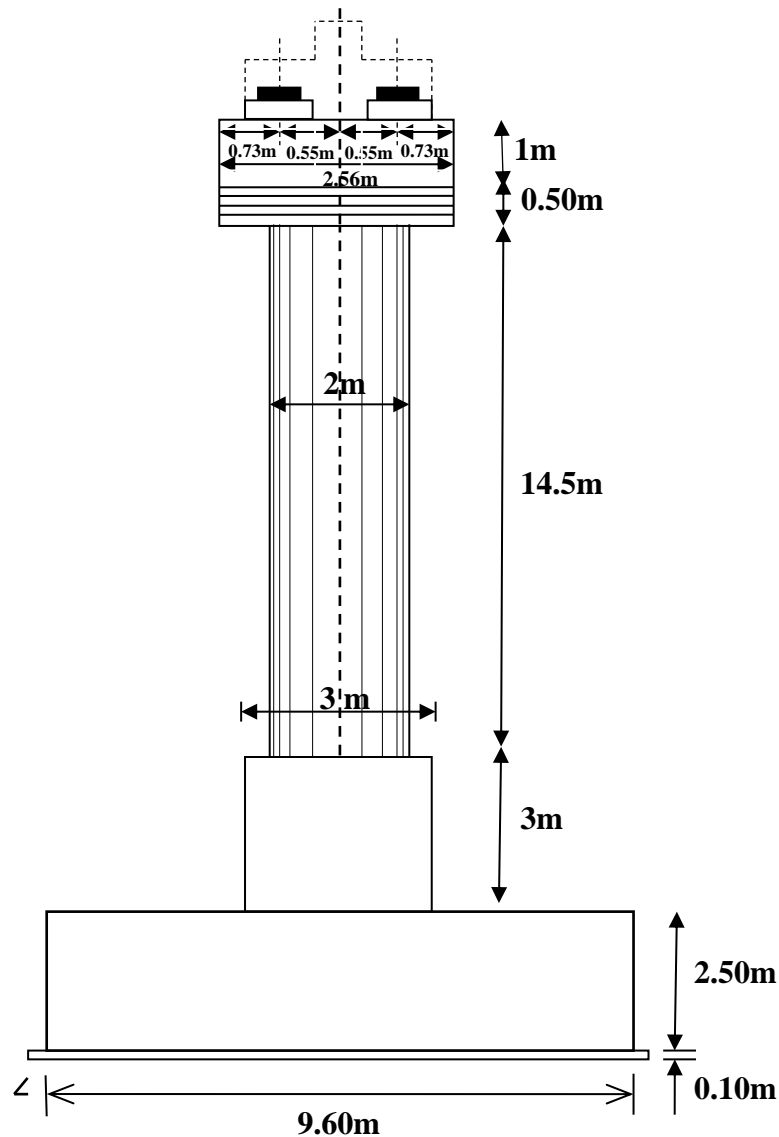


Figure.XII.1 : Coupe longitudinale de la pile1.



### XII.3.3 : Le chevêtre

C'est l'élément sur lequel reposent les poutres, il a les dimensions suivantes :

- Longueur :  $L = 14,15 \text{ m}$  ;
- Largeur :  $b = (0,55 \times 2 + 0,73 \times 2) \sin 70 = 2,4 \text{ m}$  ;
- Hauteur :  $h = 1,5 \text{ m}$

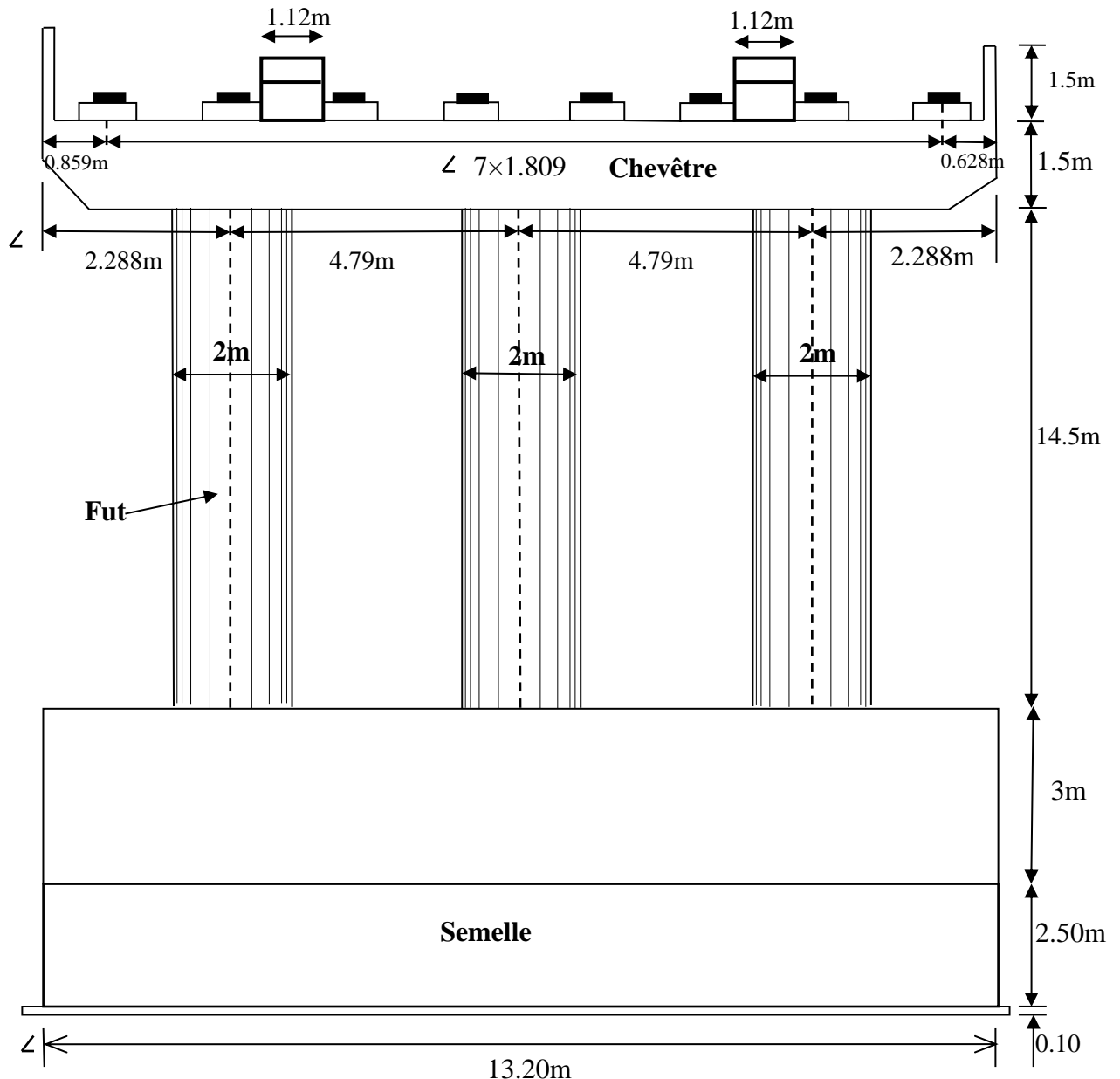


Figure.XII.2 : la coupe transversale de la pile

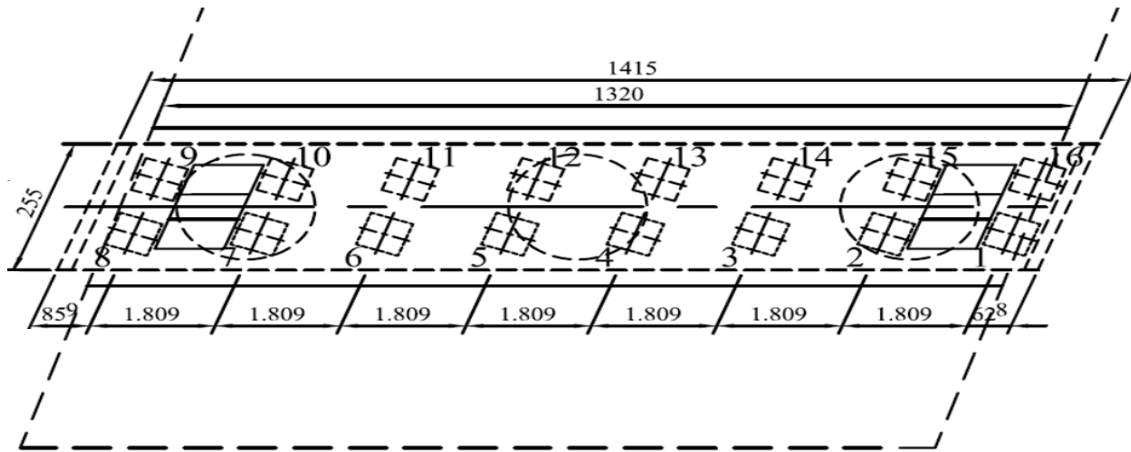


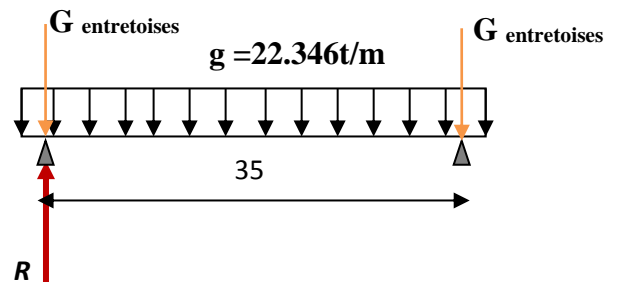
Figure .XII.3: vue en plan.

### XII.4 : Répartition des charges et surcharges

#### XII.4.1 : Charge permanente

➤ La réaction due à la charge permanente

	$R_t$
1 travée chargée	404,483t
2 travée chargée	808,966t



#### XII.4.2 : Surcharges

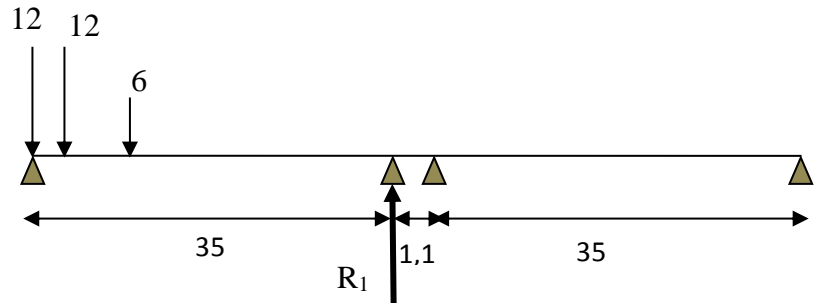
	Systèmes	$R_t$	$M_L$	$M_T$
1 travée chargée	A(l) 3vc	164,54	90,50	0
	Bc 3vc	147,33	81,03	220,995
	Mc120	107,34	59,04	279,08
	D240	<b>176,23</b>	<b>96,93</b>	<b>220,29</b>
2 travée chargée	A(l) 3vc	219,29	0	0
	Bc 3vc	159,68	8,404	293,52
	Mc120	113,38	0	294,79
	D240	<b>210</b>	<b>0</b>	<b>262,5</b>

Tableau .XII.2 : les sollicitations dû aux surcharges.

○ **La réaction minimale sous le système Bc**

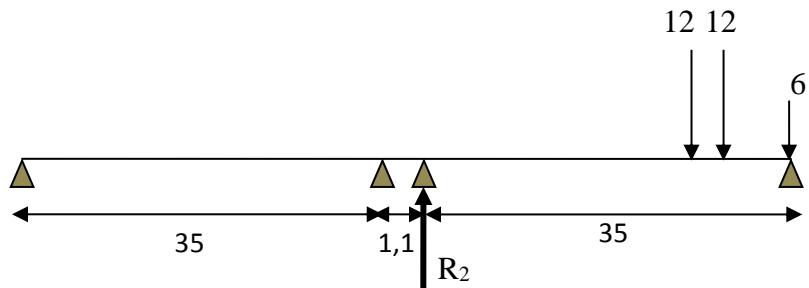
Cette réaction est due au système Bc lorsqu'un seul camion passe sur le pont, pour cela on trouve deux cas :

1<sup>er</sup> cas :



$$R_1 = \frac{12 \times 1,5 + 6 \times 6}{35} \times 1,2 \times 1,079 = 1,997 \text{ t.}$$

2<sup>eme</sup> cas :



$$R_2 = \frac{12 \times (4,5 + 6)}{35} \times 1,2 \times 1,079 = 4,661 \text{ t.}$$

Donc on prend le premier cas :

- $N_{Bc \text{ min}} = R_1 = 1,997 \text{ t.}$
- Le moment longitudinal :  $M_L = N_{Bc \text{ min}} \times 1,1 / 2 = 1,098 \text{ t.m.}$
- Le moment transversal :  $M_T = N_{Bc \text{ min}} \times 4 = 7,998 \text{ t.m.}$

**XII.4.3 : Tableaux récapitulatifs****+ Une seule travée chargée**

		$R_t \text{ max (t)}$	$M_L \text{ (t.m)}$	$M_T \text{ droit (t.m)}$	$M_T \text{ biais (t.m)}$
<b>A(I)</b>	<b>3vc</b>	<b>164,54</b>	90,50	0	0
<b>Bc</b>	<b>3file</b>	147,33	81,03	220,995	235,17
<b>Bc<sub>min</sub></b>	<b>1<sup>er</sup>cas</b>	1,997	1,098	7,998	8,51
<b>Mc120</b>		60,94	59,04	279,08	296,99
<b>D240</b>		<b>176,23</b>	96,93	220,29	234,43

**Tableau .XII.3 :** sollicitation pour une travée chargée.**❖ Deux travées chargées**

		$R_T \text{ max (t)}$	$M_L \text{ (t.m)}$	$M_T \text{ droit (t.m)}$	$M_T \text{ biais (t.m)}$
<b>A(I)</b>	<b>3vc</b>	<b>219,29</b>	0,00	0,00	0,00
<b>Bc</b>	<b>3file</b>	159,68	8,404	293,52	312,36
<b>Mc120</b>		113,38	0,00	294,79	313,71
<b>D240</b>		<b>210</b>	0,00	262,5	279,35

**Tableau .XII.4 :** sollicitation pour deux travées chargées.**XII.5.1 : Les efforts horizontaux****XII.5.1.1 : Freinage****+ Système A(L)**

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et deux voies chargées.

$$H_{A(I)} = \frac{A/2}{20 + 0,0035S}$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

- Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 70m.

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{70 + 12} = 0,669 \text{ t/m}^2$$

	Largeur	S	A(L)	A	$H_{A(L)}$
<b>3vc</b>	<b>11</b>	<b>770</b>	<b>0,669</b>	<b>440,44</b>	<b>9,70</b>

**Tableau .XII.5 :** Effort de farinage pour A(L) deux travées chargées.

La de freinage sera décomposée en :

- Une composante parallèle à l'axe de la pile :  $H_{//} = H \times \cos 70gr.$
- Une composante perpendiculaire à l'axe de la pile :  $H_{\perp} = H \times \sin 70gr.$

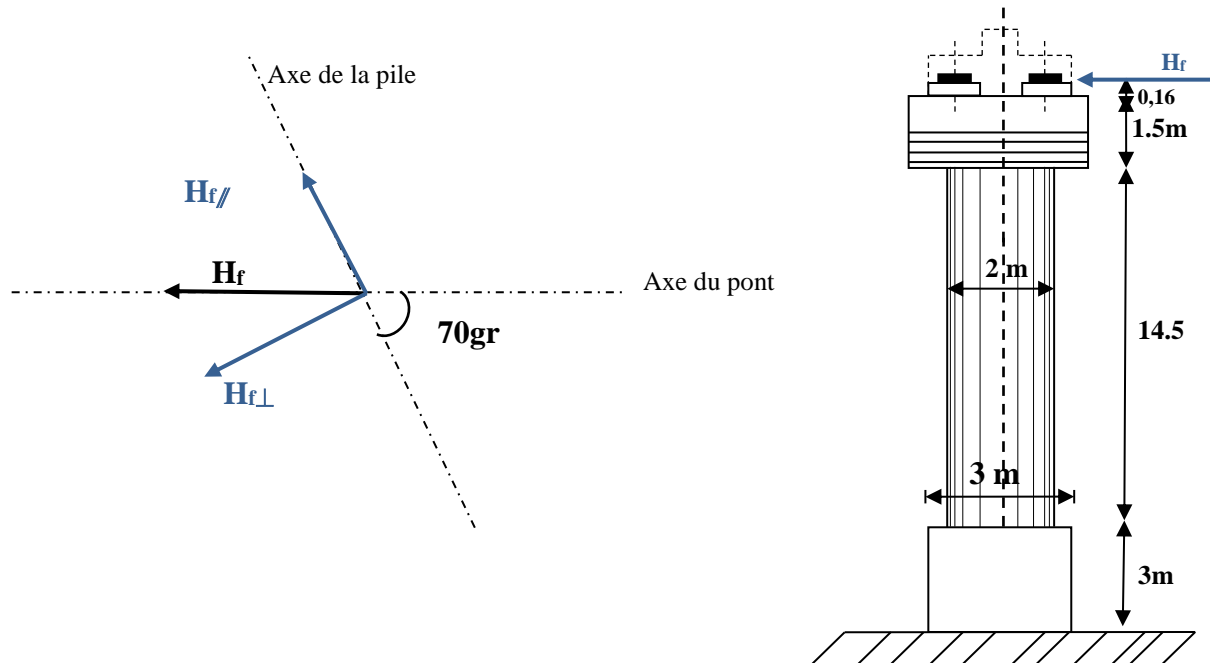


Figure.XII.4 : Coupe longitudinale de la pile1.

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = H \times (0,16 + 1,5 + 14,5)$$

Pour une travée :

Nombre de voies	$H_{A(L)}$	$H_{//}$	$H_{\perp}$	$M_{//}$	$M_{\perp}$
3vc	15,27	5,222	14,349	84,388	231,880

Tableau .XII.6 : Moment de farinage pour A(L) une travée chargée.

Pour deux travées

Nombre de voies	$H_{A(L)}$	$H_{//}$	$H_{\perp}$	$M_{//}$	$M_{\perp}$
3vc	9,70	3,317	9,115	53,603	147,298

Tableau .XII.7: Moment de farinage pour A(L) deux travées chargées.

**Systeme Bc**

Un seul camion est suppose freiné avec  $H_b=30t$ , chaque appui supporte une force de freinage egal =  $30/2 = 15t$

Le moment cree par l'effort de freinage

$$M_{BC} = H \times (0,16 + 1,5 + 14,5)$$

$$H_{//} = 15 \times \cos 70 = 5,13t$$

$$H_{\perp} = 15 \times \sin 70 = 14,095t$$

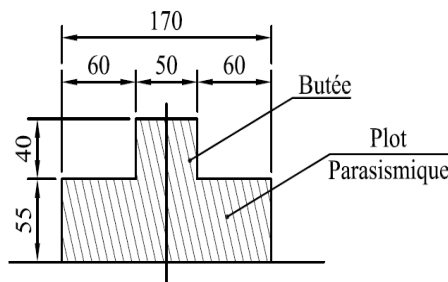
H (t)	composantes(t)		moments (t.m)
15	//	5,13	82,901
	⊥	14,095	227,775

**Tableau.XII.8 :** Effort et moment de freinage pour systeme Bc.

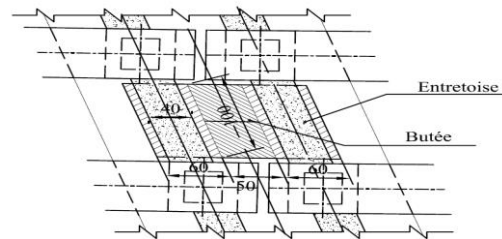
**A- Séisme**

- Le poids total de la superstructure :

$$G_{sup} = 836,07t.$$



**Figure.XII.5 :** détail Butte



**Figure.XII.6 :** vue en plan

Le poids des dés d'appuis et le poids des plots parasismiques :

$$P_d = [(0,64 \times 0,64 \times 0,16) \times 16 + (0,47 \times 0,4 \times 2 \times 1 + 0,55 \times 1,6 \times 1 \times 2)] \times 2,5 = 7,96t$$

- **Le poids du chevêtre**

$$P_c = \left[ (12,663 \times 1,5) + \left( \frac{1,50 + 1}{2} \times 0,859 \right) + \left( \frac{1,50 + 1}{2} \times 0,628 \right) \right] \times 2,4 \times 2,5 = 125,12t$$

- **Le poids du fut**

$$P_{fu} = \pi \times r^2 \times 14,5 \times 2,5 = 113,83 t$$

Pour les 03 futs

$$P_{fu} = 113,83 \times 3 = 341,49t$$

- **Le poids de la semelle**

$$P_s = 9,02 \times 2,5 \times 13,2 \times 2,5 = 744,15 t$$

- **Poids propre de la nervure**

$$P_n = 3 \times 2,82 \times 13,2 \times 2,5 = 279,18 \text{ t}$$

- **Le poids de la terre sur la semelle**

$$P_{\text{ter}} = [(9,02 \times 13,2) \times 3 - 3 \times 2,82 \times 13,2] \times 2 = 491,04 \text{ t}$$

- **Le poids total de la pile**

$$P_T = P_d + P_c + P_f + P_s + P_n + P_t$$

$$P_T = 7,96 + 125,12 + 341,49 + 74,15 + 279,2 + 491,04 = 1988,96 \text{ t}$$

$$\text{Le poids total} = 1988,96 + 836,07 = 2825,03 \text{ t}$$

### B- L'effort sismique horizontal

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 2825,03 = 706,26 \text{ t}$$

### C- L'effort sismique vertical

$$\text{Minimal : } F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 2825,03 = 2613,15 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 2825,03 = 3036,91 \text{ t}$$

### D- Le moment dû à l'effort sismique

$$M_{FS/0} = \varepsilon_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SC} \times Y_C + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{SSE} \times Y_{Se})$$

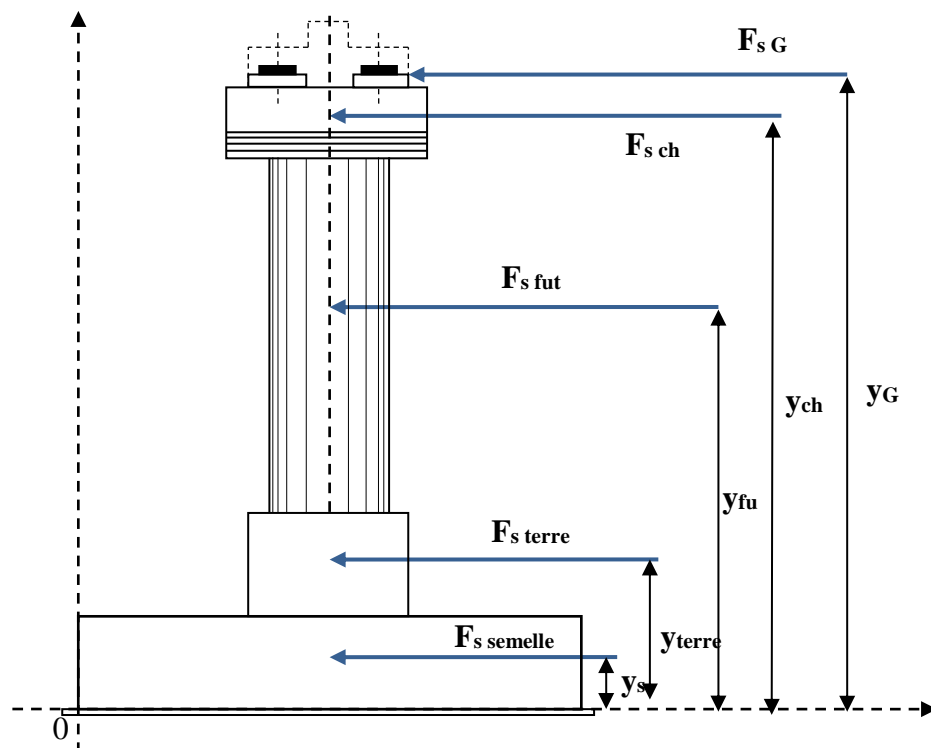


Figure .XII.7: Charge applique à la semelle

$\varepsilon_h = 0,25$	Valeur de $F_s$ (t)	$y_G$ (m)	$F_s \times y_G$ (t.m)
$F_{sG}$	836,07	21,58	18042,391
$F_{sch}$	125,12	20,75	2596,219
$F_{sfut}$	341,49	12,75	4353,998
$F_{sterre}$	491,04	4	1964,160
$F_{sner}$	279,18	4	1116,72
$F_{ssemelle}$	744,15	1,25	930,19
$M_{FS/0}$ (t.m)	$29003,67 \times 0,25 = 7250,92$		

Tableau .XII.9: moment dû à l'effort sismique

## XII.6 : Etude de chevêtre

### XII.6.1 Phénomène d'interférence

$$x = (1,07 \times 2) - 1,809$$

$$x = 0,33 \text{ m}$$

Il y a une interférence de 33 cm.

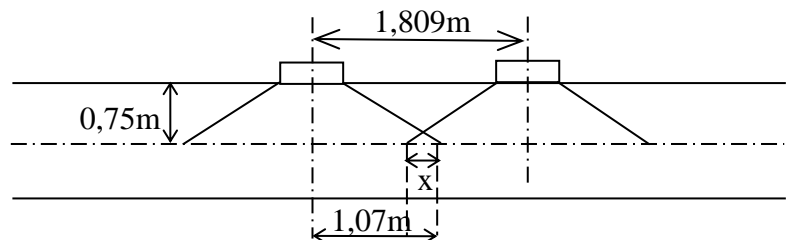


Figure.XII.8 : Phénomène d'interférence.

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges.

Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre simplement appuyée sur les trois futs.

Le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie donnée par les combinaisons suivant :

Combinaison	E.L.U	E.L.S
1	$1,35 \times G_{tab} + 1,6 \times [\max(A; B)]$	$G_{tab} + 1,2 \times [\max(A; B)]$
2	$1,35 \times G_{tab} + 1,35 \times \max(Mc120, D240)$	$G_{tab} + \max(Mc120, D240)$

Tableau .XII.10 : Les combinaisons de charge.

D'après les tableaux récapitulatifs XII.3 et XII.4 les surcharges maximales sont :

- **Combinaison1** : système A(I) (2 travées chargée et 3voies chargées)  $R_{A(1)}=219,29t$ , (2 travées chargé)
- **Combinaison2** : convoi D240 (2 travées chargées)  $R_{D240}= 210t$ .

Combinaison	E.L.U	E.L.S
1	1479 ,5585	1099,218
2	1412,1945	1046,07



Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison 01, on calcule la réaction par poutre en divisant la réaction maximale par le nombre de poutres (8 poutres) :

	$R_{max}$ (t)	q (t/ml)
E.L.U	1479,5585	104,56
E.L.S	1099,218	77,68

Tableau .XII.11 : Les réactions maximales.

XII.6.2 : Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant

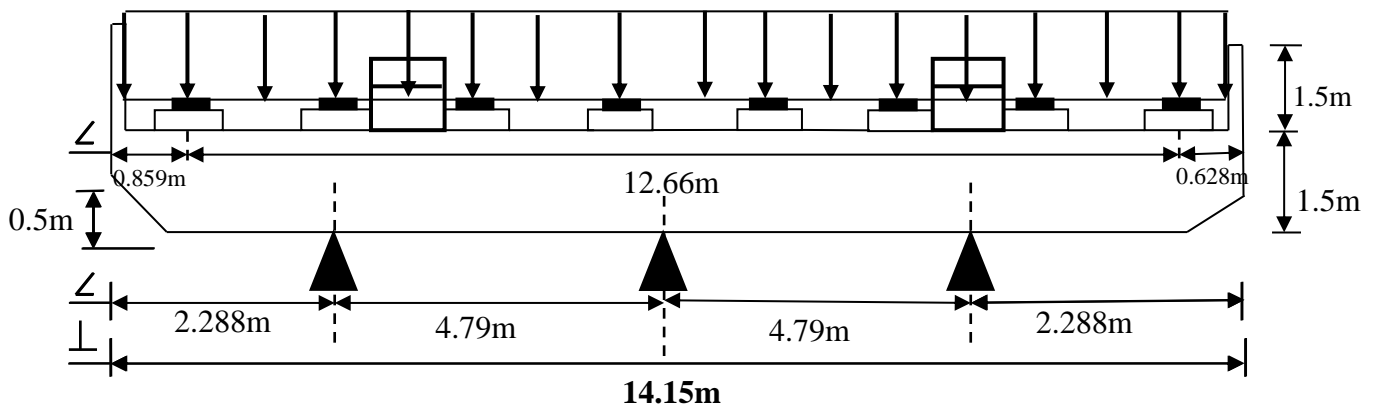


Figure.XII.9 : La coupe longitudinale de chevêtre.

Le calcul des sollicitations du chevêtre à l'ELU et ELS se fait par logiciel **ROBOT**. Après la modélisation nous avons déterminé les résultats suivant :

➤ ELU

Le moment fléchissant :

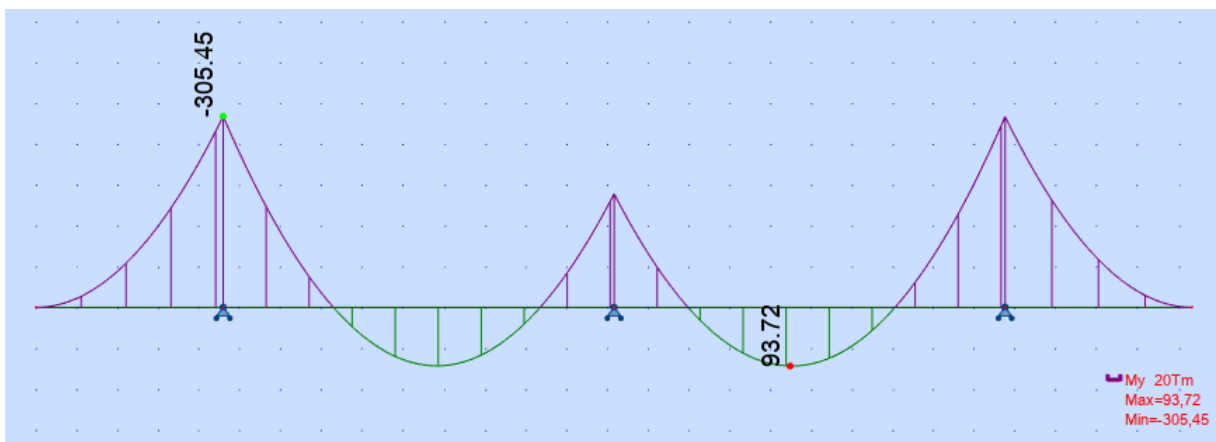


Figure .XII.10 : diagramme de moment ELU.

L'effort tranchant :

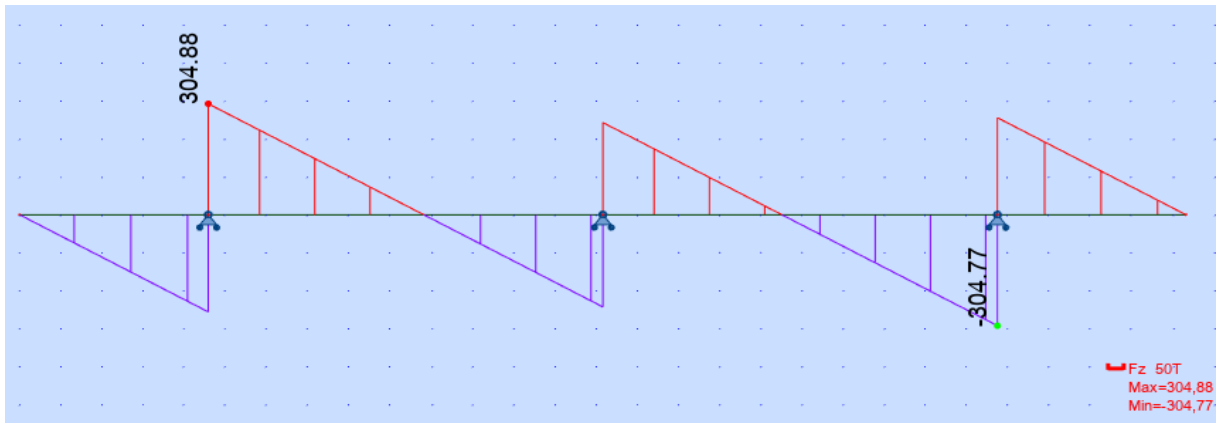


Figure .XII. 11 : diagramme de l'effort tranchant ELU.

➤ ELS

Le moment fléchissant :

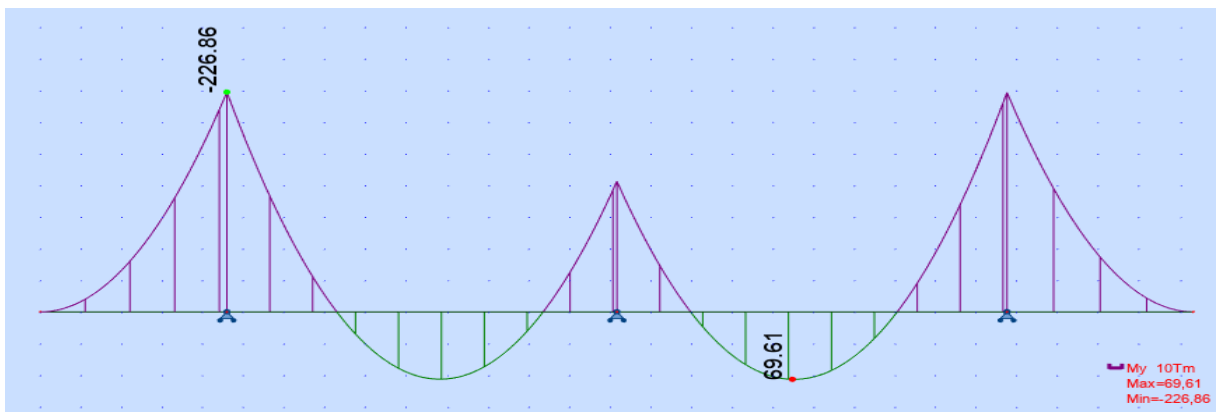


Figure .XII.12 : diagramme de moment ELS.

L'effort tranchant :

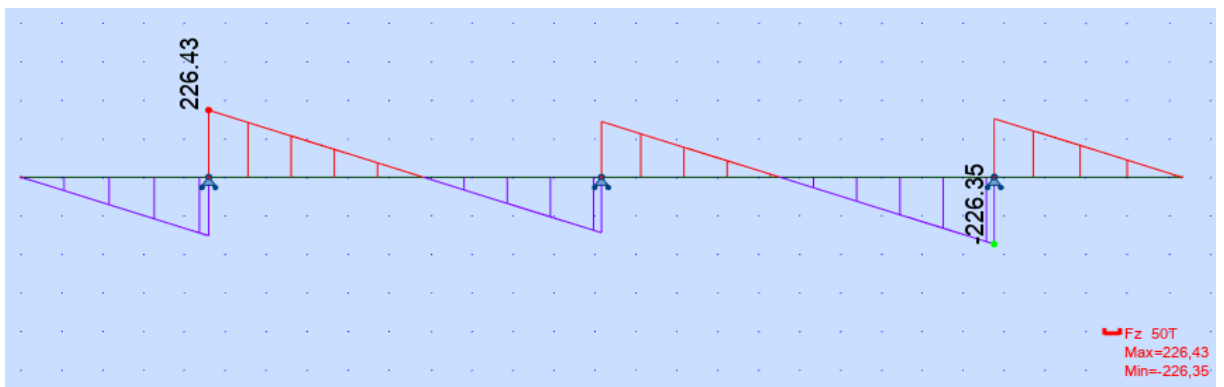


Figure .XII. 13 : diagramme de l'effort tranchant ELS.

Combinaisons	E. L. U		E. L. S	
	Sur appui	A mi travée	Sur appui	A mi travée
M (t.m)	-305,45	93,72	-226,86	69,61
T(t)	304,88	0	226,43	0

Tableau .XII.12 : efforts sur chevêtre

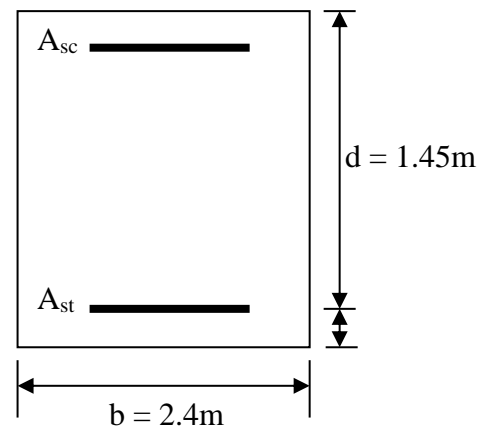
**XII.6.3 : Ferrailage du chevêtre**

Le ferrailage à l'ELU et à l'ELS se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

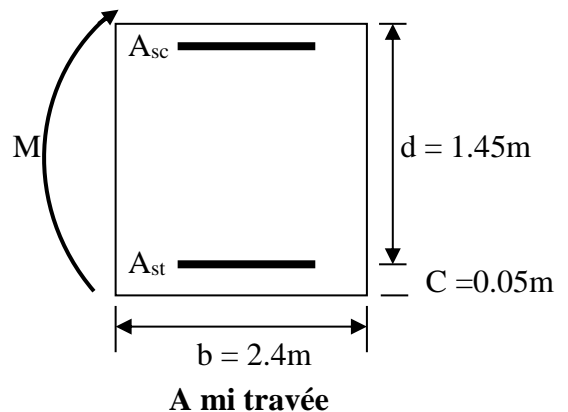
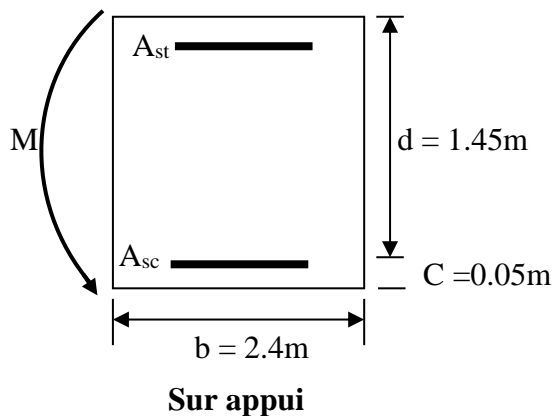
- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 27$  MPA
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 2,4 \text{ m} \\ h = 1,5 \text{ m} \\ d = 1,45 \text{ m} \end{array} \right.$$



**a. Calcul des armatures longitudinales**



Le résultat obtenu par SOCOTEC est :

Combinaisons	E. L. U		E. L. S	
	Sur appui	A mi travée	Sur appui	A mi travée
M (t.m)	-305,45	93,72	-226,86	69,61
A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	49,84	14,96	68	20,5

Tableau .XII.13: efforts sur chevêtre et la section d'armature

✓ Les armatures longitudinales

✓ Sur appui :

➤ à L'ELS:

$$\overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \overline{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left( \frac{2}{3} f_e, 150\eta \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \overline{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left( \frac{2}{3} \times 500, 240 \right) = 240 \text{ MPA}$$

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,4 \times 1,45^2 \times 15,3 = 30,264 \text{ MN.m}$$

$$M_{IU} = 3026,3 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,35$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{3026,3}{1,35} = 2241,70 \text{ t.m}$$

$$M_S = 226,86 \text{ t.m} \leq M_{IS} = 2241,70 \text{ t.m} \Rightarrow \text{section sans armatures comprimée}$$

$$A_{SC} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_b} = \frac{226,86 \cdot 10^{-2}}{2,4 \times 1,45^2 \times 16,2} = 0,0277 \quad \alpha = 1,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0,0565$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \overline{\sigma}_b}{2 \cdot \overline{\sigma}_s} = \frac{0,0565 \times 2400 \times 1450 \times 16,2}{2 \times 240} = 6635,925 \text{ mm}^2$$

$$A_{Ser} = 66,36 \text{ cm}^2$$

**Remarque**

On adopte la valeur obtenu par **logiciel SECOTEC**

$$A_s = 68\text{cm}^2$$

- **En travée**

- **à L'ELS**

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,4 \times 1,45^2 \times 15,3 = 3026,4 \text{ t.m}$$

$$M_{IS} = 2241,70 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 69,61 < M_{IS} = 2241,70 \text{ t.m} \Rightarrow A_{Sc} = 0.$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{69,61 \cdot 10^7}{2400 \times 1450^2 \times 16,2} = 0,0085$$

$$\alpha = 1,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \overline{\sigma_b}}{2 \cdot \overline{\sigma_s}} = \frac{0,017 \times 2400 \times 1450 \times 16,2}{2 \times 240} = 1996,65\text{mm}^2$$

$$A_{Ser} = 19,96\text{cm}^2$$

On adopte la valeur obtenu par **logiciel SECOTEC**

$$A_{Ser} = 20,5 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s,min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,22}{500} \times 240 \times 145 = 35,54\text{cm}^2.$$

- ❖ **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{S \text{ ult}} ; A_{S \text{ ser}} ; A_{S \text{ min}})$$

- ❖ **Sur appui**

$$A_s = \max (49,84 ; 68 ; 35,54) = 68\text{cm}^2$$

Soit **14HA25=68,72cm<sup>2</sup>**.

$$St = 15\text{cm}$$

❖ **En travée**

$$A_s = \max (14,96 ; 20,5 ; 35,54) = \mathbf{35,54\text{cm}^2}$$

$$\text{Soit } \mathbf{14HA20} = 43,98\text{cm}^2; S_t = 15\text{cm}$$

✓ **Les armatures transversales**

L'effort tranchant maximal est :  $T = T_{0G} = \mathbf{304,88t}$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) = \min(2,7; 4) = 2,7\text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}.$$

$$\tau_u = \frac{304,88}{2,4 \times 1,5} = 0,85\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,7\text{Mpa}.$$

Donc les armatures droites sont suffisantes ( $\alpha=90^0$ ).

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{t28}}{0,8f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}.$$

$K=1$  (flexion simple).

$$f_{t28} = 2,22\text{Mpa}.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,11\text{cm} \qquad \mathbf{A_t \geq 2,2\text{cm}^2}$$

✓ **Le pourcentage minimal**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} > \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} > 0,425 \Rightarrow A_t > 2,4 \times 0,2 \times \frac{0,425}{500} = 4,08 \text{ cm}^2$$

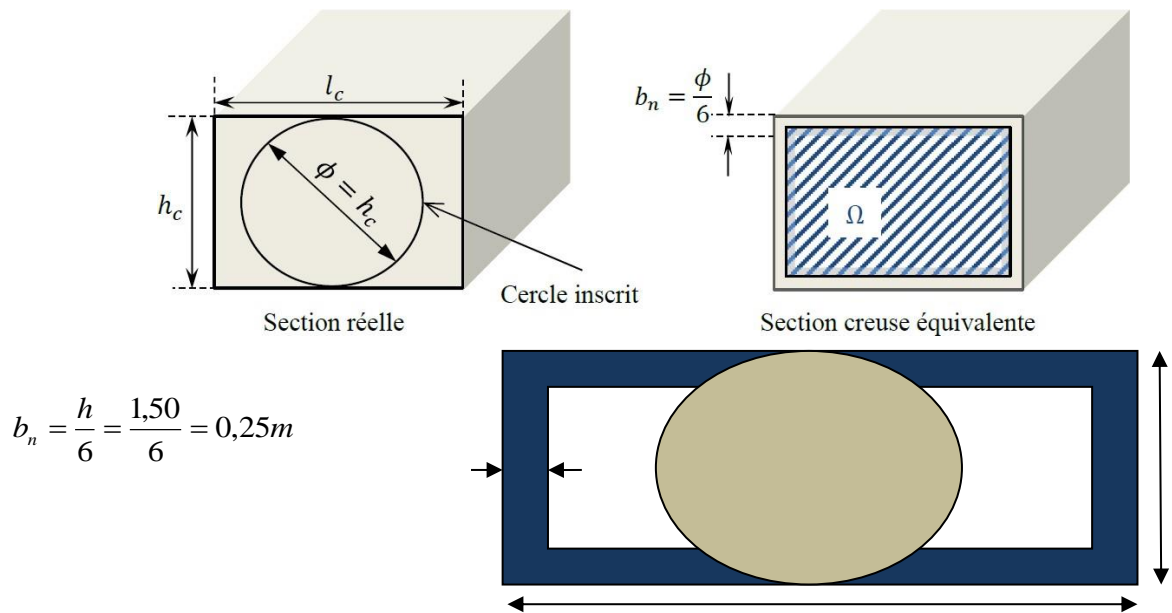
$$A_{t \min} = 4,08\text{cm}^2$$

**b. Etude de la torsion du chevêtre**

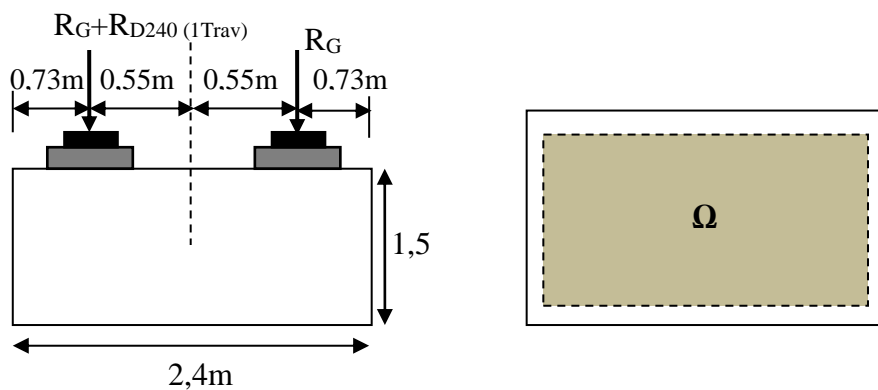
La torsion du chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Cette torsion est déterminée, lorsqu'une seule travée est chargée sous le système qui donne la réaction maximale (système D240).

Donc, pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine, on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de la paroi est égal à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.



▪ **Calcul du moment de torsion :**



**$R_{D240} = 176,23t$**

**$R_G = 404,483t$**

$M_{t1} = \frac{R_{D240}}{8} \times 0,55 = \frac{176,23}{8} \times 0,55 = 12,115t.m.$

$M_{t2} = \left( \frac{R_{D240}}{8} + \frac{R_{D240} + R_G}{8} \right) / 2 \times 0,55 = 26,02t.m.$

$M_{t3} = \frac{R_{D240} + R_G}{8} \times 0,55 = \frac{580,713}{8} \times 0,55 = 39,924t.m.$

➤ **ELU**

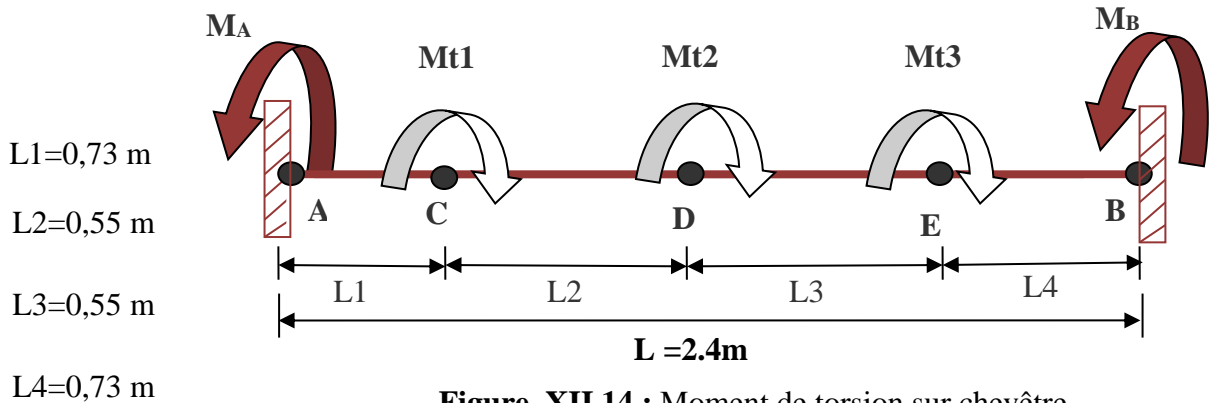
**$M_{t1} = 1,35 \times 12,115 = 16,36t.m.$**

**$M_{t2} = 1,35 \times 26,02 = 35,13t.m.$**

**$M_{t3} = 1,35 \times 39,924 = 53,90t.m.$**

**1<sup>ère</sup> cas :** on considère que le chevêtre est une poutre encastrée à ses deux extrémités.

et on va déterminer les moment d'encastrement  $M_A$  et  $M_B$



**Figure. XII.14 :** Moment de torsion sur chevêtre

$$M_A + M_B - M_{t1} - M_{t2} - M_{t3} = 0$$

Les sections A et B ne subissent pas de rotation. ....(1)

$$\alpha_{AC} + \alpha_{CD} + \alpha_{DE} + \alpha_{EB} = 0$$

$$\frac{M_A \cdot L_1}{G \cdot I_0} + (M_A - M_{t1}) \cdot \frac{L_2}{G \cdot I_0} + (M_A - M_{t1} - M_{t2}) \cdot \frac{L_3}{G \cdot I_0} + (M_A - M_{t1} - M_{t2} - M_{t3}) \cdot \frac{L_4}{G \cdot I_0} = 0 \quad \dots (2)$$

$$M_A = \frac{M_{t1} \times (L_2 + L_3 + L_4) + M_{t2} \times (L_3 + L_4) + M_{t3} \times (L_4)}{L_1 + L_2 + L_3 + L_4}$$

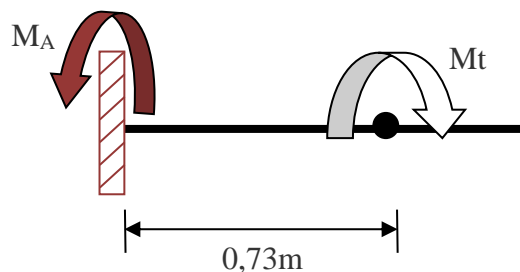
$$M_A = 44,63t.m$$

$$M_B = 60,76t.m$$

**2<sup>ème</sup> cas :** le chevêtre est considéré comme une poutre encastré à l'une des deux extrémités et libre à l'autre ( poutre consol).

$$M_t = \frac{R_{D240}}{8} \times 0,73 \times 1,35 = 21,71t.m.$$

$$M_A = M_t = 21,71t.m$$



**Figure. XII.15 :** Moment de torsion sur chevêtre



✓ **Justification du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_u(v_u) + \tau_u(M_t) < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(v_u) = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = 1.08 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u(V_u)$  : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant .

$\tau_u(M_t)$  : contrainte de cisaillement due à la torsion.

**1<sup>er</sup> cas : poutre bi encastrée :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) \leq \bar{\tau}_u = 2.7 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u(T_u) = 1.08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{M_A}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

$\tau_u(T_u)$  : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant .

$\tau_u(M_u)$  : contrainte de cisaillement due à la torsion.

$\Omega$  : aire du contour à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (1.5 - 0.5) \times (2.4 - 0.8) = 1.6 \text{ m}^2.$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{44.63 \times 10^{-2}}{2 \times 1.6 \times 0.25} = 0.558 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) = 1.08 + 0.558 = 1.64 \text{ MPa} \leq 2.7 \text{ MPa.} \Rightarrow (c.v).$$

**2<sup>ème</sup> cas : (console) :**

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2\Omega \cdot b_n} = 0.271 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(v_u) + \tau_u(M_t) = 1.35 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa} \quad \dots\dots(cv)$$

▪ **Calcul de ferrailage de torsion**

❖ **Armatures longitudinales**

$$A_L = \frac{U \cdot M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

U : périmètre du contour.

$$U = 2 \times \left[ \left( 1,5 - \frac{2h}{6} \right) + \left( 2,4 - \frac{2b}{6} \right) \right]$$

$$U = 2 \times [(1,5 - 0,5) + (2,4 - 0,8)] = 5,2 \text{ m.}$$

$$\Omega = \left( 1,5 - \frac{2h}{6} \right) \left( 2,4 - \frac{2b}{6} \right) = 1,6 \text{ m}^2$$

$$A_L = \frac{5,2 \times 44,63 \times 10^2}{2 \times 1,6 \times 435} = 16,67 \text{ cm}^2.$$

$$A_L = 16,67 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6 HA20** ( $A_{t,tor} = 18,85 \text{ cm}^2$ ).

❖ **Armatures transversales**

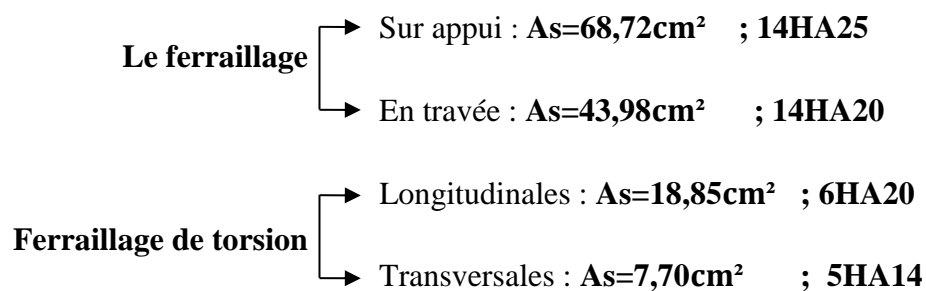
$$\frac{A_{t,tor}}{S_t} \geq \frac{M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{44,63 \times 10}{2 \times 1,6 \times 435} = 0,0321 \text{ cm.}$$

$$\text{On fixe: } S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_{t,tor} \geq 0,642 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6,24 + 0,642 = 6,88 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** ( $A_{t,tor} = 7,70 \text{ cm}^2$ ).

Donc :



▪ Schéma de ferrailage

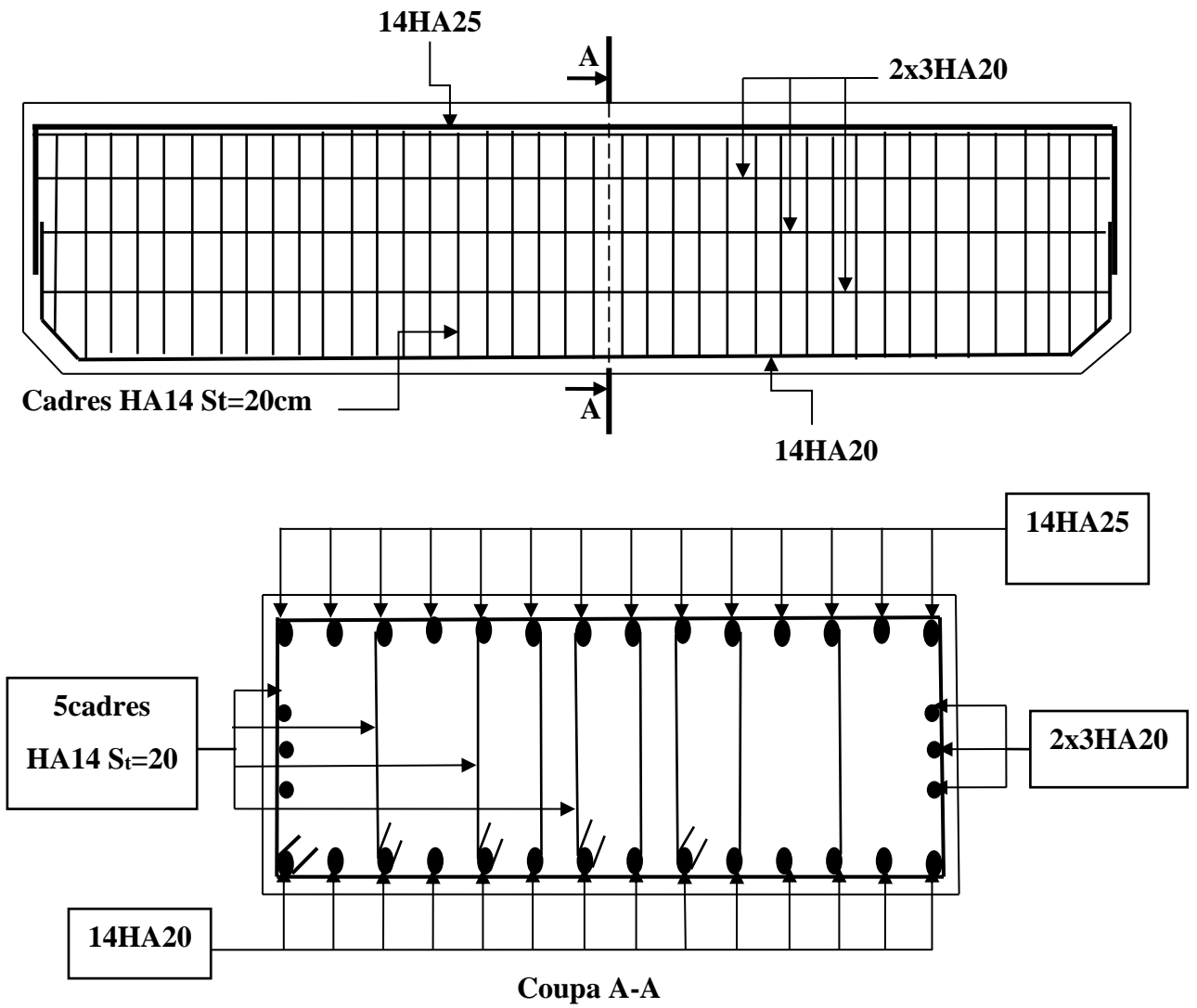


Figure .XII.16 : Schéma de ferrailage de chevêtre.

**XII.7 : Etude du fut**

Les fûts + chevêtre est assimilé à des poteaux encastré dans la semelle et libre en tête, il sont soumis aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre du tablier et les surcharges routières ;
- ✓ Poids du chevêtre ;
- ✓ Poids propre des fûts ;
- ✓ L'effort de freinage du système A(l) ou Bc ;
- ✓ L'effort sismique induit par le tablier ;
- ✓ L'effort sismique induit par le chevêtre ;
- ✓ L'effort sismique induit par les fûts.

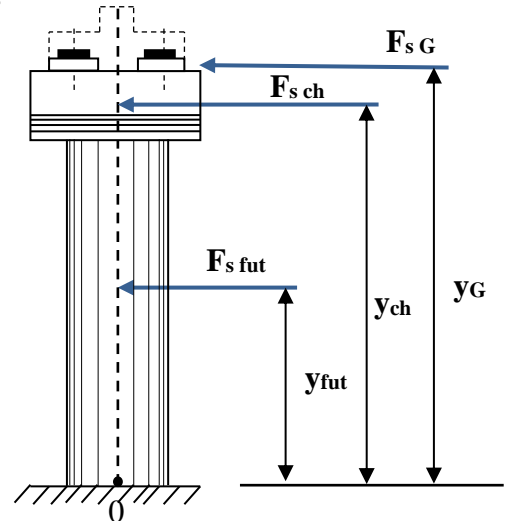


Figure. XII. 17 : Charge appliquées au fut

**XII.7.1 : Calcul des sollicitations**

❖ **Le poids du fut**

$G_{fut} = 113,83t$

a) **Pour le tablier :**

$q = \frac{G_{tab}}{14,15} = \frac{836,07}{14,15} = 59,08 \text{ t/m}$

b) **Pour le chevêtre :**

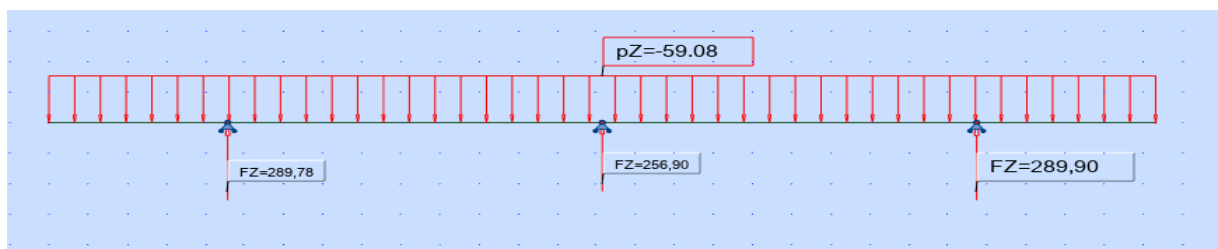
$q = \frac{G_{ch}}{14,15} = \frac{125,12}{14,15} = 8,84t/m$

c) **Pour les surcharges**

$q = \frac{R_i}{3}$

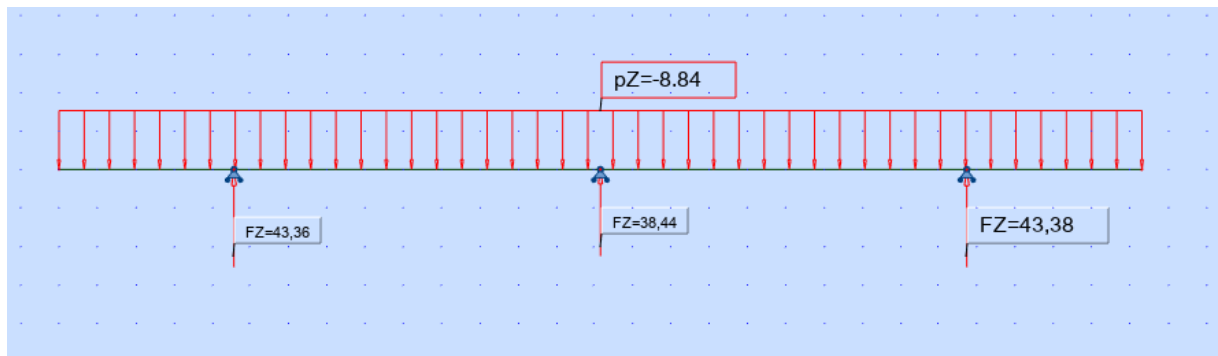
Les réactions dues aux poids du tablier et du chevêtre sont calculées à l'aide de logiciel **ROBOT**

a. **Réaction du au poids du tablier**



$R_{tab} = 289,90t.$

**b. Réaction du au poids du chevêtre**



$R_{che} = 43,38t.$

le poid total appliqué au fut

$G = G_f + R_{tab} + R_{che} = 113,83 + 289,90 + 43,83 = 447,56 t.$

$G = 447,56 t$  (Pour le fut de rive).

**c. Réaction dues aux surcharges**

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

	Systèmes	$R_t$
1 travée chargée	A(l) 3vc	54,85
	Bc 3vc	49,11
	Mc120	35,78
	D240	<b>58,74</b>
2 travée chargée	A(l) 3vc	73,10
	Bc 3vc	53,23
	Mc120	37,79
	D240	<b>70,00</b>

**Tableau .XII.14 : Réaction dues aux surcharges**

**Pour une travée**

Nombre de voies	$H_{A(L)}$	$H_{//}$	$H_{\perp}$	$M_{//}$	$M_{\perp}$
3vc	5,09	1,74	4,78	28,13	77,29

**Tableau .XII.15 : Moment de farinage pour A(L) une travée chargée.**

**Pour deux travées**

Nombre de voies	$H_{A(L)}$	$H_{//}$	$H_{\perp}$	$M_{//}$	$M_{\perp}$
3vc	3,23	1,11	3,04	17,87	49,10

**Tableau .XII.16:** Moment de farinage pour A(L) deux travées chargées.**✚ Système Bc**

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_b=30t$ , chaque appui supporte une force de freinage égal =  $30/2 = 15t$

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = H \times (0,16 + 1,5 + 14,5)$$

$$H_{//} = 15 \times \cos 70 = 5,13t$$

$$H_{\perp} = 15 \times \sin 70 = 14,095t$$

H (t)	composantes(t)		moments (t.m)
15	//	1,71	27,63
	⊥	4,70	75,93

**Tableau.XII.17 :** Effort et moment de freinage pour système Bc.**XII.7.2 : Le séisme****▪ L'effort et moment sismique horizontal pour la fut**

	Valeur de $F_s$ (t)	$y_G$ (m)	$F_s \times y_G$ (t.m)
$F_{sG}$	72,48	16,08	1165,40
$F_{sch}$	10,85	15,25	165,39
$F_{sfut}$	28,46	7,25	206,32
$M_{FS/0}$ (t.m)	<b>1537,10</b>		

**Tableau .XII.18 :** Effort et moment sismique horizontal.**▪ L'effort sismique vertical**

$$G = G_f + R_{tab} + R_{che} = 113,83 + 289,90 + 43,83 = 447,56 t.$$

$$\text{Minimal : } F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 447,56 = \mathbf{413,99 t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 447,56 = \mathbf{481,13 t}$$

**XII.7.2.1 : Calcul des combinaisons**

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal  $N$  et le moment longitudinal  $M_{long}$  qui se résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant **SECOTEC**.

**XII.7.2.2 : Conditions normales**

<b>Combinaison 01 : G+A(L) (ou Bc) + H<sub>f</sub> [A(L) (ou Bc)].</b>	
$N = G + R[A(L)(ou\ Bc)]$	
$M_{//} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou\ Bc)]) + M_{frein//} [A(L)(ou\ Bc)]$	
$M_{\perp} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou\ Bc)]) + M_{frein\perp} [A(L)(ou\ Bc)]$	
<b>Combinaison 02 : G+D240 ou Mc120</b>	
$N = G + R(D_{240}\ ou\ M_{C120})$	
$M_{long} = 1,35\ M_{long}(D_{240}\ ou\ M_{C120})$	

**Tableau .XII.19:** Conditions normales des Combinaison 01 et 02

Combinaison 01 et 02			N(t)	M <sub>//</sub>	e (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>⊥</sub>	e (m)	As (cm <sup>2</sup> )
01 travées	A(l)	3vc	502,41	189,01	0,376	0	268,47	0,534	0
	Bc	3files	496,67	173,86	0,350	0	251,13	0,506	0
M <sub>C120</sub>			483,34	79,70	0,165	0	79,70	0,165	0
D240			506,30	130,86	0,258	0	130,85	0,258	0
02 travées	A(l)	3vc	520,66	28,59	0,055	0	78,56	0,151	0
	Bc	3files	500,79	57,66	0,115	0	134,93	0,269	0
M <sub>C120</sub>			485,4	0	0	0	0	0	0
D240			517,6	0	0	0	0	0	0

**Tableau .XII.20:** combinaison 01 et 02**XII.7.2.3 : Conditions sismique**

- **Séisme perpendiculaire à l'axe de la pile**

**Combinaison 03 : G+E<sub>L</sub>.**

$$N = F_{Vmin} = 413,99\ t.$$

$$M_{\perp} = 1537,10\ t.m$$

$$M_{//} = 0\ t.m.$$

Par SECOTEC  $A_s = 412,03 \text{cm}^2$

**Combinaison 04 : G+E $\perp$ +A(L) (ou Bc).**

$$N = F_{V_{\min}} + 0,6R[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{\perp} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}\perp} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{//} = 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}//} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

Combinaison 04			N(t)	M <sub>//</sub>	e (m)	As(cm <sup>2</sup> )	M <sub>⊥</sub>	e (m)	As(cm <sup>2</sup> ) <sub>⊥</sub>
01 travée	A(l)	3vc	<b>446,90</b>	131,59	0,294	0	<b>1647,30</b>	<b>3,686</b>	<b>448,46</b>
	Bc	3files	443,46	76,25	0,172	0	1642,49	3,704	447,16
02 travées	A(l)	3vc	457,85	17,87	0,039	0	1630,06	3,560	440,25
	Bc	3files	445,93	59,57	0,134	0	1644,96	3,689	447,77

**Tableau .XII.21:** combinaison 04

▪ **Séisme parallèle à l'axe de la pile**

**Combinaison 05 : G+E<sub>//</sub>.**

$$N = F_{V_{\min}} = 413,99 \text{t.}$$

$$M_{\perp} = 1537,10 \text{t.m.}$$

$$M_{//} = 0 \text{ t. m.}$$

Par SECOTEC  $A_s = 412,03 \text{cm}^2$

**Combinaison 06 : G+E<sub>//</sub>+A(L) (ou Bc).**

$$N = F_{V_{\min}} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{\perp} = 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}\perp} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{//} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}//} [A(L)(\text{ou Bc})]$$



Combinaison 06			N(t)	M <sub>//</sub>	e (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>⊥</sub>	e (m)	As (cm <sup>2</sup> ) <sub>⊥</sub>
			//						
01	A(l)	3vc	446,90	1608,28	3,599	433,73	100,676	0,225	0
	Bc	3files	443,46	1602,30	3,613	431,97	94,173	0,212	0
02	A(l)	3vc	457,85	1547,82	3,381	409,27	29,4596	0,064	0
	Bc	3files	445,93	1558,72	3,495	415,17	50,5974	0,113	0

**Tableau .XII.22** : combinaison 06

D’après les calculs faits, la section d’armatures maximale par **SOCOTEC** est donnée par le cas de condition sismique (séisme perpendiculaire à l’axe de pile), Combinaison 04 (cas de **A(L) 3vc**).

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} e = 3,686\text{m.} \\ A_s = 448,46\text{cm}^2 \end{array} \right.$

**XII.7.3 : Vérification vis-à-vis le flambement du fut**

Le flambement est un phénomène qui affecte les barres travaillant en compression simple, il se manifeste par une déformation latérale de cette barre.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} \quad , B = \frac{\pi r^2}{4} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot \phi^4}{64}}{\frac{\pi r^2}{4}}} = \sqrt{\frac{\phi^2}{16}} = \frac{\phi}{4}$$

$$i = \frac{\phi}{4} = \frac{2}{4} = 0,5 \text{ m}$$

$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times (14,5 + 1,5) = 32\text{m}$

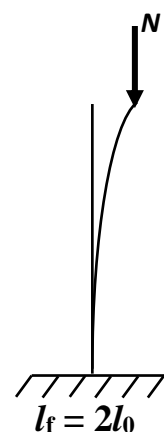
$\lambda = \frac{32}{0,5} = 64$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que :  $\lambda < \lambda'$

$\lambda' = \text{MAX} \left[ 50 ; \text{MIN} \left( \frac{67 \times e}{\phi} , 100 \right) \right]$

$\lambda' = \text{MAX} \left[ 50 ; \text{MIN} \left( \frac{67 \times 3,686}{2} , 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$

$\lambda = 64 < \lambda' = 73,153$  : **Pas de risque de flambement.**



**Figure.XII.18** : Effet de flambement.

**XII.7.4 : Calcul de ferrailage****a. Longitudinal**

Le résultat obtenu par SECOTEC est :  $A_S = 448,46 \text{ cm}^2$

$N = 446,90 \text{ t.}$

$M = 1647,30 \text{ t. m.} \quad e = 3,686 \text{ m.}$

**➤ Condition de non fragilité**

$$A_{S_{\min}} = 0,5\% B = \frac{0,5 \times \pi \times 1^2}{100} = 157 \text{ cm}^2$$

La section d'acier longitudinal est supérieure à  $A_{s \min}$

$$A_S = 448,46 \text{ cm}^2 > A_{S_{\min}} = 157 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_S = 448,46 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{56 \text{ HA32}} \quad (\mathbf{450,24 \text{ cm}^2}) \quad \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

**a. Transversal**

$$\tau_u = \frac{T_U}{\varnothing \cdot b}$$

$T_U =$  Effet de séisme + effet de freinage

$$T_U = 0,25(836,07 + 341,49 + 125,12) + 15 = 339,765 \text{ t (pour les 3 futs)}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b} = \frac{113,255 \times 10^{-2}}{1,772 \times 1,672} = 0,382 \text{ MPA} ; \text{ avec: } T_U(1 \text{ fut}) = \frac{339,765}{3} = 113,255 \text{ t}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \text{MIN}(\{0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA}\}) = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,382 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

**▪ Section d'armature transversale**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{b \cdot \tau_u}{0,8 \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{1772 \times 0,382}{0,8 \times 500} \cdot 150 = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } \mathbf{3 \text{ HA } 12} \text{ avec un espacement } \mathbf{St = 15 \text{ cm.}}$$

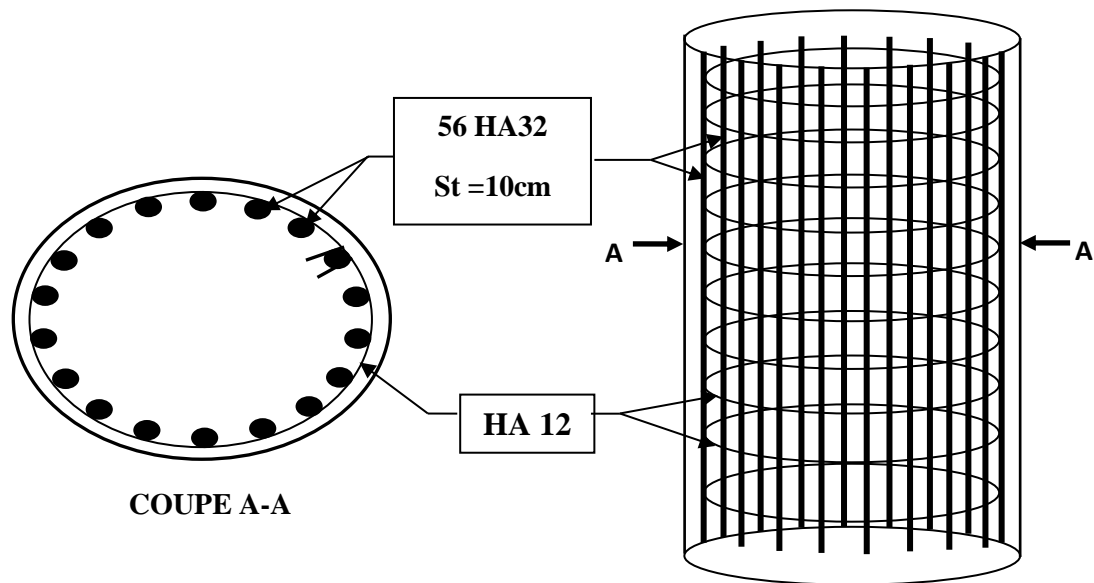


Figure.XII.19 : ferrailage de fut

## XII.8 : Etude de semelle

La semelle est un élément qui permet la transmission des charges de la superstructure et celle des appuis jusqu'au sol de fondation, elle est soumise aux efforts suivants :

- Poids propre du tablier et les surcharges routières ;
- Poids du chevêtre ;
- Poids propre des fûts ;
- Poids propre de la semelle et nervure ;
- L'effort sismique induit par le tablier ; chevêtre ; fûts ; nervure et semelle.

### XII.8.1 : Différent types de fondation

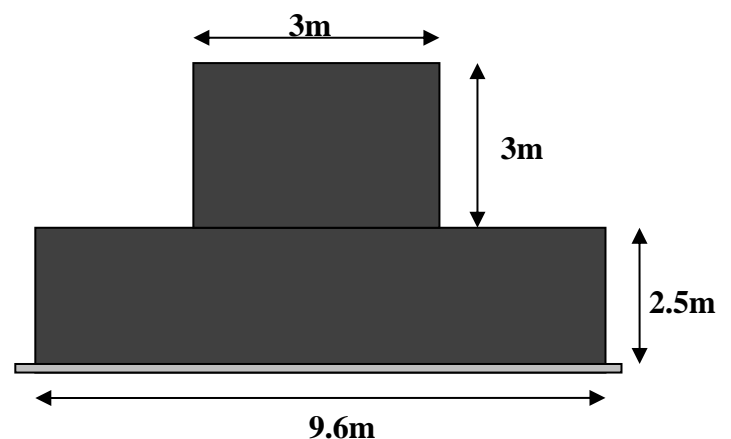
Les principaux types de fondation à rencontre à la pratique sont les :

**Les fondations superficielles et les fondations profondes.**

### XII.8.2 : Fondations superficielles

#### Les dimensions de semelle

- Longueur bais :  $D = 13,3\text{m}$
- Longueur droit :  $D = 12,49\text{m}$
- Largeur :  $B = 9.6\text{m}$
- Épaisseur :  $E = 2,5$



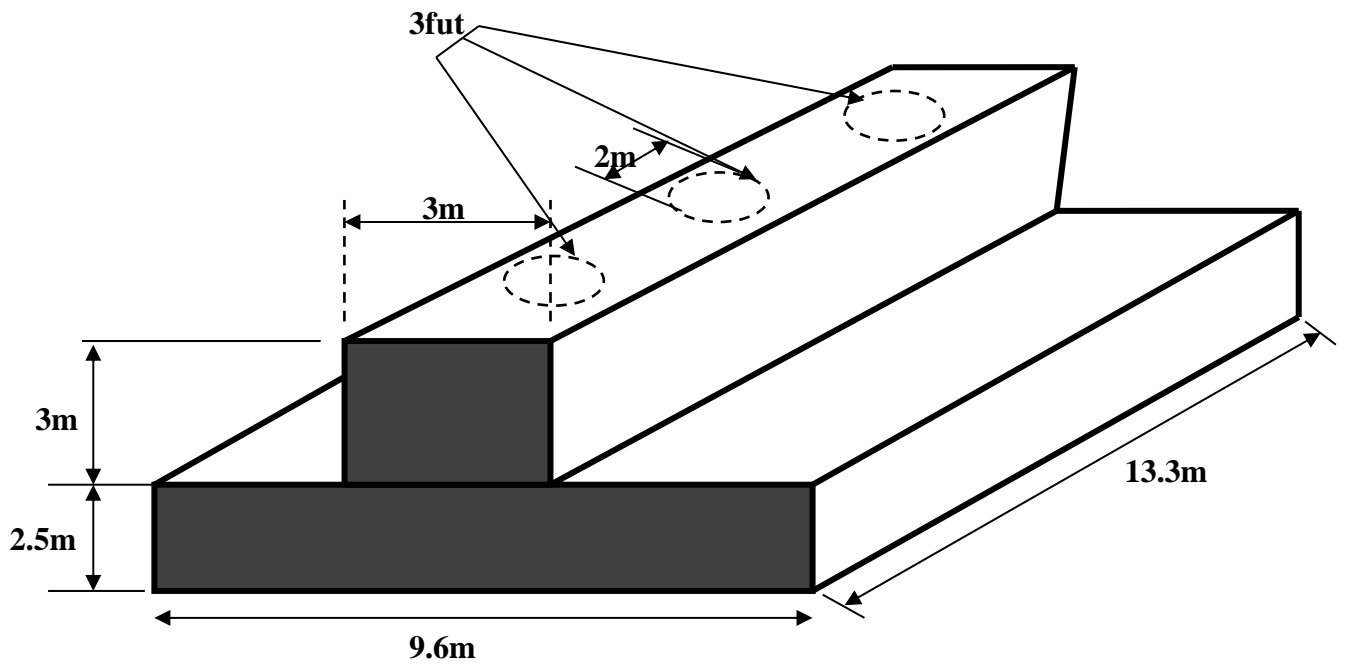


Figure.XII.19 : détail de la semelle

**XII.8.3 : Calcul des charges**

**XII.8.3.1 : Charges permanentes**

Charge	Poids G (t)
Superstructure	836,07
Dés d'appuis et butté de sécurité	7,96
Chevêtre	125,12
Fût	341,475
Poids de la semelle	1023,33
Poids des terres	491,04
Le poids total de la pile	<b>1988,925</b>
Le poids total	1988,925+836,07 = <b>2824,995</b>

Tableaux.XII.23 : charge permanente sur semelle

**XII.8.3.2 : Les surcharges**

a) Le freinage

$$M_{fr} = H_{fr} \times 21,58$$

			H <sub>//</sub>	H <sub>⊥</sub>	M <sub>//</sub>	M <sub>⊥</sub>
A(L)	1trav	3vc	2,626	7,215	57,837	158,910
	2trav	3vc	3,321	<b>9,125</b>	73,145	<b>200,978</b>
Bc			5,13	<b>14,095</b>	112,988	<b>310,442</b>

Tableaux.XII.24 : moment due au freinage

## XII.8.4 : Combinaison des charges

1travée chargé			
ELU		ELS	
1,35G + 1,6A(l)	<b>4077,007</b>	1,35G + 1,2A(l)	<b>3022,443</b>
1,35G + 1,6Bc	4049,471	1,35G + 1,2Bc	3001,791
1,35G + 1,35Mc120	3896,012	G + Mc120	2885,935
1,35G + 1,35D240	4051,654	G + D240	3001,225

Tableaux.XII.25 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS 1 travée chargé

2travée chargé			
ELU		ELS	
1,35G + 1,6A(l)	<b>4164,607</b>	1,35G + 1,2A(l)	<b>3088,143</b>
1,35G + 1,6Bc	4069,231	1,35G + 1,2Bc	3016,611
1,35G + 1,35Mc120	3966,806	G + Mc120	2938,375
1,35G + 1,35D240	4097,243	G + D240	3034,995

Tableaux. XII. 26 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS 2 travée chargé

à L'ELU	H <sub>⊥</sub>	M <sub>⊥</sub>
<b>1,6A(l) de freinage</b>	14,58	235,68
<b>1,6 Bc de freinage</b>	22,552	364,44
à L'ELS	H <sub>⊥</sub>	M <sub>⊥</sub>
<b>1,2A(l) de freinage</b>	10,94	176,76
<b>1,2 Bc de freinage</b>	16,914	273,33

Tableaux. XII. 27 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

### XII.8.5 : Vérification des fondations

Pour la vérification de la stabilité des semelles superficielles ont doit vérifier :

- 1) La stabilité au renversement
- 2) La stabilité au glissement
- 3) Le poinçonnement de la semelle

#### XII.8.5.1 : La stabilité au renversement

Pour la vérification de la semelle au renversement on vérifie qu'elle est entièrement Comprimée ((pas de soulèvement))

$$(M_L + M_T) / N > \frac{B}{3}$$

$$Z_v = 22,025m \quad M_L = H \times Z_v$$

$$Z_h = 4,8m \quad M_N = N \times Z_h$$

ELU	N (t)	H(t)	M <sub>L</sub> (t.m)	M <sub>N</sub> (t.m)	(M <sub>N</sub> +M <sub>L</sub> )/N	B/3 (m)	vérification
1,35G + 1,6A(l)	4164,607	15,52	334,922	19990,115	4,88	3,01	OK
1,35G + 1,6Bc	4069,231	22,552	486,672	19532,310	4,92	3,01	OK
1,35G + 1,35Mc120	3966,806	0	0	19040,670	4,80	3,01	OK
1,35G + 1,35D240	4097,243	0	0	19666,768	4,80	3,01	OK

Tableaux .XII.28 : stabilité au renversement à l'ELU

ELS	N (t)	H(t)	M <sub>L</sub> (t.m)	M <sub>N</sub> (t.m)	(M <sub>N</sub> +M <sub>L</sub> )/N	B/3 (m)	vérification
G + 1,2A(l)	3088,143	11,64	251,191	14823,086	4,88	3,2	OK
G + 1,2Bc	3016,611	16,91	365,004	14479,733	4,92	3,2	OK
G + Mc120	2938,375	0	0	14104,200	4,80	3,2	OK
G + D240	3034,995	0	0	14567,976	4,80	3,2	OK

Tableaux .XII.29 : stabilité au renversement à l'ELS

	N (t)	M (t.m)
ELU	4164,607	19990,115
ELS	3088,143	14823,086

Tableaux .XII.30 : Récapitulatif des combinaisons les plus lourdes

D'Après les Tableaux XII.28 et XII.29 la semelle est stable au renversement.

**XII.8.5.2 : Stabilité au glissement**

Pour chaque combinaison d'actions, on vérifie que :

$$H \leq N \times \text{tg } \varnothing / \gamma_{g1} + C \times A / \gamma_{g2}$$

Avec les notations suivantes :

- N : composante de calcul verticale de l'effort appliqué à la fondation,
- H : composante de calcul horizontale de l'effort appliqué à la fondation,
- A : surface comprimée de celle-ci,
- $\varnothing$ : angle de frottement interne  $50^\circ$
- c : cohésion (pour plus de sécurité on prend la cohésion égal à 0).
- $\gamma_1$  est pris égal à 1,2.
- $\gamma_2$  est pris égal à 1,5.

Donc on vérifie l'inégalité suivante :

$$H \leq 0.993 N$$

**XII.8.5.2.1 : Stabilité au glissement à l'ELU**

ELU	N (t)	0.993N	H (t)	vérification
1,35G + 1,6A(I)	<b>4164,607</b>	4135,455	14,58	OK
1,35G + 1,6Bc	4069,231	4040,746	22,552	OK
1,35G + 1,35Mc120	3966,806	3939,038	0	OK
1,35G + 1,35D240	4097,243	4068,562	0	OK

**Tableaux .XII.31:** stabilité au glissement à l'ELU

**XII.8.5.2.2 : Stabilité au glissement à l'ELS**

ELS	N (t)	0.993N	H (t)	vérification
G + 1,2A(I)	<b>3088,143</b>	3066,526	10,94	OK
G + 1,2Bc	3016,611	2995,495	16,914	OK
G + Mc120	2938,375	2917,806	0	OK
G + D240	3034,995	3013,750	0	OK

**Tableaux .XII.32 :** stabilité au glissement à l'ELS

**XII.8.5.3 : Vérification du poinçonnement**

Pour la vérification du poinçonnement de la semelle, on suppose qu'elle est infiniment Rigide est on calcul les contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left(1 + 6 \frac{M}{BN}\right) \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{S} \left(1 - 6 \frac{M}{BN}\right)$$

On détermine la contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

On vérifie que  $\sigma_m < \sigma_{\text{sol}}$  (pas de poinçonnement)

**XII.8.5.3.1 : Vérification au poinçonnement à l'ELU**

Combinaison			$\sigma_{\max}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{Sol}}$ (2,5MPa)	Vérification
1	N <sub>max</sub>	<b>4164,607</b>	36,572	32,858	35,643	250	OK
	M	334,922					
2	N	4096,231	36,843	31,446	35,494	250	OK
	M <sub>max</sub>	<b>486,672</b>					
3	N	3966,806	33,066	33,066	33,066	250	OK
	M <sub>max</sub>	<b>0</b>					
4	N	4097,243	34,153	34,153	42,692	250	OK
	M <sub>max</sub>	<b>0</b>					

**Tableaux .XII.33** : Vérification du poinçonnement à l'ELU

**XII.8.5.3.2 : Vérification au poinçonnement à l'ELS**

Combinaison			$\sigma_{\max}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{Sol}}$ (t/m <sup>2</sup> )	Vérification
1	N <sub>max</sub>	<b>3088,143</b>	27,135	24,349	26,438	250	OK
	M	<b>251,191</b>					
2	N	3016,611	27,169	23,122	26,157	250	OK
	M <sub>max</sub>	365,004					
3	N	2938,375	24,493	24,493	24,493	250	OK
	M <sub>max</sub>	0					
4	N	3034,995	25,299	25,299	31,623	250	OK
	M <sub>max</sub>	0					

**Tableaux .XII.34** : Vérification du poinçonnement à l'ELS

**XII.8.5.4 : Calcul de la semelle**

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles en utilisant les combinaisons d'actions calculées à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite service (ELS) d'où le diagramme des contraintes :



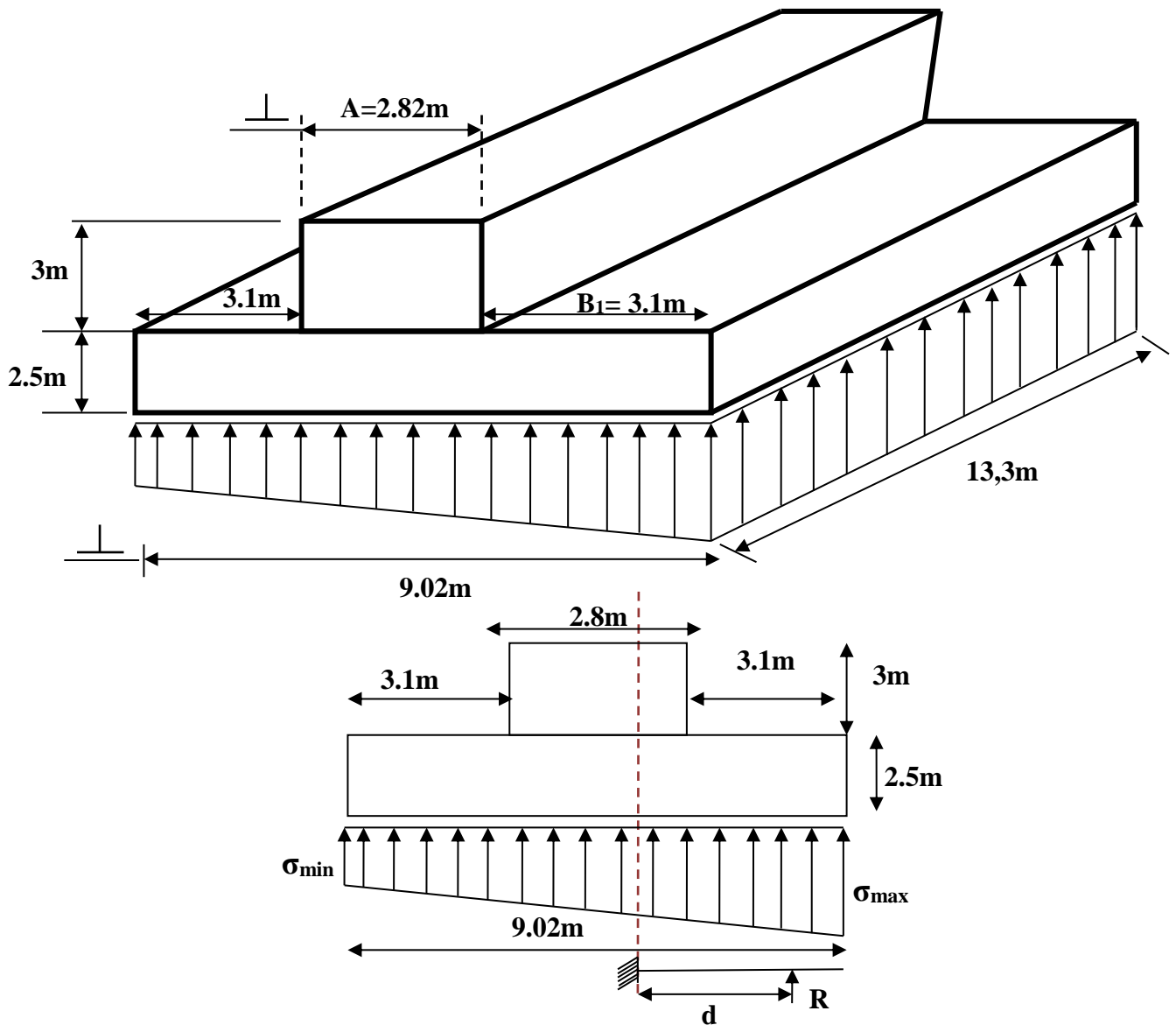


Figure.XII.21 : Sollicitation sur la semelle

**XII.8.6.4.1 : Calcul des sollicitations**

Longueur de la console D :

$$D = B + \frac{A}{4}$$

$$\sigma_d = \sigma_{\max} - \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})D}{B}$$

$$R = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_d)D}{2}$$

Le bras de levier :

$$d = \frac{D(2\sigma_{\max} + \sigma_d)}{3(\sigma_{\max} + \sigma_d)}$$

$$M = R \times d$$

ELU							
$\sigma_{\max}(\text{t/m}^2)$	$\sigma_{\min}(\text{t/m}^2)$	$\sigma_m(\text{t/m}^2)$	D (m)	$\sigma_d(\text{t/m}^2)$	R (t/m)	d(m)	M(t.m)
36,572	32,858	35,643	3,805	35,005	136,176	1,92	<b>260,964</b>

ELS							
$\sigma_{\max}(\text{t/m}^2)$	$\sigma_{\min}(\text{t/m}^2)$	$\sigma_m(\text{t/m}^2)$	D (m)	$\sigma_d(\text{t/m}^2)$	R (t/m)	d(m)	M(t.m)
27,135	24,349	26,438	3,805	25,960	101,012	1,92	<b>193,592</b>

#### XII.8.6.4.2 : Calcul de la section d'armatures

$$M_U = 260,964 \text{ t.m}$$

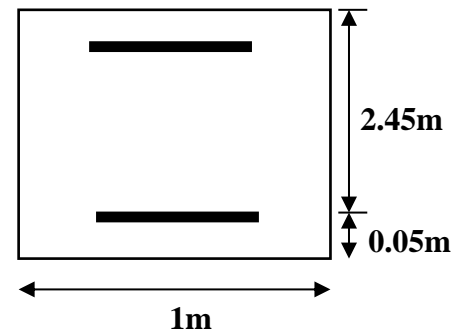
Calcul de la section d'acier en flexion simple

$$f_{bu} = 15,3 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{260,964 \times 10^{-2}}{1 \times 2,45^2 \times 15,3} = 0,028$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < \mu_{lu} = 0,392$$

$$\Rightarrow A_{sc} = 0$$



La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{260,964 \times 10^{-2}}{0,985 \times 2,45 \times 435} = 0,00248 \text{ m}^2$$

$$A_{su} = 24,80 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 25,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{CNF} = 25,02 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale**  
 $0,15\%S < A_{smin} < 1,5\%S$

$$S = 1 \times 2,5 = 2,5m^2 = 25000cm^2$$

$$37,50 < A_{smin} < 375 \quad A_{smin} = 37,50cm^2$$

$$A = \max \{ A_u ; A_{CNF} ; A_{smin} \} = 37,50cm^2$$

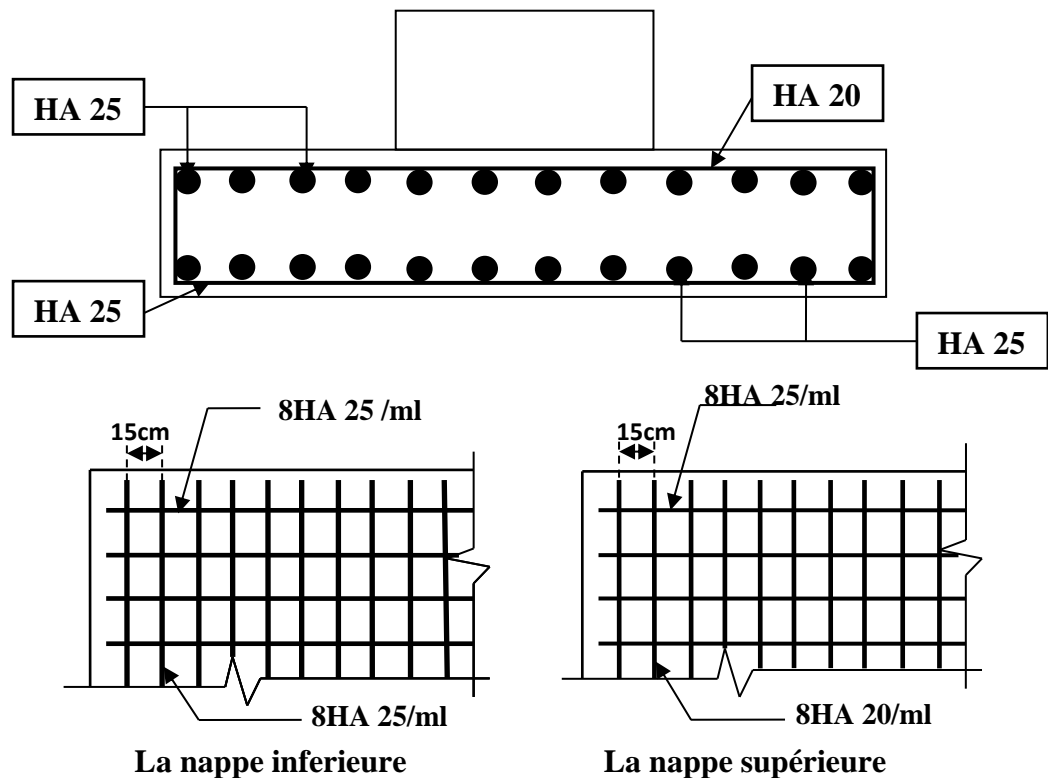
$$8HA25 = 39,27cm^2$$

**Pour le ferrailage inferieur :** Armatures principal      **HA25**      **Espacement de 15cm**

Armatures de répartitions      **HA25**      **Espacement de 15cm**

**Pour le ferrailage supérieur :** Armatures de répartitions      **HA20**      **Espacement de 15cm**

Armatures principal      **HA25**      **Espacement de 15cm**



**Figure XII.22 : Schéma de ferrailage de la semelle**

**XII.8.6.5 : Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$T = 136,176t$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 MPa) = 2.7 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T}{b_0.d} = \frac{184,49 \times 10^4}{1000 \times 2450} = 0,753 MPa < 2.7 MPa \quad \dots (CV)$$

**XII.8.5.6 : Etude et ferrailage de la nervure**

**XII.8.5.6.1 : Introduction**

La nervure est un élément qui permet la transmission des charges de la superstructure et celle du voile + chevêtre à la semelle il permet de réduire la hauteur du voile elle est soumise aux efforts suivants :

- ✓ Poids propre du tablier et les surcharges routières ;
- ✓ Poids du chevêtre ;
- ✓ Poids propre des fûts ;
- ✓ Poids propre de la semelle et nervure
- ✓ Poids des enrochements sur la semelle ;
- ✓ L'effort sismique induit par le tablier ; chevêtre ; fûts; nervure et semelle.

	N (t)	M (t.m)
ELU	4164,607	334,922
ELS	3088,143	251,191

**Tableaux .XII.35: Sollicitation sur la nervure**

$$\mu_{bu} = 0,0252 < \mu_{lu} = 0,392$$

$$\Rightarrow A_{sc} = 0$$

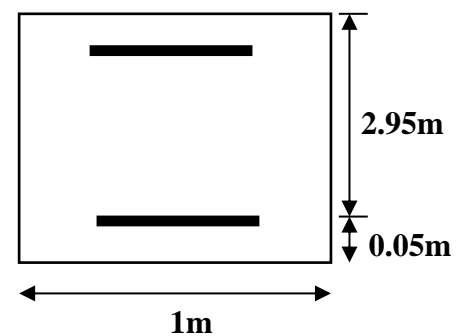
La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta, d, f_{su}} = \frac{334,922 \times 10^{-2}}{0,97 \times 2,95 \times 435} = 0,00269m^2$$

$$A_{su} = 26,90cm^2$$



- **Condition de non fragilité**

$$A_{CNF} > 0,23.b.d.f_{t28}/f_e \Rightarrow A_{smin} > 29,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{CNF} = 29,53 \text{ cm}^2$$

**Section minimale :**

$$0,15\%S < A_{smin} < 1,5\%S$$

$$S = 1 \times 3 = 3 \text{ m}^2 = 30000 \text{ cm}^2$$

$$45 < A_{smin} < 375 \quad A_{smin} = 450 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{ A_u ; A_{CNF} ; A_{smin} \} = 45 \text{ cm}^2$$

$$6\text{HA}32 = 48,25 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1\text{m/ ml}$$

### XII.8.5.6.2 : Les armatures transversales

On assimile la section du voile à une section équivalente rectangulaire

$$d = 0,9 \times b_0 = 11,97$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{1,4T_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{u\perp} = F_{h,tot(seisme)} + 0,6Hf_{Bc\perp} = 325,67 + 0,6 \times 14,095 = 334,127 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{334,127}{11,97 \times 13,3} = 2,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa}$$

Donc les armatures droites sont suffisantes ( $\alpha = 90^\circ$ ).

$$b_0 = 13,3 \text{ m}$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{t28}}{0,9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 \text{ (flexion simple).}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 4,21 \text{ cm}$$

$$b_0 = 3 \text{ m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,95 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$        $b_0 = 13,3\text{m}$        $A_t \geq 63,18\text{cm}^2$

$b_0 = 3\text{m}$        $A_t \geq 14,25\text{cm}^2$

✓ **Le pourcentage minimal**

$$\frac{A_{s_{\min}}}{S_t} \geq \frac{0,4b_0}{f_e}$$

$b_0 = 13,3\text{m}$        $A_{s_{\min}} = 15,96\text{cm}^2$        $A = \text{Max}(A_t, A_{\min}) = 63,18\text{cm}^2$

$b_0 = 3\text{m}$        $A_{s_{\min}} = 3,6\text{cm}^2$        $A = \text{Max}(A_t, A_{\min}) = 14,25\text{cm}^2$

**13HA25 = 63,81cm<sup>2</sup>**

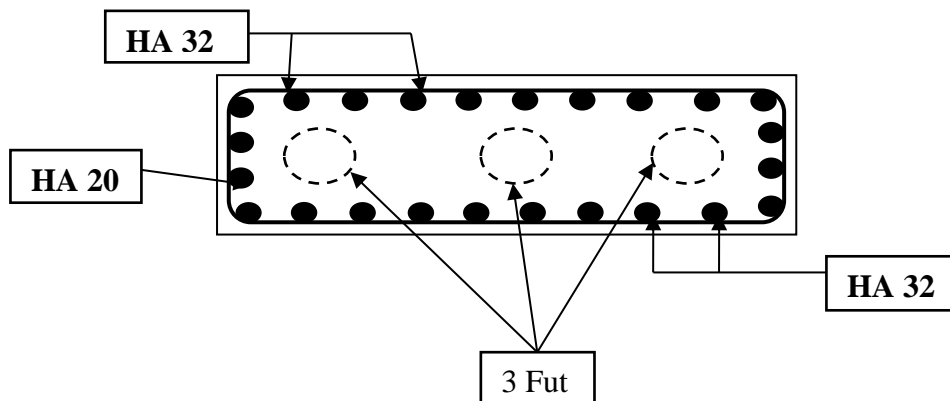
**13HA12 = 14,70cm<sup>2</sup>       $S_t = 20\text{cm}$**

**XII.8.5.6.3 : Schéma de ferrailage de la nervure**

Ferrailage vertical      —————> **6HA32**

Ferrailage horizontal      —> Répartition      —> **13HA25**

   —> Cadre suivant X      —> **13HA12**



**Figure XII.23 : Schéma de ferrailage de la nervure**

**XIII.1 : Introduction**

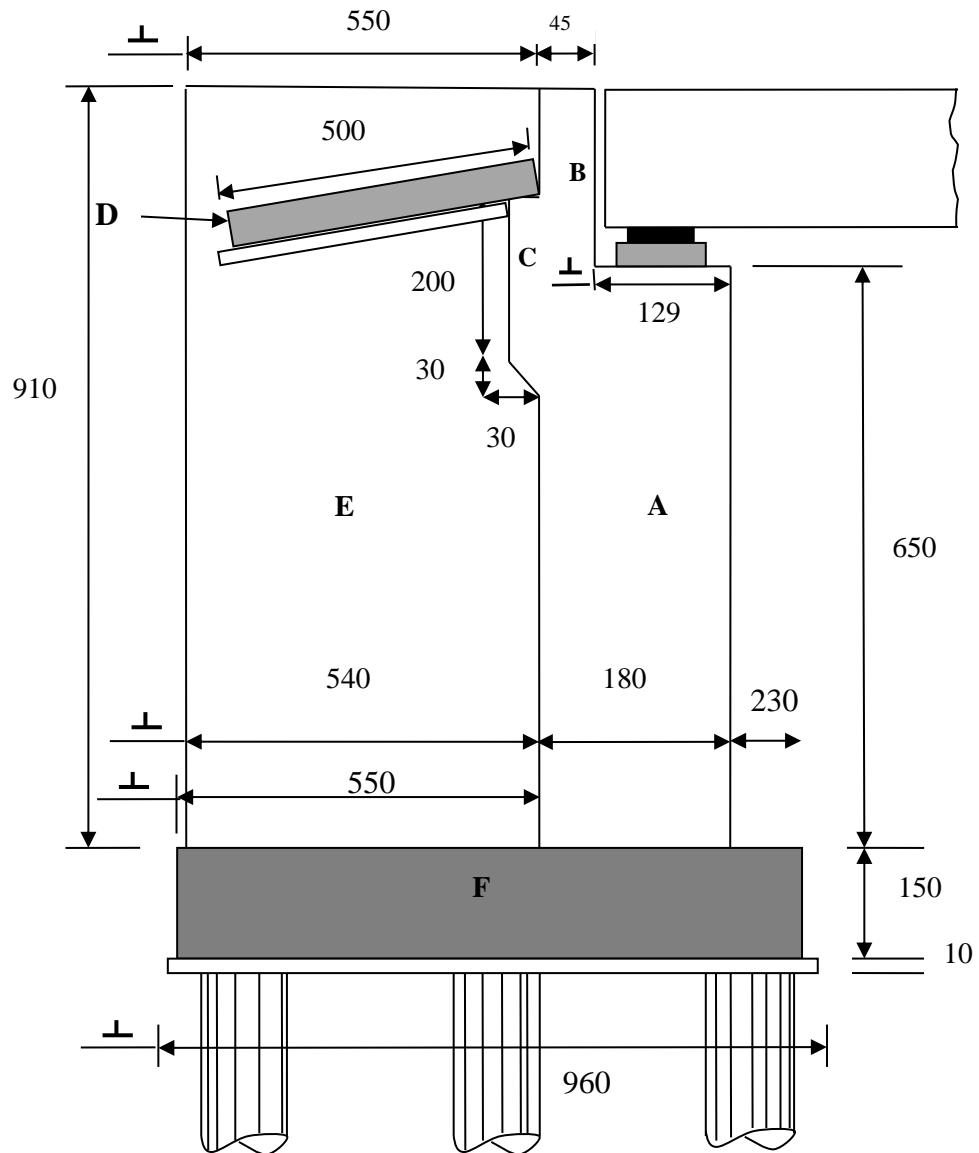
La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Les culées sont les appuis extrêmes ; destinée à supporter le poids du tablier. Elles sont constituées en générale :

- ✚ D'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a aussi pour rôle de soutenir les terres.
- ✚ Murs latéraux, ils sont appelés "murs en retour " s'ils sont parallèles à l'axe de l'ouvrage ou "murs en ailes" s'ils sont inclinés à cet axe. Ils assurent le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
- ✚ Mur garde grève, il se trouve à l'arrière, son rôle est d'isoler le tablier du remblai.
- ✚ Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en béton armé pour lutter contre le tassement éventuel des remblais

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.



**Figure .XIII.1 : Coupe longitudinale dans la culée**

**A** : Mur frontal

**B** : Mur garde grève

**C** : Corbeau

**D** : Dalle de transition

**E** : Mur en retour



### XIII.2 : Dimensionnement des éléments de la culée

Le calcul est effectué pour la culée C2

#### XIII.2.1 : Le sommier d'appui

Il doit permettre :

- ✓ L'implantation des appareils d'appuis.
- ✓ La mise en place des vérins pour changer ces derniers

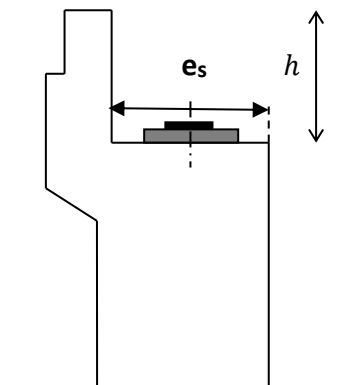
La largeur du sommier : elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = \frac{1}{\sin 70} \times (1.7 \times 7 + 0.6 + 0.5) = 13,83 \text{ m}$$

70° l'angle de biais de l'ouvrage.

1.7 m : l'entraxe entre les poutres.

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.



L'épaisseur du sommier :

$$e_s = 129 \text{ cm}$$

#### XIII.2.2 : Le mur garde grève

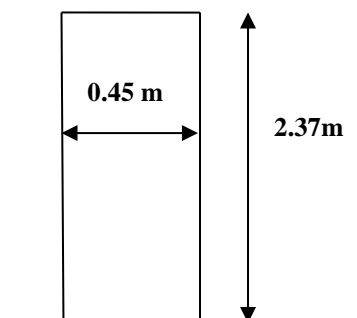
Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai du tablier, d'où il permet de soutenir les terres sur la hauteur du tablier, il comporte un corbeau arrière qui sert d'appui pour la dalle de transition.

L'épaisseur du mur garde grève :

$$e = \max \left( 30, \frac{h}{8} \right) \text{ cm} \quad \text{Avec : } h: \text{ hauteur de mur garde grève.}$$

$$h = 2,37 \text{ m}$$

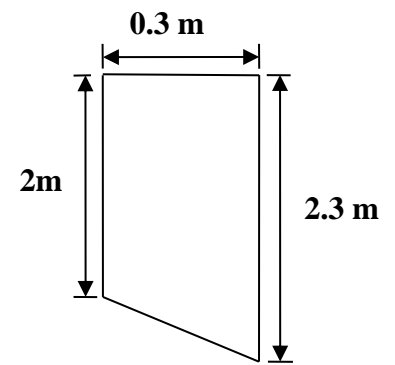
on prend  $e = 45 \text{ cm}$



**XIII.2.3 : Le corbeau**

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

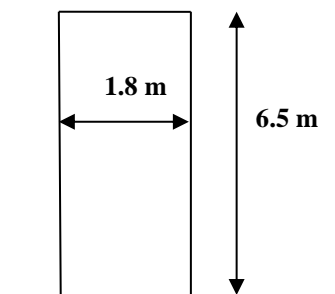
L'épaisseur courante du corbeau est 30 cm.

**XIII.2.4 : Le mur frontal**

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0.8 à 1.2 m selon la hauteur. Sa hauteur est une donnée imposée par les caractéristiques du terrain naturel.

Hauteur = 6,5 m

Épaisseur= 1,8 m

**XIII.2.5 : Le mur en retour**

Leur rôle est de retenir latéralement les terres, le mur en retour sera encastré à l'arrière du mur de front et par sa face intérieure au mur garde grève.

Longueur = 5,50 m

Hauteur = 9,1 m

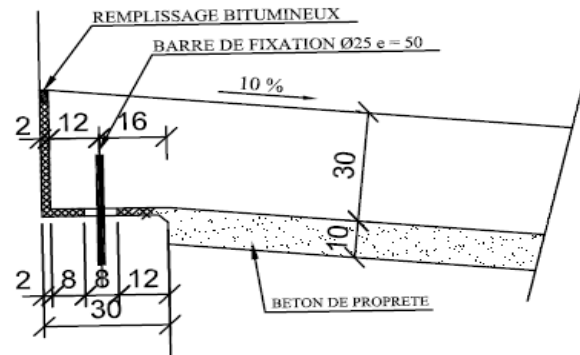
Épaisseur = 0,95m

### XIII.2.6 : La dalle de transition

Elle peut être préfabriquée ou coulée directement sur un béton de propreté, elle a les dimensions suivantes :

Longueur = 5 m.

Épaisseur = 0,3 m.



### XIII.2.7 : La fondation

#### ▪ Les pieux

La fondation sous culée est du type profond (semelle sur pieux)

Avec :  $\phi_{\text{pieu}} = 1,20\text{m}$ .

#### ▪ La semelle

Épaisseur de la semelle :

Elle est en fonction de la rigidité :

$$e_{\text{semelle}} \geq 1,2 \phi_{\text{pieux}} \quad e_{\text{semelle}} \geq 1,2 \times 1,2 = 1,44 \text{ m}$$

On prendra  $e_{\text{semelle}} = 2 \text{ m}$

Largeur de la semelle :

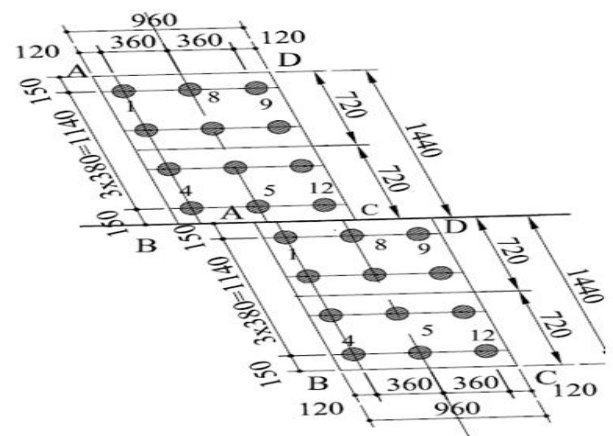
$$B_s \geq 3\phi + 2\phi = 5\phi$$

On adopte :  $B_s = 9.6\text{m}$

Longueur de la semelle :

$$L_{S \text{ bais}} = 14.40 \text{ m}$$

$$L_{S \text{ droite}} = 13.53 \text{ m}$$



### XIII.3 : Charges appliquées sur la culée

La culée est soumise aux charges suivant les trois directions à savoir :

- La résultante de la distribution des charges horizontales ;
- Les charges verticales induites par la superstructure ;
- Les charges transversales ;
- La poussée des remblais derrière la culée ;
- L'action dynamique due aux remblais derrière la culée.

### XIII.3.1 : Vérification de la stabilité de la culée

La culée est un élément sensible à la conception, est par ce que le pont doit être stable c'est à dire les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

- **Les sollicitations verticales**
  - ✓ Poids du tablier.
  - ✓ Poids des éléments constitutifs.
  - ✓ Les surcharges.
- **Les sollicitations horizontales**
  - ✓ Poussée de la terre.
  - ✓ Force de freinage.
  - ✓ La surcharge  $Q = 1t/m^2$  (d'après le fascicule 61.titre 2).

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \quad \theta = \text{artg} \left( \frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V} \right)$$

- $\varphi = 30^\circ$ , angle de frottement,
- $\alpha = 0^\circ$ , angle des talus
- $\beta = 0^\circ$  ; inclinaison de la culée,

Actions	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	K	$\theta^\circ$	$K_{ah}$
CN	0	0	1,000	0,00	0,3335377
SH	0,25	0	1,031	14,04	0,5301493
SH + SV ↑	0,25	-0,075	0,958	15,12	0,5111300
SH + SV ↓	0,25	0,075	1,104	13,09	0,5502952

**Tableau XIII .1 :** Le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles.

- La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 \cdot L \text{ (Triangulaire).}$$

- La poussée due aux surcharges  $\gamma = q = 1,00 \text{ t/m}^2$ .

$$F_p = \gamma \cdot k_{ah} \cdot H \cdot L \text{ (Rectangulaire).}$$

- La densité du remblai :  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

### XIII.3.2 : Détermination du centre de gravité des éléments de la culée

Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \frac{\sum(A_i \cdot X_{Gi})}{\sum A_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum(A_i \cdot Y_{Gi})}{\sum A_i}$$

$A_i$  : Surface élémentaire.

$X_{Gi}$  ;  $Y_{Gi}$  : Coordonnées du C.D.G de chaque section. En attribuant un repère (A, X, Y) pour le calcul, avec A le point de référence à l'étude du renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes, on trouve les coordonnées des CDG des éléments de la culée.

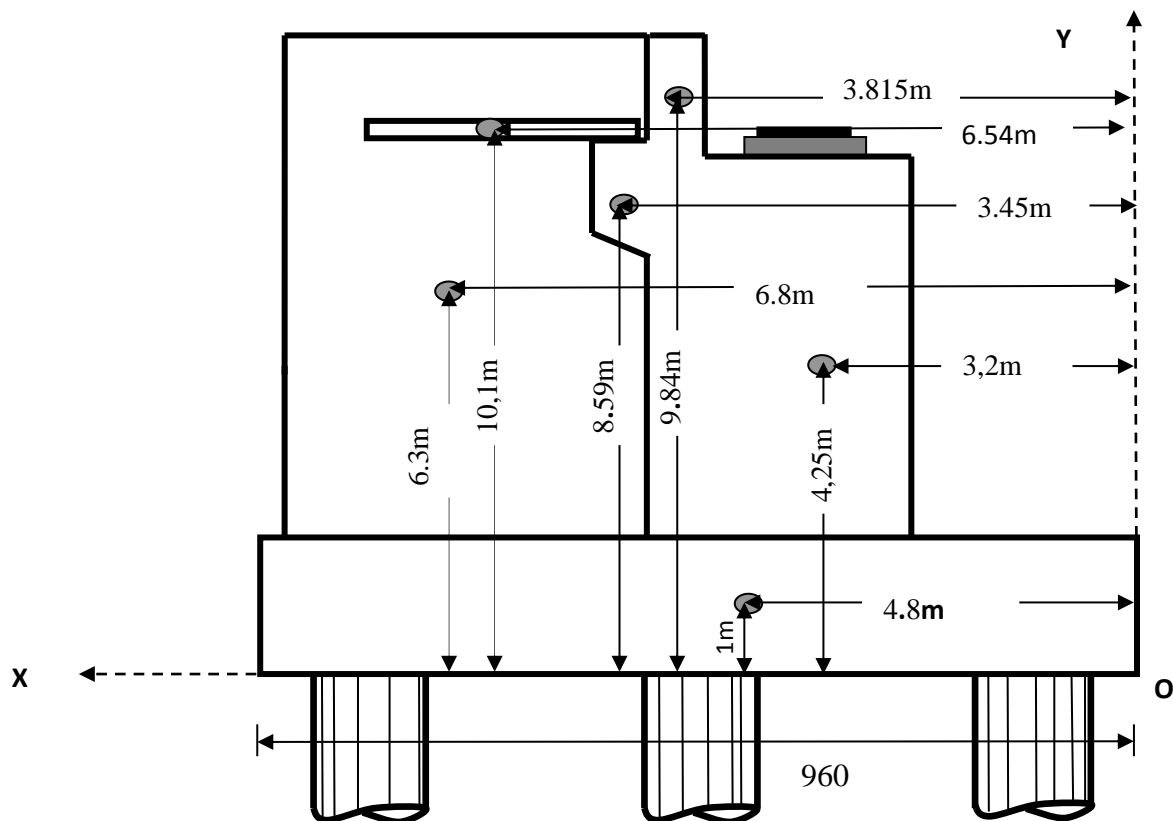


Figure XIII.2 : C.D.G des éléments de la culée.

### XIII. 3.3. Calcul des sollicitations

$M_S$  : moment stabilisant du a  $F_v$

$M_r$  : moment de renversement du a  $F_h$

Désignation		P(t)	Fh (t)	Fv (t)	H (m)	V(m)	Ms (t.m)	Mr (t.m)
Mur garde grève	CN	36,234	0,000	36,234	3,815	9,84	138,234	0,000
	SH	36,234	9,059	36,234	3,815	9,84	138,234	89,136
	SH+SV	36,234	9,059	33,517	3,815	9,84	127,866	89,136
	SH+SV	36,234	9,059	38,952	3,815	9,84	148,602	89,136
Corbeau	CN	21,914	0,000	21,914	3,45	8,59	75,603	0,000
	SH	21,914	5,478	21,914	3,45	8,59	75,603	47,060
	SH+SV	21,914	5,478	20,270	3,45	8,59	69,933	47,060
	SH+SV	21,914	5,478	23,557	3,45	8,59	81,273	47,060
Mur en retour	CN	233,41	0,000	233,415	6,8	6,3	1587,22	0,000
	SH	233,41	58,354	233,415	6,8	6,3	1587,22	367,629
	SH+SV	233,41	58,354	215,909	6,8	6,3	1468,18	367,629
	SH+SV	233,41	58,354	250,921	6,8	6,3	1706,26	367,629
Mur frontal	CN	397,50	0,000	397,508	3,2	4,25	1272,02	0,000
	SH	397,50	99,377	397,508	3,2	4,25	1272,02	422,352
	SH+SV	397,50	99,377	367,694	3,2	4,25	1176,62	422,352
	SH+SV	397,50	99,377	427,321	3,2	4,25	1367,42	422,352
Semelle	CN	662,88	0,000	662,880	4,8	1	3181,82	0,000
	SH	662,88	165,720	662,880	4,8	1	3181,82	165,720
	SH+SV	662,88	165,720	613,164	4,8	1	2943,18	165,720
	SH+SV	662,88	165,720	712,596	4,8	1	3420,46	165,720
Total culée à vide	CN	1351,9	0,000	1351,951	/	/	6254,90	0,000
	SH	1351,9	337,988	1351,951	/	/	6254,90	1091,89
	SH+SV	1351,9	337,988	1250,554	/	/	5785,78	1091,89
	SH+SV	1351,9	337,988	1453,347	/	/	6724,02	1091,89
Dalle de transition	CN	45,000	0,000	45,000	6,54	10,1	294,300	0,000
	SH	45,000	11,250	45,000	6,54	10,1	294,300	113,625
	SH+SV	45,000	11,250	41,625	6,54	10,1	272,228	113,625
	SH+SV	45,000	11,250	48,375	6,54	10,1	316,373	113,625
Remblais sur la dalle de transition	CN	36,000	0,000	36,000	6,54	10,7	235,440	0,000
	SH	36,000	9,000	36,000	6,54	10,7	235,440	96,750
	SH+SV	36,000	9,000	33,300	6,54	10,7	217,782	96,750
	SH+SV	36,000	9,000	38,700	6,54	10,7	253,098	96,750
Remblais sur la semelle	CN	1283,9	0,000	1283,916	6,8	6,3	8730,62	0,000
	SH	1283,9	320,979	1283,916	6,8	6,3	8730,62	2022,16
	SH+SV	1283,9	320,979	1187,622	6,8	6,3	8075,83	2022,16
	SH+SV	1283,9	320,979	1380,209	6,8	6,3	9385,42	2022,16
La surcharge Q (t/m2)	CN	60,000	0,000	60,000	5,4	11,1	324,000	0,000
	SH	60,000	15,000	60,000	5,4	11,1	324,000	166,500
	SH+SV	60,000	15,000	55,500	5,4	11,1	299,700	166,500
	SH+SV	60,000	15,000	64,500	5,4	11,1	348,300	166,500
Total culée + remblais	CN	1424,9	0,000	1424,916	/	/	9584,36	0,000
	SH	1424,9	356,229	1424,916	/	/	9584,36	2399,04
	SH+SV	1424,9	356,229	1318,047	/	/	8865,53	2399,04
	SH+SV	1424,9	356,229	1531,784	/	/	10303,1	2399,04

**Tableau .XIII.2:**  $M_r$  et  $M_s$  appliqués sur la culée à vide et avec remblais.

➤ **Poussée dues aux terres et surcharges**

Désignation		$K_{ah}$	Calcul des poids (t)	$F_H$	V(m)	MR=FH.V
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,3335	$0,5 \times 2 \times 0,3335 \times (9,1)^2 \times 13,59$	375,359	5,033	1889,309
	SH	0,5301	$0,5 \times 2 \times 0,5301 \times (9,1)^2 \times 13,59$	596,624	5,033	3003,006
	SH+SV1	0,5111	$0,5 \times 2 \times 0,5111 \times (9,1)^2 \times 13,59$	575,219	5,033	2895,271
	SH+SV2	0,5503	$0,5 \times 2 \times 0,5503 \times (9,1)^2 \times 13,59$	619,296	5,033	3117,121
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,3335	$0,5 \times 2 \times 0,3335 \times (2)^2 \times 13,81$	18,425	0,667	12,283
	SH	0,5301	$0,5 \times 2 \times 0,5301 \times (2)^2 \times 13,81$	29,285	0,667	19,524
	SH+SV1	0,5111	$0,5 \times 2 \times 0,5111 \times (2)^2 \times 13,81$	28,235	0,667	18,823
	SH+SV2	0,5503	$0,5 \times 2 \times 0,5503 \times (2)^2 \times 13,81$	30,398	0,667	20,266
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,3335	$2 \times 0,3335 \times 9,1 \times 13,59$	82,497	6,55	540,352
	SH	0,5301	$2 \times 0,5301 \times 9,1 \times 13,59$	131,126	6,55	858,876
	SH+SV1	0,5111	$2 \times 0,5111 \times 9,1 \times 13,59$	126,422	6,55	828,063
	SH+SV2	0,5503	$2 \times 0,5503 \times 9,1 \times 13,59$	136,109	6,55	891,513
Surcharge sur la semelle	CN	0,3335	$2 \times 0,3335 \times 2 \times 13,81$	18,425	1	18,425
	SH	0,5301	$2 \times 0,5301 \times 2 \times 13,81$	29,285	1	29,285
	SH+SV1	0,5111	$2 \times 0,5111 \times 2 \times 13,81$	28,235	1	28,235
	SH+SV2	0,5503	$2 \times 0,5503 \times 2 \times 13,81$	30,398	1	30,398
Total	CN	/	/	494,705	/	2460,369
	SH	/	/	786,321	/	3910,690
	SH+SV1	/	/	758,111	/	3770,393
	SH+SV2	/	/	816,201	/	4059,298

**Tableau .XIII.3:** Poussée dues aux terres et surcharges.

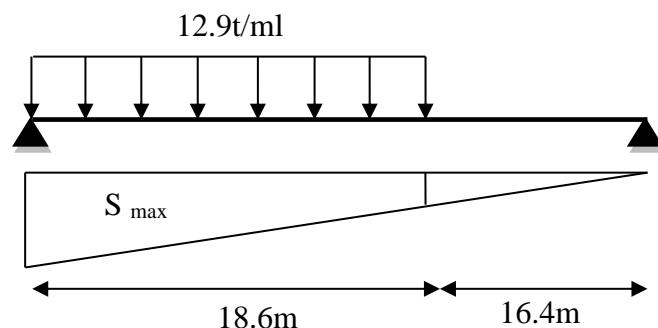
➤ **Calcul des efforts dus au tablier**

- ✓ La réaction maximale due aux charges permanentes est :  $R_{max} = 404,483t$
- ✓ La réaction maximale due aux surcharges est donnée par **D240** :

$$R_{max} = q \times S_{max}$$

$$S_{max} = 13,67m^2$$

$$R_{max} = 176,343t$$





désignation	Réaction	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	H(m)	V(m)	M <sub>r</sub> =F <sub>H</sub> .V	M <sub>s</sub> =F <sub>V</sub> .H	
Permanente (Tablier)	CN	404,483	0	404,483	4,8	10,5	0	1941,518
	SH	404,483	101,12075	404,483	4,8	10,5	1061,768	1941,518
	SH+SV1	404,483	101,12075	374,146775	4,8	10,5	1061,768	1795,905
	SH+SV2	404,483	101,12075	434,819225	4,8	10,5	1061,768	2087,132
Surcharge (D240)	CN	176,343	0	176,343	4,8	10,5	0	846,4464
	SH	176,343	44,08575	176,343	4,8	10,5	462,900	846,4464
	SH+SV1	176,343	44,08575	163,117275	4,8	10,5	462,900	782,9629
	SH+SV2	176,343	44,08575	189,568725	4,8	10,5	462,900	909,9299

Tableau.XIII.4 : Efforts dus au tablier et surcharge.

**a. Etapes d'exécution de la culée**

- 1<sup>ère</sup> étape : culée à vide.
- 2<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier.
- 3<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier + Remblais.
- 4<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier + Remblais +Surcharge.

**b. Vérification de la stabilité**

▪ **Vérification de non Renversement**

On vérifie que le rapport :

$$R = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{condition normale.}$$

$$R = \frac{M_s}{M_r} \geq 1 \dots\dots\dots \text{condition sismique.}$$

▪ **Vérification de non Glissement :**

On vérifie que :

$$\delta = \frac{F_v}{F_h} \times \mu \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{condition normale.}$$

$$\delta = \frac{F_v}{F_h} \times \mu \geq 1 \dots\dots\dots \text{condition sismique.}$$

μ : Coefficient de frottement terres-Béton

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right) \approx 0,364 \quad \text{avec } \varphi = 30^0$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ **1<sup>ère</sup> étape** : culée à vide

Désignation	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Mr	Ms	R	d
CN	0	1351,951	0	6254,907	∞	∞
SH	337,9876781	1351,951	1091,896861	6254,907	5,72847775	1,456
SH+SV1	337,9876781	1250,554	1091,896861	5785,789	5,29884191	1,3468
SH+SV2	337,9876781	1453,347	1091,896861	6724,025	6,15811358	1,5652

❖ **2<sup>ème</sup> étape** : culée à vide + Tablier

Désignation	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Mr	Ms	R	δ
CN	0	1756,434	0	8196,425	∞	∞
SH	439,1084281	1756,434	2153,664736	8196,425	3,80580372	1,456
SH+SV1	439,1084281	1624,701	2153,664736	7581,693	3,52036844	1,3468
SH+SV2	439,1084281	1888,166	2153,664736	8811,157	4,091239	1,5652

❖ **3<sup>ème</sup> étape** : culée à vide + Tablier + Remblais

Désignation	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Mr	Ms	R	δ
CN	494,705	3181,349	2460,369	17780,792	7,22688121	2,340811042
SH	1581,658	3181,349	8463,397	17780,792	2,10090477	0,7321502
SH+SV1	1553,448	2942,748	8323,100	16447,233	1,97609464	0,689537149
SH+SV2	1611,538	3419,951	8612,005	19114,351	2,21950067	0,772468084

❖ **4<sup>ème</sup> étape** : culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge

Désignation	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Mr	Ms	R	δ
CN	494,705	3357,692	2460,369	18627,238	7,57091356	2,470562788
SH	1625,744	3357,692	8926,298	18627,238	2,0867821	0,751779039
SH+SV1	1597,534	3105,865	8786,000	17230,196	1,96109668	0,707675056
SH+SV2	1655,624	3609,519	9074,906	20024,281	2,20655532	0,793576848

### Conclusion

Vu que la culée est fondée sur une semelle reposant sur trois filles de pieux, la stabilité de la culée est assurée dans toutes les phases de réalisation.

### XIII.4. Etude et ferrailage des éléments de la culée

#### XIII.4.1. Mur garde grève

D'après « le document SETRA art 2.3 » le mur est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- ❖ La poussée des terres.
- ❖ La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- ❖ La force de freinage.

##### XIII.4.1.1. Evaluation ses efforts

**Remarque :** Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au-dessus du mur frontal qui est égal à (2,37 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.

##### a. Poussée des terres

$$p_t = (1/2)\gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

$p_t$ : Effort de poussée.

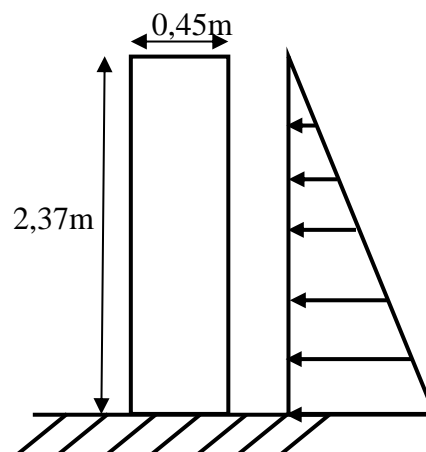
$K_a$ : Coefficient de poussée de la terre

Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad P_t = 1,87 \text{ t/ml}$$

$$M_t = (1/6)\gamma \cdot H^3 \cdot K_a \quad \Rightarrow \quad M_t = 1,477 \text{ t.m/m}$$



##### b. Poussée d'une charge locale

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions  $B_c$  accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impacte soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t sur un rectangle d'impact  $(0,25, 0,75)\text{m}^2$ , se transmet à  $45^\circ$  en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.

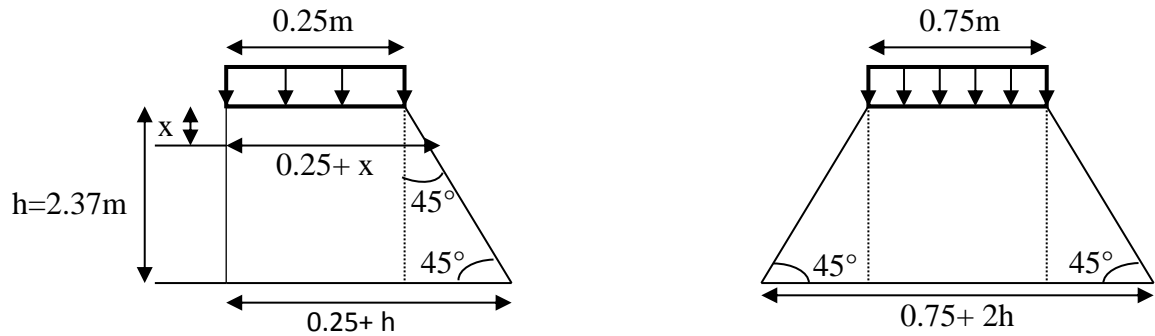


Figure XIII.3 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

$$M_P = \left( \frac{12K}{0,75 + 2h} \right) \cdot \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

**Démonstration :**

$$M_{P'} = q_h \times z \quad ; z = h - x \text{ (bras de levier)}$$

$$q_h = \frac{n \cdot p \cdot \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \cdot E_y} \times K_a$$

$n=2$  : nombre des charges concentrées.

$p=6t$  : la charge concentrée.

$\delta = 1$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 \text{ à ELS} \\ 1,6 \text{ à ELU} \end{cases}$$

$b_c = 0,9$  (Pont deuxième classe avec deux voies chargées).

$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

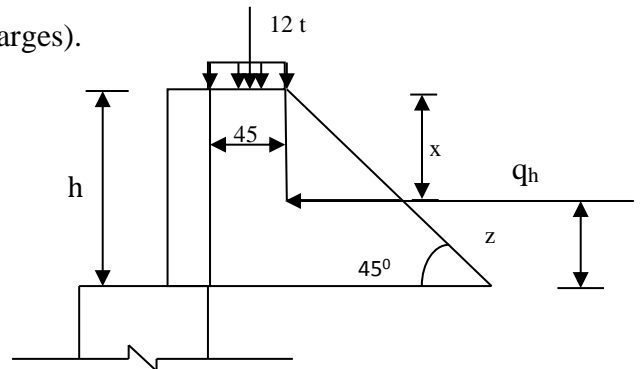
$$M_{P'} = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$

$$M_P = \sum_0^h M_{P'} = \int_0^h M_{P'} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0,25 - 0,25}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (x + 0,25)}{0,25 + x} dx$$



$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h + 0,25}{0,25 + x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25)\text{Ln}(0,25 + x) - x] \Big|_0^h$$

Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

$K_a$ : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,333$$

$\gamma$  : Coefficient de pondération.

$b_c = 0,9$  : coefficient de pondération du système  $B_c$  (pont de 1<sup>er</sup> classe avec 03 voies chargées).

$\delta = 1$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres

$$M_P = 2,186K[-x + (0,25 + h)\text{Ln}(x + 0,25)] \Big|_0^h \quad \text{Avec : } h=2.37 \text{ m}$$

$$M_P = 8,275K$$

	ELU	ELS
K	0.479	0.359
$M_P$	3.964	2.971

### c. Force de freinage

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left( \frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 3,42 \text{ t.m/ml à ELS} \\ 4,56 \text{ t.m/ml à ELU} \end{cases}$$

#### XIII.4.1.2. Combinaison des moments

	Combinaison	$M_T$ (t.m/ml)
ELU	$1,35M_t + 1,6(M_P + M_F)$	15,782
ELS	$M_t + 1,2(M_P + M_F)$	9,152

**XIII.4.1.3 : Calcul des armatures****XIII.4.1.3.1 : Ferrailage vertical**

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

Donc :  $b_0 = 1,00 \text{ m}$  ;  $d = 0,40 \text{ m}$  ;  $C = 0,05 \text{ m}$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{9,152}{15,782} = 0,579$$

**E. L. U :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{15,3 \text{ Mpa}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{435 \text{ Mpa}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,152 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,40^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0374}$$

$$\mu_{bu} = 0,0374 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0476}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,981}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 9,25 \text{ cm}^2}$$

**E. L. S:**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = \mathbf{16,2 \text{ Mpa}}$$

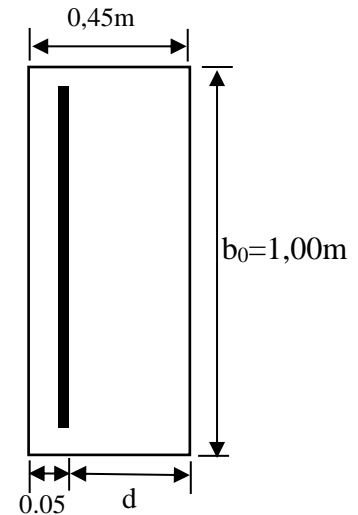
$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,40^2 \times 15,3 = \mathbf{95,961 \text{ t.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{95,961}{0,579} = \mathbf{165,737 \text{ t.m}}$$

$$M_S = 9,152 \leq M_{ls} = 165,737 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$



$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{9,152 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,40^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0353}$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0724}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2 \sigma_s} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{ser} = 9,77 \text{ cm}^2}$$

Donc :  $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{9,77 \text{ cm}^2}$

Soit : **5HA16** ( $A_S = 10,05 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement  $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$ .

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec  $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

#### XIII.4.1.3. 2 : Ferrailage horizontal

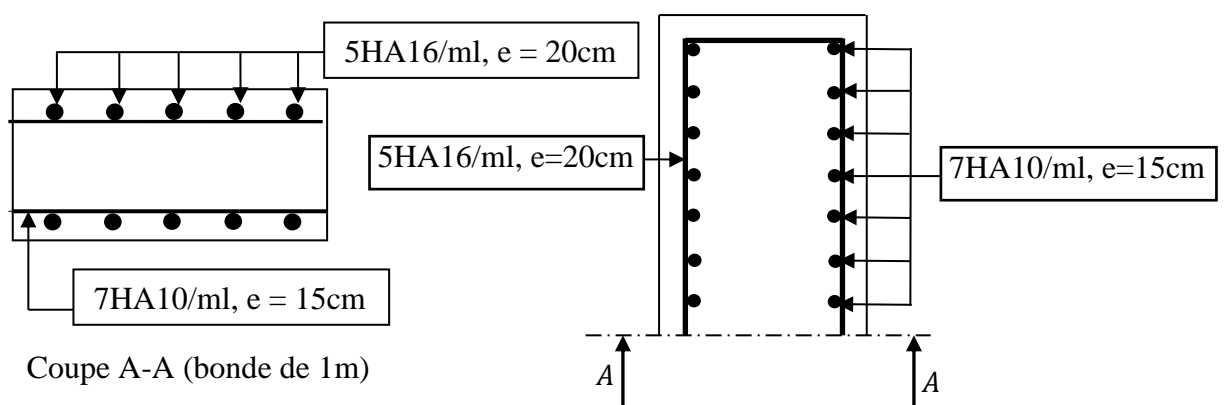
Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

$$\frac{A_{SV}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{SV}}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{10,05}{2} = 5,025 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA 10** ( $A_{SH} = 5,50 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$ .



**Figure.XIII.4** : Ferrailage de mur de garde grève.

**XIII.4.2 : Dalle de transition**

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

**XIII.4.2.1 : Évaluation des efforts****a. charge permanente**

- poids propre de la dalle :  $G_D = 0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}$ .
- Poids des terres :  $G_t = 0,92 \times 1 \times 2 = 1,84 \text{ t/m}^2$ .
- Poids du revêtement de la chaussée :  $G_r = 0,08 \times 2,2 \times 1 = 0,176 \text{ t/m}$ .

$$G_T = \sum G_i = 2,766 \text{ t/m}$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée.

**b. Surcharge**

- Le CPS prévoit une charge répartie sur toute la dalle d'intensité  $Q=1 \text{ t/m}^2$ .
- Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se produit sous l'effet du système  $B_t$ , les roues des rangées  $P_1$  et  $p_2$  sont équivalents, chacune a une charge répartie de **5,5 t/ml**.
- La charge de rangée  $p_1$  est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à **2** (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'appui).
- La charge de rangée  $p_2$  est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à **1,2**.

$$\text{Donc : } P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$$

**XIII.4.2.2 : Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant**

- **Charges permanentes**

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{2,766 \times 5^2}{8} = 8,644 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = \frac{GL}{2} = 6,915 \text{ t/ml}$$

**A- Surcharge**

$$Q=1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = 2,5 \text{ t.m/ml}$$



**B- surcharge d'exploitation**

On applique le théorème de BARRE pour obtenir la valeur maximale de moment sous le système de charge ( $P_1; P_2$ ).

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 6,6 \times 1,35 = 17,6 \times x \Rightarrow x = 0,51\text{m}$$

**1<sup>ère</sup> Cas :**

La section critique est sous  $P_1$ .

$$b = \frac{L}{2} + \frac{x}{2} = 2,755\text{m}$$

$$a = 2,245 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,755 \times 2,245}{5} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,237 \times \frac{2,755 - 1,35}{2,755} = 0,631\text{m}$$

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 17,772 \text{ t. m/ml}$$

**2<sup>ème</sup> Cas :**

La section critique est sous  $P_2$ .

$$b = 2,755\text{m} ; a = 2,245\text{m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,237\text{m}$$

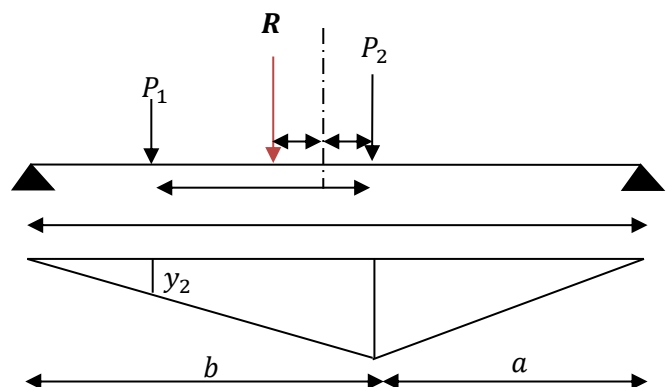
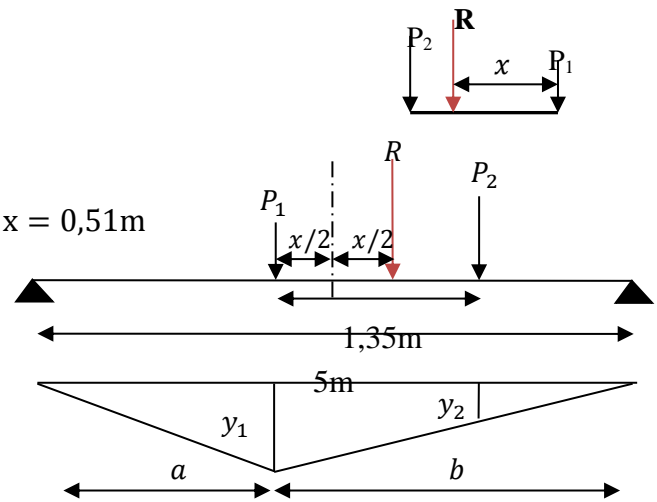
$$Y_2 = 0,631\text{m}$$

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 17,772 \text{ t. m/ml}$$

Donc le premier cas est le plus défavorable.

La charge critique est  $P_1$ , la section critique ( $x = 2,245 \text{ m}$ ) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 17,772 \text{ t. m/ml}$$



**Evaluation de moment total à  $x = 2,245 m$** **A- Sous la charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = 8,554 \text{ t. m/ml}$$

**B- Sous la surcharge répartie :  $q = 1 \text{ t/m}^2$** 

$$M_q = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 3,092 \text{ t. m/ml}$$

**Combinaisons des efforts ( $x = 2,245 m$ )**

$$M_G = 8,554 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,864 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 44,930 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELS: } M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 33,591 \text{ t. m/ml}$$

**Evaluation de moment total ami- travée****A- Sous les charges permanentes**

$$M_G = 8,644 \text{ t. m/ml}$$

**B- Sous la charge :  $q = 1 \text{ t/m}^2$** 

$$M_q = 3,125 \text{ t. m/ml}$$

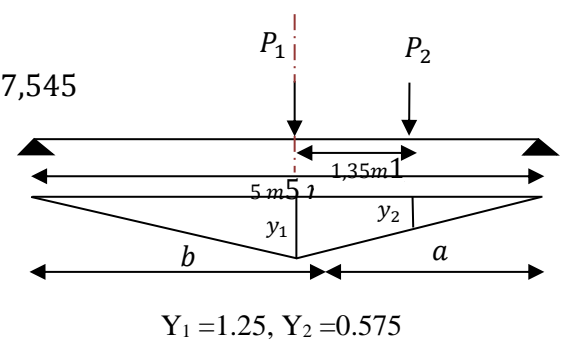
**Sous la surcharge  $B_t$  :**  $P_1$  est posée sur  $L/2$   $M_{sq} = 17,545$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,67 \text{ t. m/ml}$$

**Combinaison des efforts à mi- travée**

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 44,741 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELS: } M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 33,448 \text{ t. m/ml}$$



D'après les calculs, on remarque que la section  $x = 2,245$  nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 44,930 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = 33,591 \text{ t. m/ml}$$

### XIII.4.3 : Ferrailage de la dalle de transition

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

#### XIII.4.3.1 : Ferrailage longitudinal

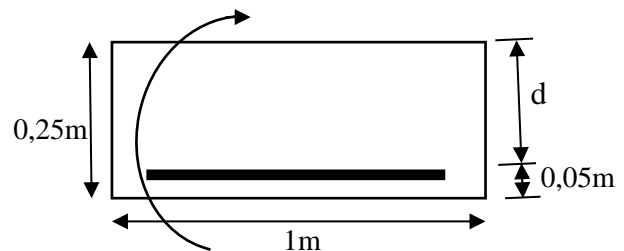
##### ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE500 MPA

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,25 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable ( $n = 1,6$ )



$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{44,930}{33,591} = 1,336$$

$$A_{sc} = 10,85$$

$$A_{st} = 54,78 \text{ cm}^2$$

##### ELS :

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,25^2 \times 15,30 = 37,5 \text{ t. m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{37,5}{1,339} = 28,006 \text{ t. m}$$

$$M_S = 33,591 > M_{ls} = 28,006 \text{ t. m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 34,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 74,3 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_S = \max(A_{ser} ; A_U)$

$$A_{sc} = 34,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 74,8 \text{ cm}^2$$

Soit : **16 HA 25** ( $A_{St} = 78,54 \text{ cm}^2$ ) , avec un espacement  $S_t = 6 \text{ cm}$ .

**11 HA 20** ( $A_{Sc} = 34,56 \text{ cm}^2$ ) , avec un espacement  $S_t = 9 \text{ cm}$ .

### XIII.4.3.2 : Ferrailage transversal

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_{lst}}{4} = \frac{78,54}{4} = 19,64 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **10HA16** ( $A_S = 20,11 \text{ cm}^2$ ) .Avec un espacement:  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{A_{lsc}}{4} = \frac{34,56}{4} = 8,64 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **8HA12** ( $A_S = 9,05 \text{ cm}^2$ ) .Avec un espacement:  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

### XIII.4.3.3 : Effort tranchant

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

$$\text{Avec : } T_G = 12,515 \text{ t/ml}$$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{Bc} = 14,63 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$

$$V_U = 1,35 \times 12,515 + 1,6(14,63 + 2,5) = 44,303 \text{ t/ml}$$

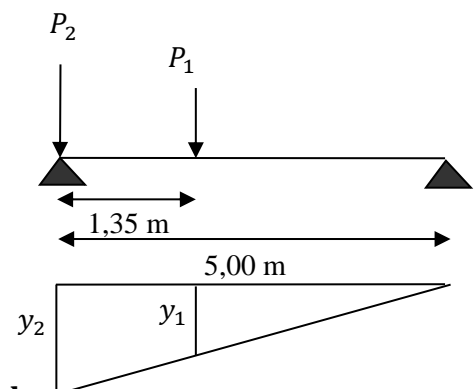
$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{44,303 \times 10^{-2}}{0,25 \times 1,00} = 1,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

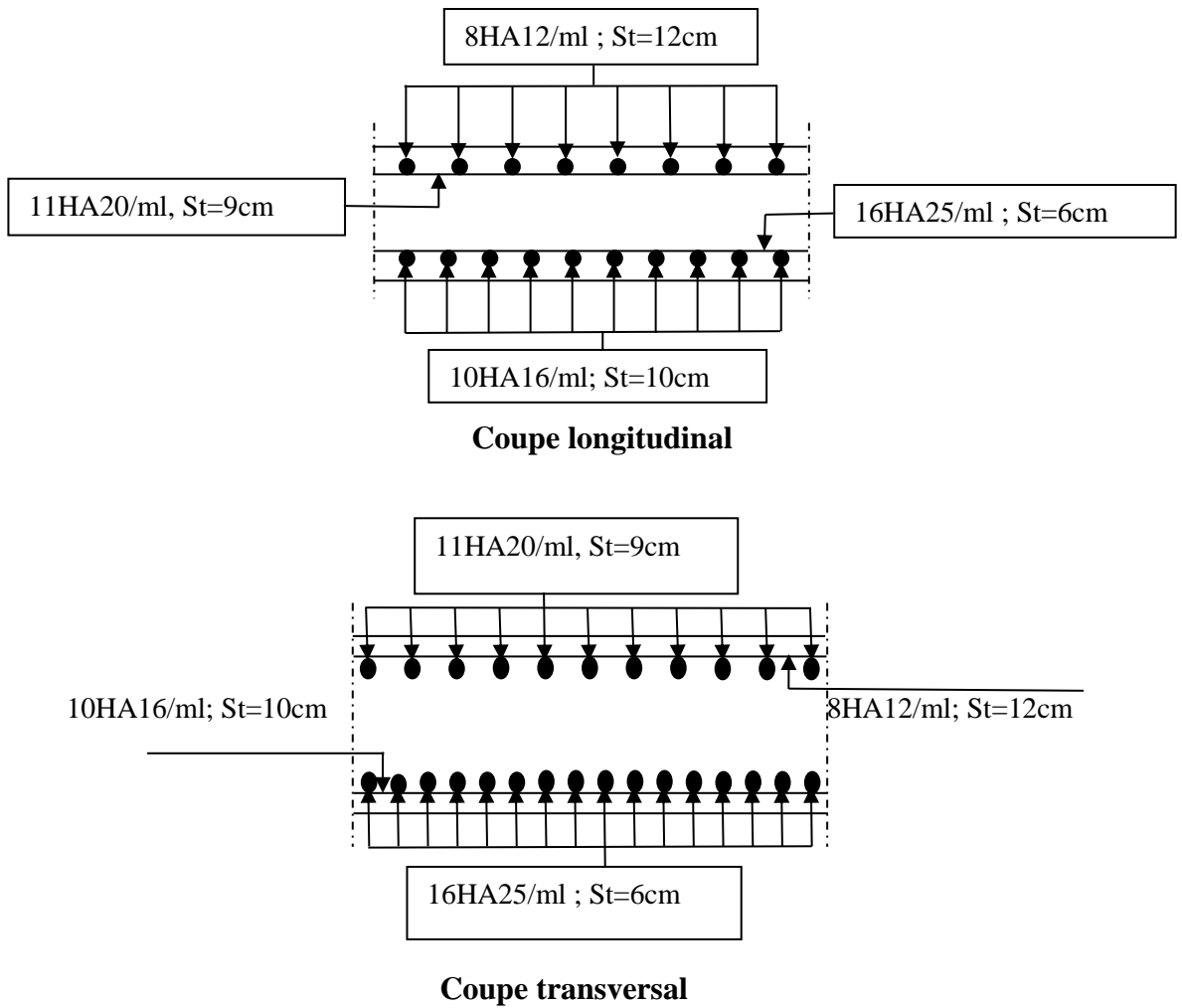
$\tau_U = 1,77 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

### XIII.4.3.4 : Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,22}{500} = 2,553 \text{ cm}^2$$



**XIII.4.3.5 : Schéma de ferrailage**



**Figure XIII.5 :** schéma de ferrailage de la dalle de transition.

**XIII.4.4 : Le corbeau**

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

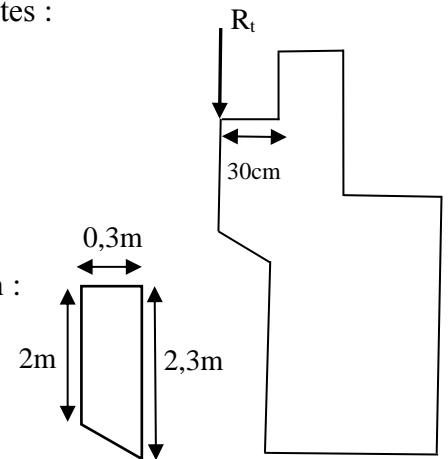
**XIII.4.4.1 : Les réactions**

- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,92 \times 2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 4,6 \text{ t/ml}$$



- La réaction due au poids de revêtement de la chaussée

$$R_r = (5,00 \times 0,08 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = \mathbf{0,44 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = \left[ (2,3 + 2) \times \frac{0,30}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = \mathbf{1,6125 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due au poids propre du mur garde grève

$$R_{pG} = (0,45 \times 2,37 \times 1 \times 2,5) = \mathbf{2,666 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due aux surcharge sur remblais  $Q=1\text{t/m}^2$

$$R_s = (5,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = \mathbf{2,5 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due à la surcharge du système  $b_t$  sur la dalle de transition

$$R_{B_t} = \mathbf{14,63 \text{ t/ml}}$$

#### XIII.4.4.2 : Moment d'encastrement

Pour les sollicitations extérieures on prend :  $H = 2\text{m}$  C.-à-d.  $R$  est située au bord de la console (cas plus défavorable).

- pour le poids du corbeau propre :

$$L = X_{Gc} = \frac{(0,3 \times 2) \times 1 + \left[ \frac{0,30 \times 0,30}{2} \right] \times 0,30 \left( \frac{2}{3} \right)}{0,6 + 0,045} = 0,944 \text{ cm}$$

- pour le poids propre du mur garde grève :  $L = X_G = 0,944\text{cm}$

Donc :

$$M_G = 0,30 \times (1,875 + 4,6 + 0,44) + (1,612 \times 0,944)$$

$$\mathbf{M_G = 3,596 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_Q = 0,3 \times (14,63 + 2,5) = \mathbf{5,139 \text{ t.m/ml}}$$

#### Combinaison

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{M_U = 13,077 \text{ t.m/ml}} \\ \mathbf{M_S = 9,763 \text{ t.m/ml}} \end{cases}$$

**XIII.4.4.3 : Ferrailage****XIII.4.4.3.1 : Ferrailage longitudinal**

On prend une section moyenne de hauteur

$$H = \frac{2,3 + 2}{2} = 2,15\text{m}$$

**Donc :**

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 2,1\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ( $n = 1,6$ )

$$f_{C28} = 27\text{MPa}; \text{FeE500.}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{13,077}{9,763} = 1,339$$

**E. L. U :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,077 \times 10^{-2}}{1,00 \times 2,1^2 \times 15,3} = \mathbf{0,001938}$$

$$\mu_{bu} = 0,001938 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,002425}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,999}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 1,43 \text{ cm}^2}$$

**E. L. S:**

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 2,1^2 \times 15,3 = \mathbf{26,449 \text{ MN. m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{26,449}{1,339} = \mathbf{19,753 \text{ MN. m}}$$

$$M_S = 9,763 \leq M_{ls} = 19,753 \text{ MN. m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{9,763 \times 10^{-2}}{1,00 \times 2,1^2 \times 16,2} = \mathbf{0,00136}$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{\text{ser}}} \right) = 0,00274$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{ser}} = 1,07 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité

$$A_{s \text{ min}} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 210 \times 2,22}{500} = 21,44 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{\text{ser}}; A_U; A_{s \text{ min}}) = 21,44 \text{ cm}^2$$

**Donc :  $A_S = 21,44 \text{ cm}^2$  soit : 11HA16 avec st=10cm**

#### XIII.4.4.3.2 : Ferrailage transversal

Il donné par la formule suivante :

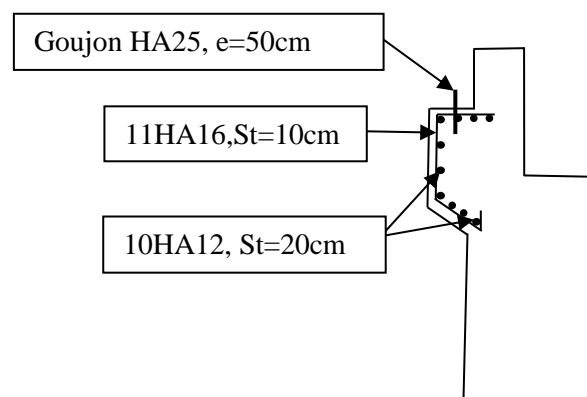
$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{\text{SH}} = \frac{A_{\text{SV}}}{2} = \frac{21,44}{2} = 10,72 \text{ cm}^2$$

Soit : **10HA 12** ( $A_{\text{SH}} = 11,31 \text{ cm}^2$ ), avec  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

#### XIII.4.4.3.3 : Schéma de ferrailage



**Figure.XIII.6 : Schéma de Ferrailage du corbeau**



**XIII.4.5. Mur en retour**

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constant sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastres à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

- ✓ Poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).
- ✓ La poussée horizontale due au remblai.
- ✓ La poussée horizontale due à la surcharge  $q = 1\text{t/m}^2$

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.

**XIII.4.5.1 : Etude des sollicitations****a. Poussée des terres**

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 5,4 \times 0,3335 \times 9,10^2 = 149,13\text{t}$$

**b. Poussée due à la surcharge**

$$P_q = 1,00 \times 5,4 \times 0,3335 \times 9,10 = 16,388\text{ t}$$

**c. Force sismique**

$$F_{SH} = 0,25(G_{Mr} + P_s)$$

$G_{Mr}$  : Poids propre du mur en retour.

$P_s$  : Poids de superstructure, égale à 30% de la longueur théorique.

$$P_s = 0,30 \times L_{th} = 0,30 \times 5,4$$

$$P_s = 1,62\text{ t}$$

$$G_{Mr} = S_{Mr} \times 0,95 \times 2,5 = 116,707\text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times (116,707 + 1,62) = 29,582\text{ t}$$

Efforts (t)	Bras de levier /à l'encastrement	M <sub>G</sub> (t.m)	M <sub>Q</sub> (t.m)	M <sub>F<sub>SH</sub></sub> (t.m)
P <sub>t</sub> =149,13	2,7	402,651	/	/
P <sub>q</sub> =16,388	2,7	/	44,247	/
F <sub>SH</sub> = 29,582	2,7	/	/	79,871
$\sum =$		402,651	44,247	79,871
M <sub>ELU</sub> = 1,35M <sub>G</sub> + 1,6M <sub>Q</sub> (CN)		<b>614,375</b>		
M <sub>ELU</sub> = M <sub>G</sub> + 0,6M <sub>Q</sub> + M <sub>F<sub>SH</sub></sub> (CS)		<b>509,071</b>		
M <sub>ELS</sub> = M <sub>G</sub> + 1,2M <sub>Q</sub>		<b>455,748</b>		

**Tableau XIII.5 :** Sollicitations appliquées au mur en retour.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire, donc, on divise le moment trouvé par la hauteur d'encastrement (6,5m).

$$M_U = \frac{614,375}{6,5} = \mathbf{94,519 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{455,748}{6,5} = \mathbf{70,115 \text{ t.m/ml}}$$

**XIII.4.5.2 : Calcul des armatures**

**XIII.4.5.2.1 : Armatures horizontales**

**ELU :**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton f<sub>c28</sub> = 27 MPA
- ✓ Acier FeE 500 MPA

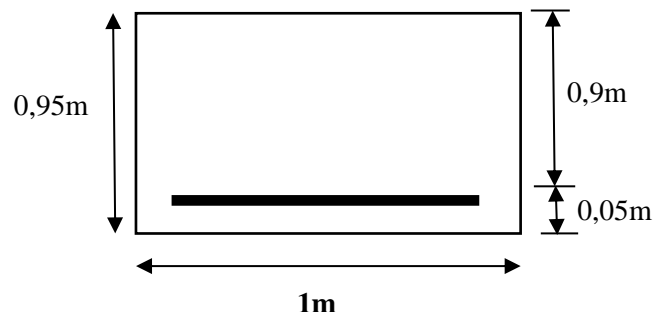
b<sub>0</sub> = 1m ; d = 0,90m ; d' = 0,05m

$$\gamma = \frac{614,375}{455,748} = 1,348$$

A<sub>sc</sub> = 0 cm

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

A<sub>st</sub> = **26,81cm<sup>2</sup>**



➤ **ELS :**

$$M_{ser} = 70,115 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,9^2 \times 15,3 = 4,858 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{4,858}{1,348} = 3,604 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,70115 \leq M_{ls} = 3,604 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{70,115 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,9^2 \times 16,2} = 0,0534$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,1109$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 15,56 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales :  $A_s = 26,81 \text{ cm}^2$

Soit : **9HA20** ( $A_s=28,27\text{cm}^2$ ) ; Avec : **St = 9cm**

#### XIII.4.5.2.2 : Les armatures verticales

$$A_T = \frac{A_s}{4} = \frac{28,27}{4} = 7,067 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** ( $A_s=7,70\text{cm}^2$ ) ; Avec : **St = 20cm**

#### XIII.4.5.2.3 : Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive)

##### a. Ferrailage horizontal

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{28,27}{10} = 2,83 \text{ cm}^2$$

On adopte :

**4HA10** ( $A_s=3,14\text{cm}^2$ ) ; Avec : **St = 29cm**

##### b. Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_T}{2} = \frac{7,70}{2} = 3,85 \text{ cm}^2$$

On adopte :

**4HA12** ( $A_s=4,52\text{cm}^2$ ) ; Avec : **St = 29cm**

**XIII.4.5.2.4 : Effort tranchant**

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(149,13) + 1,6(16,388) = 227,546 \text{ t}$$

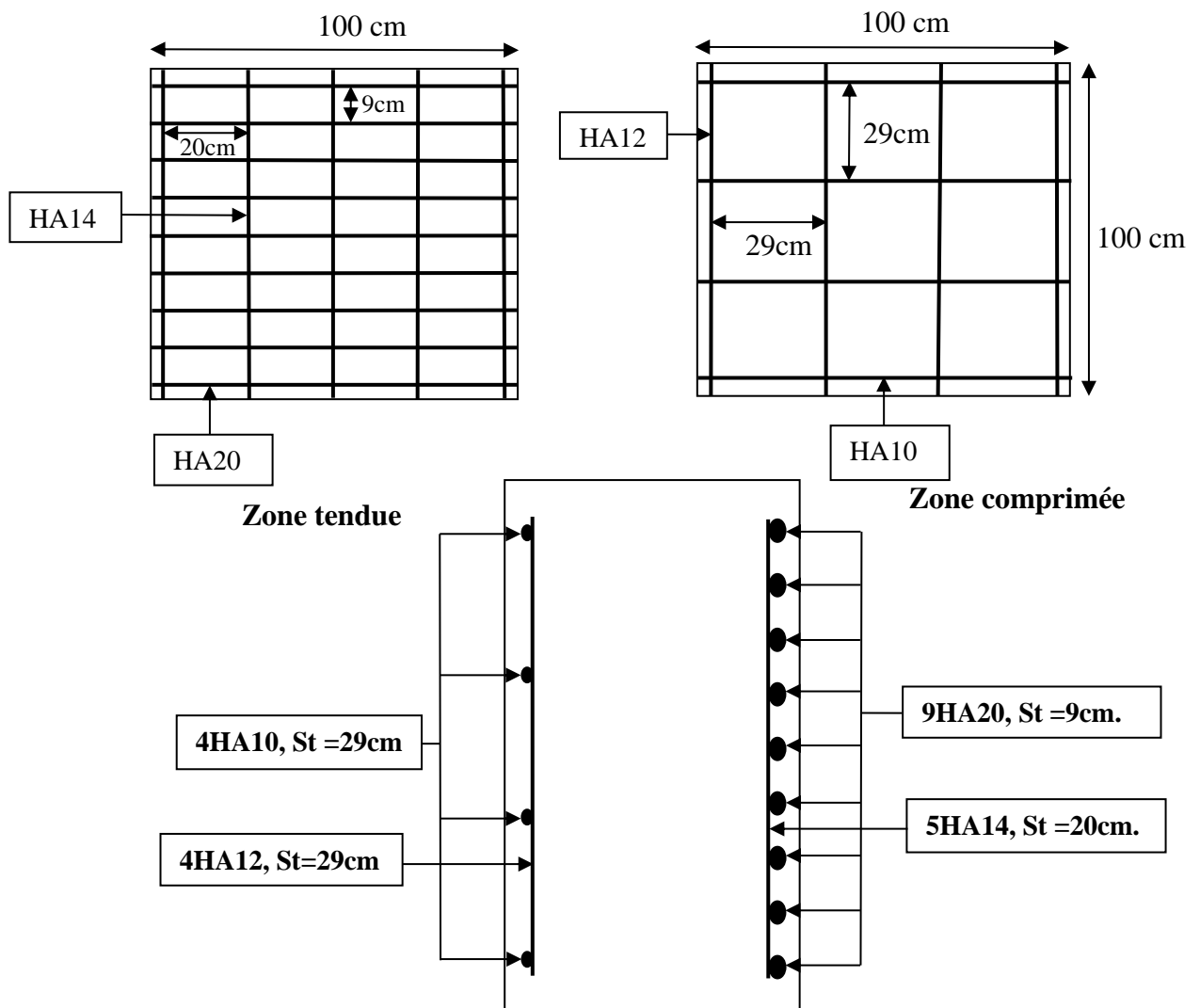
$$V_U = \frac{227,546}{5,4} = 42,138 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{2,34 \times 10^{-2}}{0,55 \times 1,00} = 0,468 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,468 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa}$$

On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.



**Figure XIII.7** : schéma de ferrailage du mur de retour.

**XIII.4.6 : Mur frontal****XIII.4.6.1 : Evaluation des efforts sur le mur frontal**

Il est soumis aux efforts suivants :

**a. Efforts Horizontaux**

- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- La poussée des terres.
- La surcharge  $Q = 1\text{t/m}^2$ .
- Effet sismique  $F = 0,1G$  (Tablier + Culée).

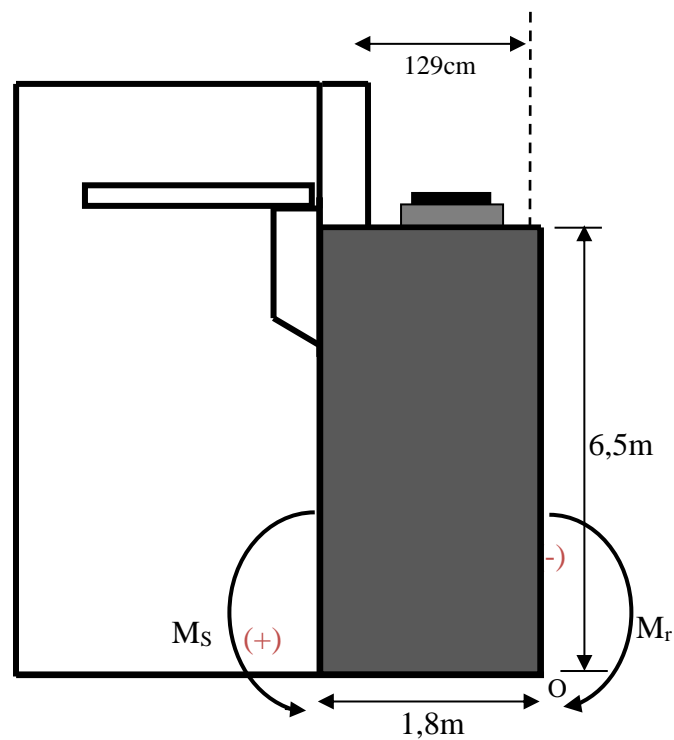
**b. Efforts Normaux**

- Poids du tablier.
- Les éléments de la culée.
- Surcharges sur tablier.

▪ **Remarque :** Pour le signes des moments / o :

(+) : moment stabilisateur.

(-) : moment de renversement.



Désignation		P(t)	F <sub>h</sub>	F <sub>v</sub>	H (m)	V	Ms	Mr
Mur garde grève	CN	36,234	0,000	36,234	1,515	7,84	54,895	0,000
	SH	36,234	9,059	36,234	1,515	7,84	54,895	71,019
	SH+SV1	36,234	9,059	33,517	1,515	7,84	50,778	71,019
	SH+SV2	36,234	9,059	38,952	1,515	7,84	59,012	71,019
Corbeau	CN	21,914	0,000	21,914	1,15	6,59	25,201	0,000
	SH	21,914	5,478	21,914	1,15	6,59	25,201	36,103
	SH+SV1	21,914	5,478	20,270	1,15	6,59	23,311	36,103
	SH+SV2	21,914	5,478	23,557	1,15	6,59	27,091	36,103
Mur en retour	CN	233,41	0,000	233,415	4,5	4,3	1050,36	0,000
	SH	233,41	58,354	233,415	4,5	4,3	1050,36	250,921
	SH+SV1	233,41	58,354	215,909	4,5	4,3	971,590	250,921
	SH+SV2	233,41	58,354	250,921	4,5	4,3	1129,14	250,921
Mur frontal	CN	397,50	0,000	397,508	0,9	2,25	357,757	0,000
	SH	397,50	99,377	397,508	0,9	2,25	357,757	223,598
	SH+SV1	397,50	99,377	367,694	0,9	2,25	330,925	223,598
	SH+SV2	397,50	99,377	427,321	0,9	2,25	384,589	223,598
Total culée à vide	CN	1351,9	0,000	1351,951	/	/	3145,42	0,000
	SH	1351,9	337,988	1351,951	/	/	3145,42	747,362
	SH+SV1	1351,9	337,988	1250,554	/	/	2909,51	747,362
	SH+SV2	1351,9	337,988	1453,347	/	/	3381,32	747,362
Dalle de transition	CN	45,000	0,000	45,000	4,24	8,1	190,800	0,000
	SH	45,000	11,250	45,000	4,24	8,1	190,800	91,125
	SH+SV1	45,000	11,250	41,625	4,24	8,1	176,490	91,125
	SH+SV2	45,000	11,250	48,375	4,24	8,1	205,110	91,125
Remblais sur la dalle de transition	CN	36,000	0,000	36,000	4,24	8,75	152,640	0,000
	SH	36,000	9,000	36,000	4,24	8,75	152,640	78,750
	SH+SV1	36,000	9,000	33,300	4,24	8,75	141,192	78,750
	SH+SV2	36,000	9,000	38,700	4,24	8,75	164,088	78,750
Remblais sur la semelle	CN	1283,9	0,000	1283,916	4,5	4,3	5777,62	0,000
	SH	1283,9	320,979	1283,916	4,5	4,3	5777,62	1380,209
	SH+SV1	1283,9	320,979	1187,622	4,5	4,3	5344,29	1380,209
	SH+SV2	1283,9	320,979	1380,209	4,5	4,3	6210,94	1380,209
La surcharge Q	CN	60,000	0,000	60,000	3,1	9,1	186,000	0,000
	SH	60,000	15,000	60,000	3,1	9,1	186,000	136,500
	SH+SV1	60,000	15,000	55,500	3,1	9,1	172,050	136,500
	SH+SV2	60,000	15,000	64,500	3,1	9,1	199,950	136,500
Total culée + remblais	CN	1424,9	0,000	1424,916	/	/	6307,06	0,000
	SH	1424,9	356,229	1424,916	/	/	6307,06	1686,584
	SH+SV1	1424,9	356,229	1318,047	/	/	5834,03	1686,584
	SH+SV2	1424,9	356,229	1531,784	/	/	6780,09	1686,584

**Tableau.XIII.6** : Efforts horizontaux et normaux appliqués au mur

**c. Calcul des poussées dues aux terres et la surcharge Q**

Désignation		$F_{H(t)}$	V(m)	$M_r$ (t.m)
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	375,359	3,03	1137,34
	SH	596,624	3,03	1807,77
	SH+SV1	575,219	3,03	1742,92
	SH+SV2	619,296	3,03	1876,47
Poussée due au surcharge sur mur MGG et MF	CN	82,497	4,55	375,359
	SH	131,126	4,55	596,624
	SH+SV1	126,422	4,55	575,219
	SH+SV2	136,109	4,55	619,296

**Tableau.XIII.7 :** Poussées dues aux terres et la surcharge

**d. Effort dû au tablier et aux surcharges**

Désignation		Réaction	$F_H(t)$	$F_V(t)$	H(m)	V(m)	$M_s$ (t.m)	$M_r$ (t.m)
Tablier	CN	404,483	0	404,483	2,5	8,5	0	1011,208
	SH	404,483	101,1208	404,483	2,5	8,5	859,526	1011,208
	SH+SV1	404,483	101,1208	374,1468	2,5	8,5	859,526	935,3669
	SH+SV2	404,483	101,1208	434,8192	2,5	8,5	859,526	1087,048
Surcharge sur Tablier	CN	176,343	0	176,343	2,5	8,5	0	440,8575
	SH	176,343	44,08575	176,343	2,5	8,5	374,729	440,8575
	SH+SV1	176,343	44,08575	163,1173	2,5	8,5	374,729	407,7932
	SH+SV2	176,343	44,08575	189,5687	2,5	8,5	374,729	473,9218

**Tableau.XIII.8 :** Efforts dus au tablier et aux

**e. Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait**

$$H_{r,f,T} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale. Pour les ponts routiers:  $G = 80 \text{ t/m}^2$ .

T : L'épaisseur totale de l'élastomère. **T = 10cm** (Chapitre d'équipement).

**a et b :** Dimensionnement de l'appareil d'appuis. **a = 35 cm , b = 40 cm**

$$\Delta_{f_l} = 0,27 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,27 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 0,63 \text{ cm}$$

$$H_{r,f,t}/1 \text{ appareil} = \frac{80 \times 0,35 \times 0,4 \times (0,27 + 0,27 + 0,63)}{0,10} = 1,3104 \text{ t}/1 \text{ appareil}$$

$$\text{Soit : } H_{r,f,t} = 8 \times 1,3104 = 10,483 \text{ t}$$

	$F_H$	$V(m)$	$M_{FH/O} (+)$
<b>Bc</b>	15	8,5	127,5
<b>(T°+R+F)</b>	10,483	8,5	89,106

**Tableau XIII.9 :** Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait.

#### f. Les charges permanentes

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t. m)$	$M_R(t. m)$
<b>CN</b>	375,359	1694,780	6759,21	2756,924
<b>SH</b>	1046,47	1904,02	7691,32	4287,62
<b>SH+SV1</b>	676,34	374,147	935,367	2604,36
<b>SH+SV2</b>	720,416	434,819	1087,05	2738,06

**Tableau XIII.10 :** Les charges permanentes

#### g. Les surcharges

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t. m)$	$M_R(t. m)$
<b>CN</b>	100,480	204,093	526,883	483,056
<b>SH</b>	193,195	208,593	540,833	1079,05
<b>SH+SV1</b>	180,991	1558,03	6621,85	989,395
<b>SH+SV2</b>	539,407	1584,48	6687,98	2651,81

**Tableau XIII.11 :** Les surcharges

#### h. R+F+T

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t. m)$	$M_R(t. m)$
<b>CN</b>	10,483	/	/	89,106
<b>SH</b>	10,483	/	/	89,106
<b>SH+SV1</b>	10,483	/	/	89,106
<b>SH+SV2</b>	10,483	/	/	89,106

**Tableau XIII.12 :** R+F+T



**XIII.4.6.2 : Calcul des combinaisons**

CN : ELU :  $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS :  $G + 1,2Q + 0,6T$

CS:  $G + Q + 0,6T$

**Condition normale**

État	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Moment négatif	Moment positif
ELU	<b>675,889</b>	<b>2614,5</b>	<b>9967,95</b>	<b>4566,02</b>
ELS	502,225	1939,69	7391,47	3390,06

**Tableau.XIII.13** : Efforts appliqués au mur frontal à CN.

**Condition sismique**

Etat	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Moment positif	Moment négatif
SH+SV2	<b>1266,11</b>	<b>2019,3</b>	<b>7775,03</b>	<b>5443,33</b>

**Tableau.XIII.14** : Efforts appliqués au mur frontal à CS.

**XIII.4.6.3 : Vérification du flambement de mur**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } l_f = 0,707 \times 6,5 = 4,596\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } B = 1,8 \times 6,5 = 11,70\text{m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,8 \times 6,5^3}{12} = 41,194 \text{ m}^4$$

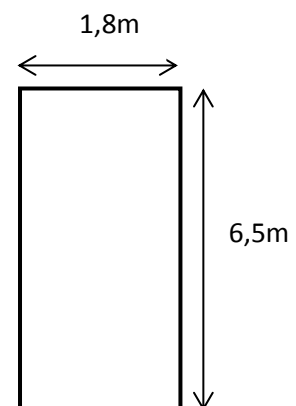
Donc :

$$i = \sqrt{\frac{41,194}{6,5}} = 2,517$$

Finalement :

$$\lambda = \frac{4,596}{2,517} = 1,826 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.



**XIII.4.6.4 : Calcul des armatures****XIII.4.6.4.1 : Les armatures verticales**

Le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations ( $M_u^*$ ,  $N_u^*$ ). On prend une bonde de 1m de largeur.

$$N_u = \frac{26,145}{13,59} = 1,924 \text{ MN/ml} ; \quad N_u^* = \gamma \cdot N_u$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00054$$

$$N_u^* = 1,924 \times 1,00054 = 1,925 \text{ MN/ml}$$

$$M_u^* = N_u^* \cdot e = N_u^* \cdot (e_0 + e_a)$$

Avec :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{M_u^- - M_u^+}{N_u} = \frac{5401,93}{2614,5} = 2,066 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250}\right) = 0,026 \text{ m}$$

$$M_u^* = 1,925 \times (2,066 + 0,026) = 4,0271 \text{ MN.m/ml}$$

D'Après le SOCOTEC :

$$A_s = 37,43 \text{ cm}^2.$$

**Section minimale  $A_{s \text{ min}}$**

$$A_s = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

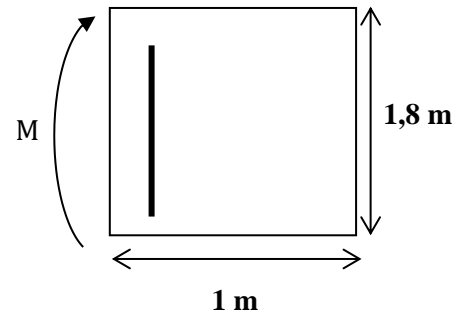
$$A_s = 0,23 \times 1,8 \times 1 \times \frac{2,22}{500} = 18,38 \text{ cm}^2 < 37,43 \dots \dots \text{ CV}$$

Soit on prend : Soit (8HA25  $A_s = 39,27 \text{ cm}^2$ )

**XIII.4.6.4.2 : Ferrailage horizontal (dû à l'effort tranchant)**

$$H_u = \frac{1266,11}{6,5} = 194,786 \text{ t/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^\circ$  (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et  $K = 0$ .



$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{194,786 \times 10^{-2}}{1 \times 1,75} = 1,110 \text{Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,002776 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

On fixe :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$A_t > 5,552 \text{ cm}^2.$$

**a. Vérification du pourcentage**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,08 \text{ cm}$$

On fixe :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Donc :

$$A_t > 1,6 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$A_t = 5,552$ , soit: **(5HA12  $A_t = 5,65\text{cm}^2$ ) Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$**

**b. Armatures à gauche** (ferraillage vertical)

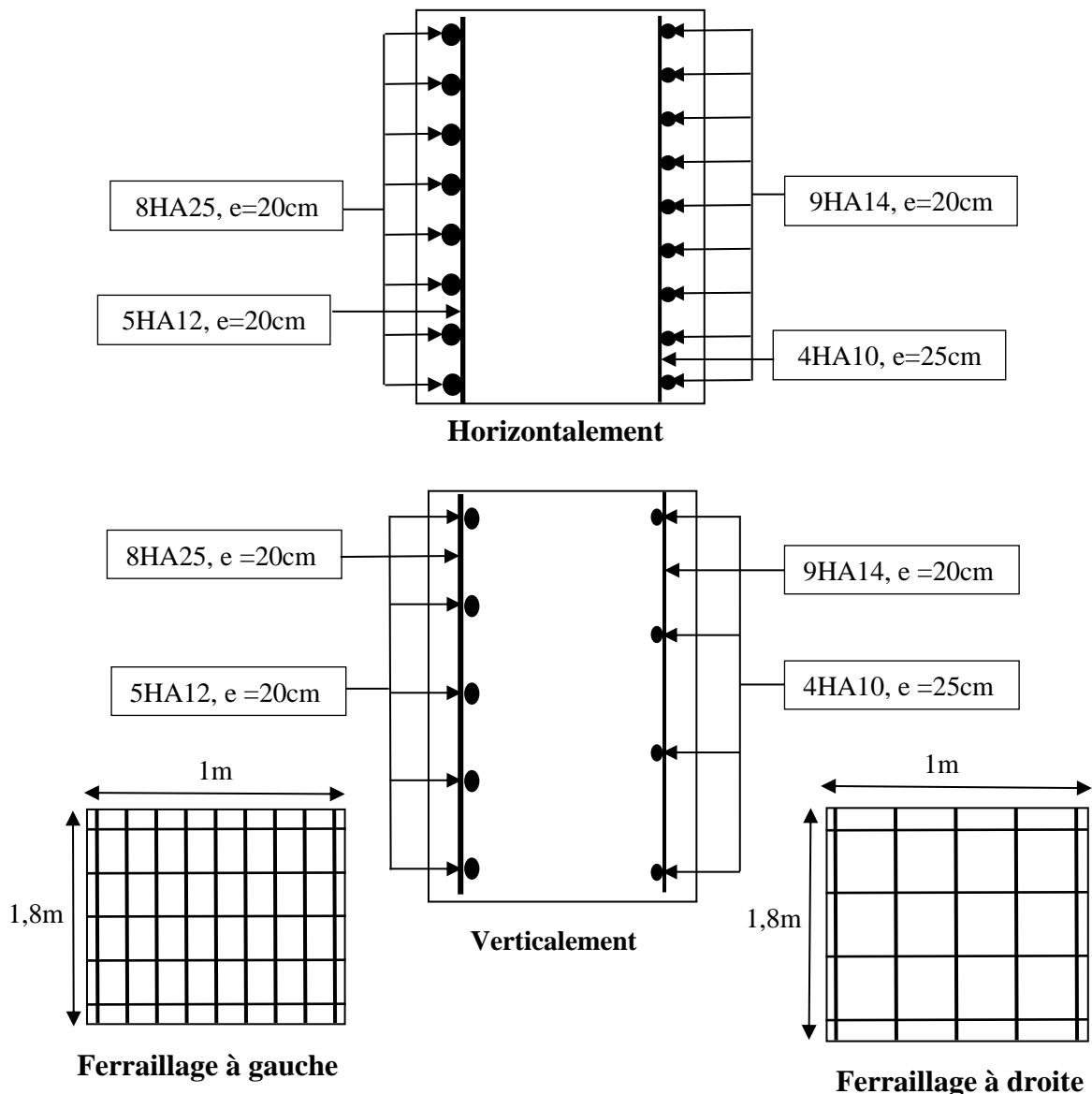
$$A_v = \frac{A_s}{3} = \frac{39,27}{3} = 13,09\text{cm}^2$$

Soit : **(9HA14  $A_s = 13,85\text{cm}^2$ )**

**c. Armatures à droite** (ferraillage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{5,65}{2} = 2,83\text{cm}^2$$

Soit **(4HA10  $A_s = 3,14\text{cm}^2$ ) Avec :  $S_t = 25\text{cm}$**



**Figure.XIII.8 : Ferraillage de mur frontal.**

### **XIII.5 : Étude de la semelle**

La semelle sous culée est une semelle reposant sur des pieux.

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux

soient mécaniquement encastés dans la semelle.

#### **XIII.5.1 : Evaluation des efforts**

L'importance des moments qui se créent à la base de la culée, et pour plus de sécurité en vue de la stabilité, on a prévu des fondations sur pieux surmontés d'une semelle rigide.

Désignation		P(t)	Fh	Fv	H (m)	V	Ms	Mr
Mur garde grève	CN	36,234	0,000	36,234	-0,985	9,84	-35,691	0,000
	SH	36,234	9,059	36,234	-0,985	9,84	-35,691	89,136
	SH+SV	36,234	9,059	33,517	-0,985	9,84	-33,014	89,136
	SH+SV	36,234	9,059	38,952	-0,985	9,84	-38,368	89,136
Corbeau	CN	21,914	0,000	21,914	-1,35	8,59	-29,584	0,000
	SH	21,914	5,478	21,914	-1,35	8,59	-29,584	47,060
	SH+SV	21,914	5,478	20,270	-1,35	8,59	-27,365	47,060
	SH+SV	21,914	5,478	23,557	-1,35	8,59	-31,803	47,060
Mur en retour	CN	233,41	0,000	233,415	2	6,3	466,830	0,000
	SH	233,41	58,354	233,415	2	6,3	466,830	367,629
	SH+SV	233,41	58,354	215,909	2	6,3	431,818	367,629
	SH+SV	233,41	58,354	250,921	2	6,3	501,842	367,629
Mur frontal	CN	397,50	0,000	397,508	-1,6	4,25	-	0,000
	SH	397,50	99,377	397,508	-1,6	4,25	-	422,352
	SH+SV	397,50	99,377	367,694	-1,6	4,25	-	422,352
	SH+SV	397,50	99,377	427,321	-1,6	4,25	-	422,352
Semelle	CN	662,88	0,000	662,880	0	1	0,000	0,000
	SH	662,88	165,720	662,880	0	1	0,000	165,720
	SH+SV	662,88	165,720	613,164	0	1	0,000	165,720
	SH+SV	662,88	165,720	712,596	0	1	0,000	165,720
Total culée à vide	CN	1351,9	0,000	1351,951	/	/	-	0,000
	SH	1351,9	337,988	1351,951	/	/	-	1091,89
	SH+SV	1351,9	337,988	1250,554	/	/	-	1091,89
	SH+SV	1351,9	337,988	1453,347	/	/	-	1091,89
Dalle de transition	CN	45,000	0,000	45,000	1,74	10,1	78,300	0,000
	SH	45,000	11,250	45,000	1,74	10,1	78,300	113,625
	SH+SV	45,000	11,250	41,625	1,74	10,1	72,428	113,625
	SH+SV	45,000	11,250	48,375	1,74	10,1	84,173	113,625
Remblais sur la dalle de transition	CN	36,000	0,000	36,000	1,74	10,7	62,640	0,000
	SH	36,000	9,000	36,000	1,74	10,7	62,640	96,750
	SH+SV	36,000	9,000	33,300	1,74	10,7	57,942	96,750
	SH+SV	36,000	9,000	38,700	1,74	10,7	67,338	96,750
Remblais sur la semelle	CN	1283,9	0,000	1283,916	2	6,3	2567,83	0,000
	SH	1283,9	320,979	1283,916	2	6,3	2567,83	2022,16
	SH+SV	1283,9	320,979	1187,622	2	6,3	2375,24	2022,16
	SH+SV	1283,9	320,979	1380,209	2	6,3	2760,41	2022,16
La surcharge Q (t/m2)	CN	60,000	0,000	60,000	0,6	11,1	36,000	0,000
	SH	60,000	15,000	60,000	0,6	11,1	36,000	166,500
	SH+SV	60,000	15,000	55,500	0,6	11,1	33,300	166,500
	SH+SV	60,000	15,000	64,500	0,6	11,1	38,700	166,500
Total culée + remblais	CN	1394,9	0,000	1394,916	/	/	2726,77	0,000
	SH	1394,9	348,729	1394,916	/	/	2726,77	2315,79
	SH+SV	1394,9	348,729	1290,297	/	/	2522,26	2315,79
	SH+SV	1394,9	348,729	1499,534	/	/	2931,27	2315,79

Tableau XIII.15 : Efforts horizontaux et normaux appliqués à la semelle.

## a. Poussée dues aux terres et surcharge

Désignation		$K_{ah}$	Calcul des poids (t)	$F_H$	V(m)	$MR=F_H.V$
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,3335	$0,5 \times 2 \times 0,3335 \times (9,1)^2 \times 13,59$	375,359	5,033	1889,309
	SH	0,5301	$0,5 \times 2 \times 0,5301 \times (9,1)^2 \times 13,59$	596,624	5,033	3003,006
	SH+SV1	0,5111	$0,5 \times 2 \times 0,5111 \times (9,1)^2 \times 13,59$	575,219	5,033	2895,271
	SH+SV2	0,5503	$0,5 \times 2 \times 0,5502 \times (9,1)^2 \times 13,59$	619,296	5,033	3117,121
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,3335	$0,5 \times 2 \times 0,3335 \times (2)^2 \times 13,81$	18,425	0,667	12,283
	SH	0,5301	$0,5 \times 2 \times 0,5301 \times (2)^2 \times 13,81$	29,285	0,667	19,524
	SH+SV1	0,5111	$0,5 \times 2 \times 0,5111 \times (2)^2 \times 13,81$	28,235	0,667	18,823
	SH+SV2	0,5503	$0,5 \times 2 \times 0,5502 \times (2)^2 \times 13,81$	30,398	0,667	20,266
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,3335	$2 \times 0,3335 \times 9,1 \times 13,59$	82,497	6,55	540,352
	SH	0,5301	$2 \times 0,5301 \times 9,1 \times 13,59$	131,126	6,55	858,876
	SH+SV1	0,5111	$2 \times 0,5111 \times 9,1 \times 13,59$	126,422	6,55	828,063
	SH+SV2	0,5503	$2 \times 0,5502 \times 9,1 \times 13,59$	136,109	6,55	891,513
Surcharge sur la semelle	CN	0,3335	$2 \times 0,3335 \times 2 \times 13,81$	18,425	1	18,425
	SH	0,5301	$2 \times 0,5301 \times 2 \times 13,81$	29,285	1	29,285
	SH+SV1	0,5111	$2 \times 0,5111 \times 2 \times 13,81$	28,235	1	28,235
	SH+SV2	0,5503	$2 \times 0,5502 \times 2 \times 13,81$	30,398	1	30,398
Total	CN	/	/	494,705	/	2460,369
	SH	/	/	786,321	/	3910,690
	SH+SV1	/	/	758,111	/	3770,393
	SH+SV2	/	/	816,201	/	4059,298

Tableau.XIII.16 : Poussées dues aux terres et la surcharge Q.

## b. Calcul des efforts dus au tablier et aux surcharges

désignation	Réaction	$F_H$	$F_V$	H(m)	V(m)	$M_r=F_H.V$	$M_s=F_V.H$
Permanente (Tablier)	CN	404,483	0	404,483	0	10,5	0
	SH	404,483	101,1208	404,483	0	10,5	1061,768
	SH+SV1	404,483	101,1208	374,1468	0	10,5	1061,768
	SH+SV2	404,483	101,1208	434,8192	0	10,5	1061,768
Surcharge (D240)	CN	176,343	0	176,343	0	10,5	0
	SH	176,343	44,08575	176,343	0	10,5	462,900
	SH+SV1	176,343	44,08575	163,1173	0	10,5	462,900
	SH+SV2	176,343	44,08575	189,5687	0	10,5	462,900

Tableau.XIII.17 : Efforts dus au tablier et aux surcharges.

## c. Les sollicitations dues au tablier

Désignation		$F_{H(t)}$	V(m)	$M_r$ (t.m)
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	375,359	3,03	1137,34
	SH	596,624	3,03	1807,77
	SH+SV1	575,219	3,03	1742,92
	SH+SV2	619,296	3,03	1876,47
Poussée due au surcharge sur mur MGG et MF	CN	82,497	4,55	375,359
	SH	131,126	4,55	596,624
	SH+SV1	126,422	4,55	575,219
	SH+SV2	136,109	4,55	619,296

Tableau XIII.18 : Les sollicitations dues au tablier

## d. Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

	$F_H$	V(m)	$M_{FH/O (+)}$
Bc (T°+R+F)	15	10,5	157,5
	10,483	10,5	110,072

Tableau XIII.19 : Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait.

## e. Les charges permanentes

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	375,359	1694,780	5731,36	4203,85
SH	1046,47	1904,02	6660,77	6378,58
SH+SV1	676,34	374,147	0	3955,12
SH+SV2	720,416	434,819	0	4176,82

Tableau XIII.20 : Les charges permanentes

## f. Les surcharges

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	100,480	204,093	69,375	663,049
SH	193,195	208,593	80,625	1444,47
SH+SV1	180,991	1558,03	6196,06	1330,41
SH+SV2	539,407	1584,48	6196,06	3709,65

Tableau XIII.21 : Les surcharges

**g. R+F+T**

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	10,483	/	/	110,072
SH	10,483	/	/	110,072
SH+SV1	10,483	/	/	110,072
SH+SV2	10,483	/	/	110,072

**Tableau XIII.22 : R+F+T****XIII.5.2 : Calcul des combinaisons**

CN : ELU :  $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS :  $G + 1,2Q + 0,6T$

CS:  $G + Q + 0,6T$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Avec :  $M_{nette} = |M_{FH} - M_{FV}|$

**Condition normale :**

État	$F_H$	$F_V$	Moment négatif	Moment positif	$M_{nette} (t.m)$
ELU	<b>675,889</b>	<b>2614,5</b>	<b>7848,33</b>	<b>6824,13</b>	<b>1024,2</b>
ELS	502,225	1939,69	5814,61	5065,55	<b>749,054</b>

**Tableau XIII.23 : Efforts appliqués au mur frontal à CN.****Condition sismique**

Etat	$F_H$	$F_V$	Moment positif	Moment négatif	$M_{nette} (t.m)$
SH+SV2	<b>1266,11</b>	<b>2019,3</b>	<b>6196,06</b>	<b>7952,52</b>	<b>1756,46</b>

**Tableau XIII.24 : Efforts appliqués au mur frontal à CS.****XIII.5.3 : Effort revenant à chaque pieu**

Chaque pieu supporte une charge donnée par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec :

$n$  : Nombre des pieux  $n= 12$ .



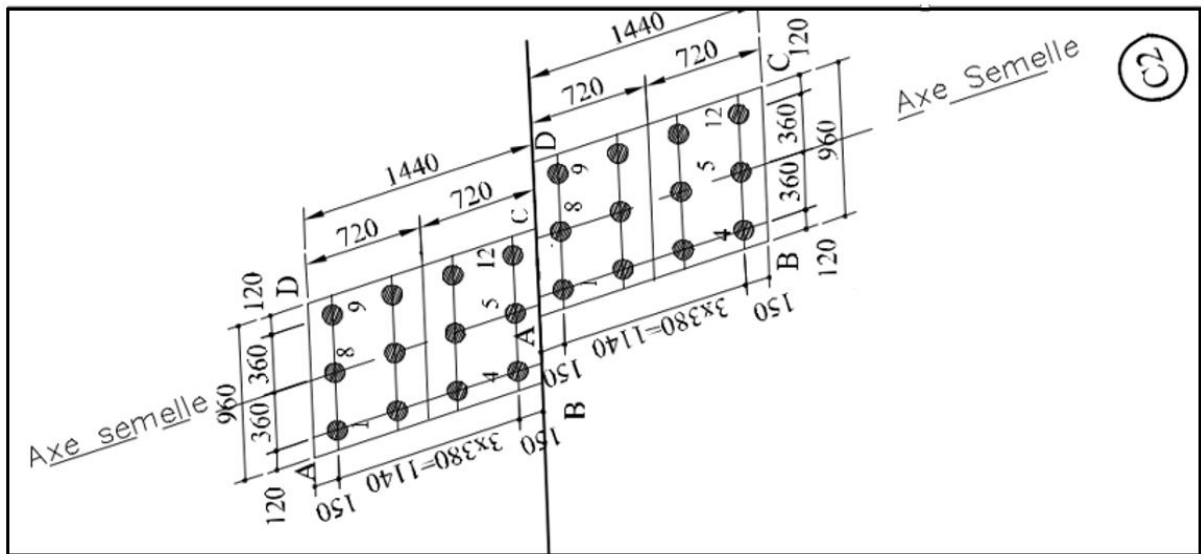
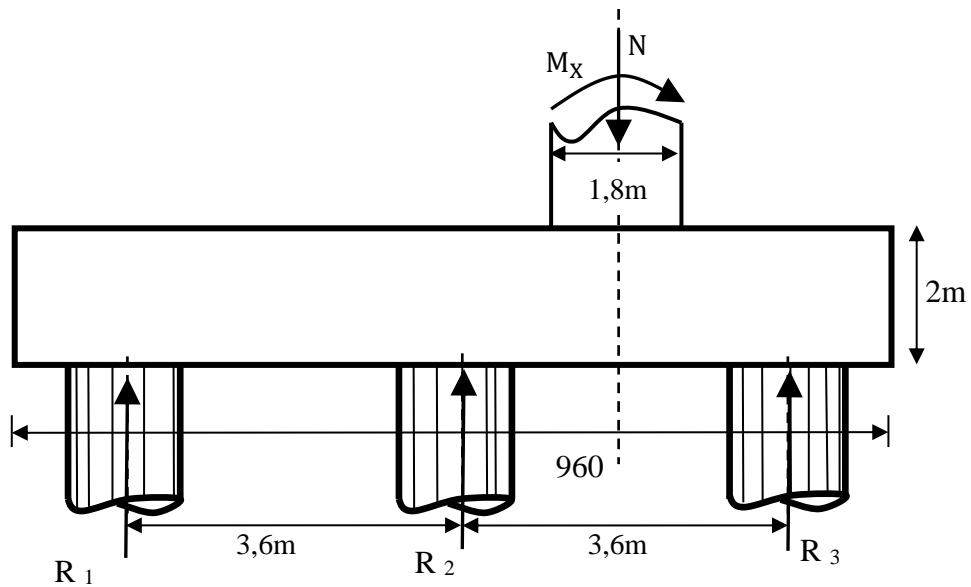


Figure.XIII.9 : semelle sur pieux



Etat		F <sub>v</sub> (t)	M <sub>nette</sub> (t.m)	R <sub>min</sub> (t)	R <sub>max</sub> (t)
ELU	CN	<b>2614,5</b>	<b>1024,2</b>	<b>194,167</b>	<b>241,583</b>
	CS	2019,3	1756,46	144,302	178,98
ELS		<b>1939,69</b>	<b>749,054</b>	<b>127,617</b>	<b>208,934</b>

On a :  $R_{Min} > 0$

Donc il n'y a pas risque de soulèvement des pieux

**XIII.5.4 : Ferrailage de la semelle**

D'après le document de "SETRA" la section d'armatures longitudinales est déterminée par la

Méthode des bielles

La méthode des bielles est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad \text{Avec : } \operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\left(\frac{3b'}{8}\right) - \frac{b}{4}} \\ d \geq \frac{b'}{2} - \frac{b}{4} \\ \operatorname{tg}\theta = \frac{1,9}{\left(\frac{3 \times 3,6}{8}\right) - \frac{1,8}{4}} = 2,11 \Rightarrow \theta = 64,65 \end{array} \right.$$

$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$  ..... **Condition Non Vérifiée**

$d \geq \frac{7,2}{2} - \frac{1,8}{4} \Rightarrow 3,15 \geq 1,35$  ..... **Condition Vérifiée**

$b'$ : L'entre axe entre les files des pieux.

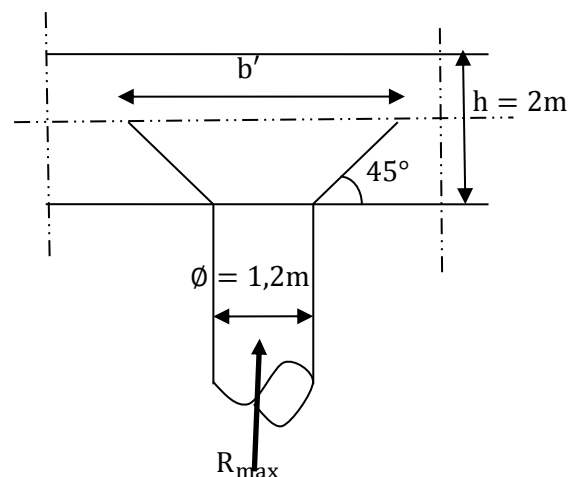
$b$ : L'épaisseur du mur frontal.

Donc, la méthode des **bielles n'est pas applicable**, on applique **la méthode de la RDM** approchée (méthode de moment).

**XIII.5.4.1 : les armatures transversales inférieures**

**ELU :**

On a :  $R_{\max} = 241,583 \text{ t}$



$$M_{1,ult} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b\right) = 241,583 \times \left(\frac{7,2}{2} - 0,35 \times 1,8\right) = 717,5 \text{ t.m}$$

On prend une bande de calcul de  $b_1$  tel que :

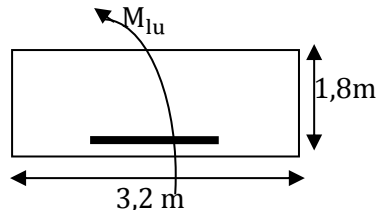
$$b_1 = \emptyset_{\text{pieu}} + h = 1,20 + 2$$

$$b_1 = 3,2 \text{ m}$$

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 72,03 \text{ cm}^2$$



ELS :

$$\text{On a : } R_{\max} = 208,934 \text{ t.}$$

$$M_{1,ser} = R_{\max} \times \left( \frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 208,934 \times \left( \frac{7,2}{2} - 0,35 \times 1,8 \right) = 620,53 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{a} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \sigma_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\bar{a}}{3} \right) = 1,41 \text{ m}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{a}}{2} \left( 1 - \frac{\bar{a}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 5122,18 \text{ t.m}$$

$$M_{Rb} = 3136,16 \text{ t.m} \geq M_{ser} = 620,53 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{stser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_s} = 183,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{stu}; A_{stser}) = 183,4 \text{ cm}^2$$

Soit 24HA32 ( $A_{st} = 193,02 \text{ cm}^2$ ).

L'espacement entre les barres :

$n$  : Nombre de barre = 12 barres.

$d$  : Enrobage = 10cm.

$\Phi$  : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{\Phi + h - C}{n - 1} = \frac{1,2 + 2 - 0,1}{24 - 1} = \frac{3,1}{23} = 0,135; S_t = 13,5 \text{ cm.}$$

#### XIII.5.4.2 : Les armatures longitudinales inférieures

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux.

Leurs section est donnée par :

$$A_{S,inf} = \frac{A_{su}}{3} = \frac{193,02}{3} = 64,34 \text{ cm}^2.$$

Soit **14HA25** ( $A_s = 68,72 \text{ cm}^2$ )

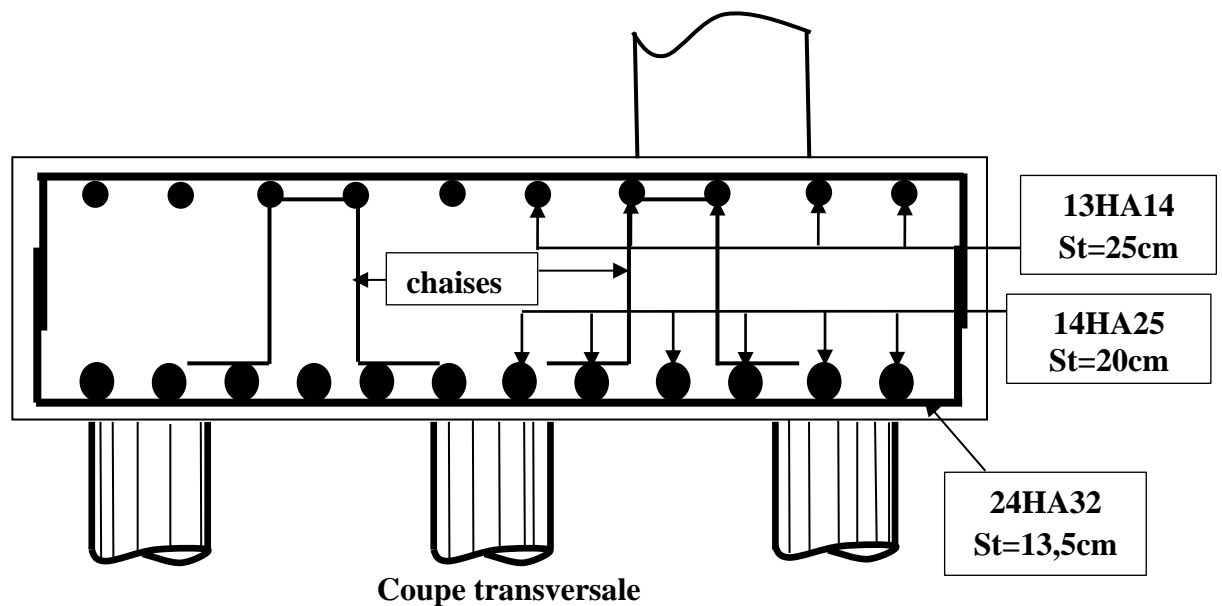
$$S_t = \frac{3,1}{13} = 0,238 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm.}$$

#### XIII.5.4.3 : Les armatures supérieures

Transversales :  $A_{st} = A_t / 10 = 19.302 \text{ cm}^2$ , Soit : **13HA14** ( $A_s = 20,02 \text{ cm}^2$ )

Longitudinales : Soit : **13HA14** ( $A_s = 20,02 \text{ cm}^2$ ).

Schéma de ferrailage de la semelle



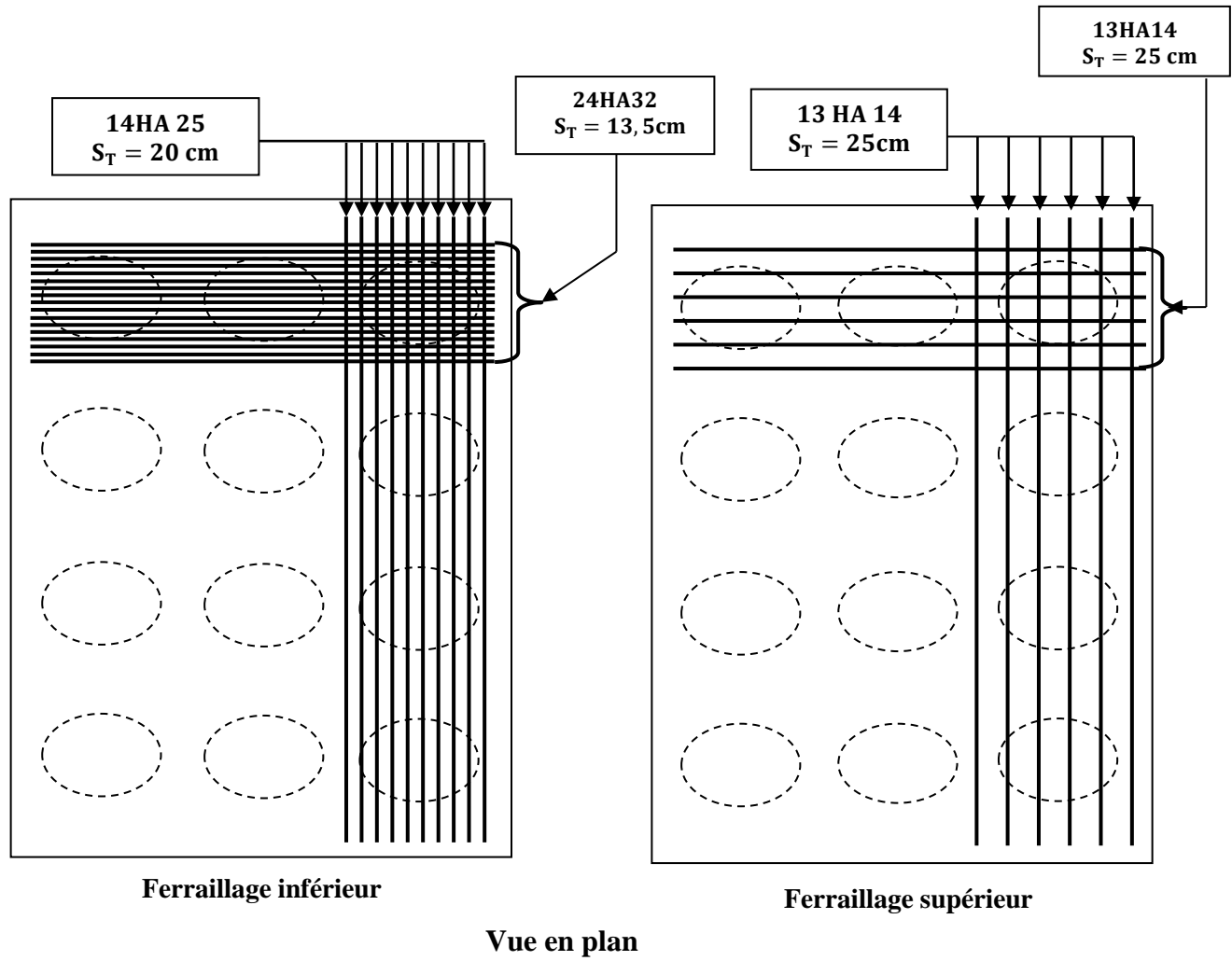


Figure.XIII.10 : Ferrailage de la semelle.

### XIII.5.5 : Etude est ferrailage des pieux sous culée

On considère des fondations reposant sur 3 files de pieux :

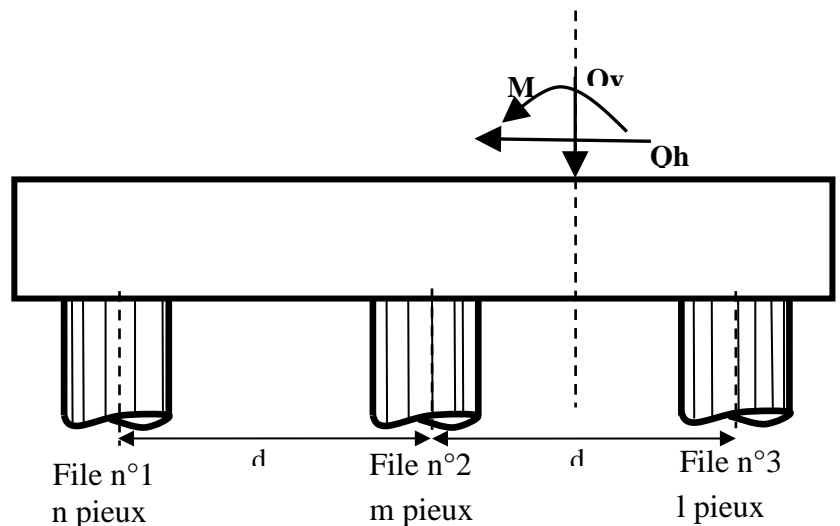
$n$  : nombre de pieux sous la file 1

$m$  : nombre de pieux sous la file 2

$l$  : nombre de pieux sous la file 3

$d$  : entre axe des files

Pour notre cas :  $n=m=l=4$  pieux



Dans notre étude nous avons utilisé un programme de calcul, en langage Fortran, qui nous a permis de déterminer les déformations et les sollicitations dans les pieux.

○ **Calcul des armatures minimales**

D'après l' R.P.A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{s \min} = 0,5 \% .B$$

$$A_{s \min} = \left( \frac{0,5}{100} \right) \left( \frac{\pi \times 120^2}{4} \right) = 56,52 \text{ cm}^2$$

D'onc :

On peut dire que les pieux de cette fondation sont relativement peu sollicités, d'onc on adopte la section minimale :  $A_s=56.52\text{cm}^2$ .

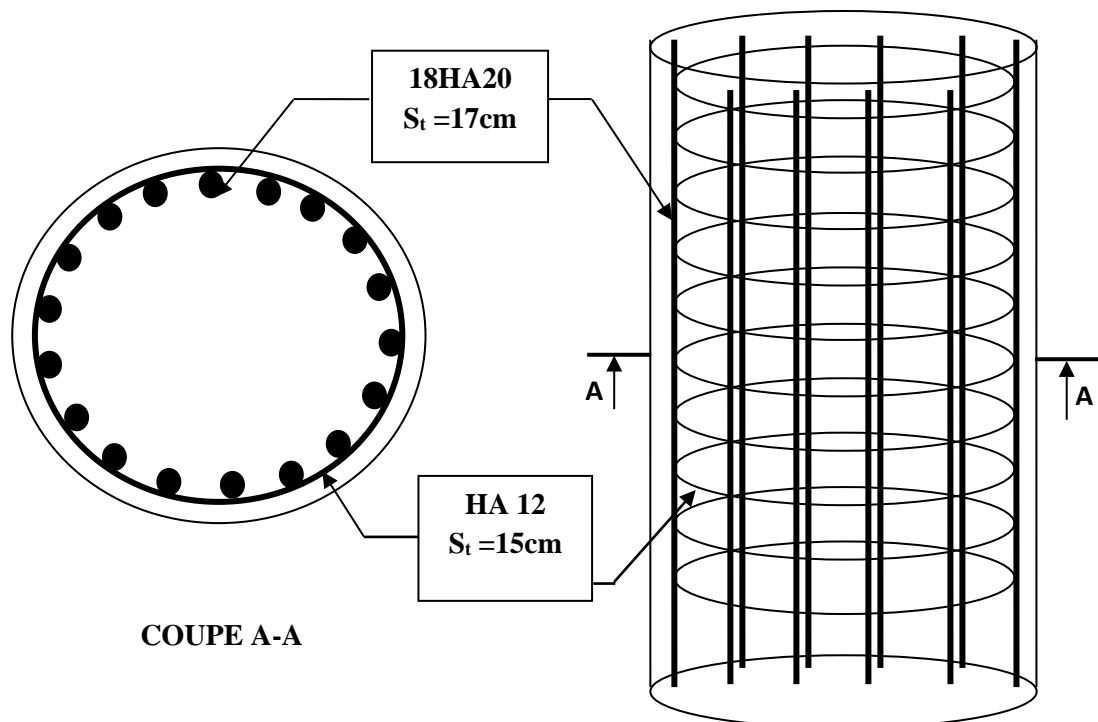
Soit :

**18HA20** qui correspond à une section  $A_s=56,55\text{cm}^2$ ,  $S_t=17 \text{ cm}$

○ **Les armatures transversales**

On prend des cerces HA12, avec un espacement  $S_t=15\text{cm}$ .

**XIII.5.51 : Schéma de ferrailage**



**Figure.XIII.11 : ferrailage du pieu.**

# Conclusion générale

---

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, les différents procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique, le béton armé...etc. elle nous a poussée à apprendre différents logiciels et programmes de calcul (ROBOT, SOCOTEC, AUTOCAD, EXCEL, ...etc.).

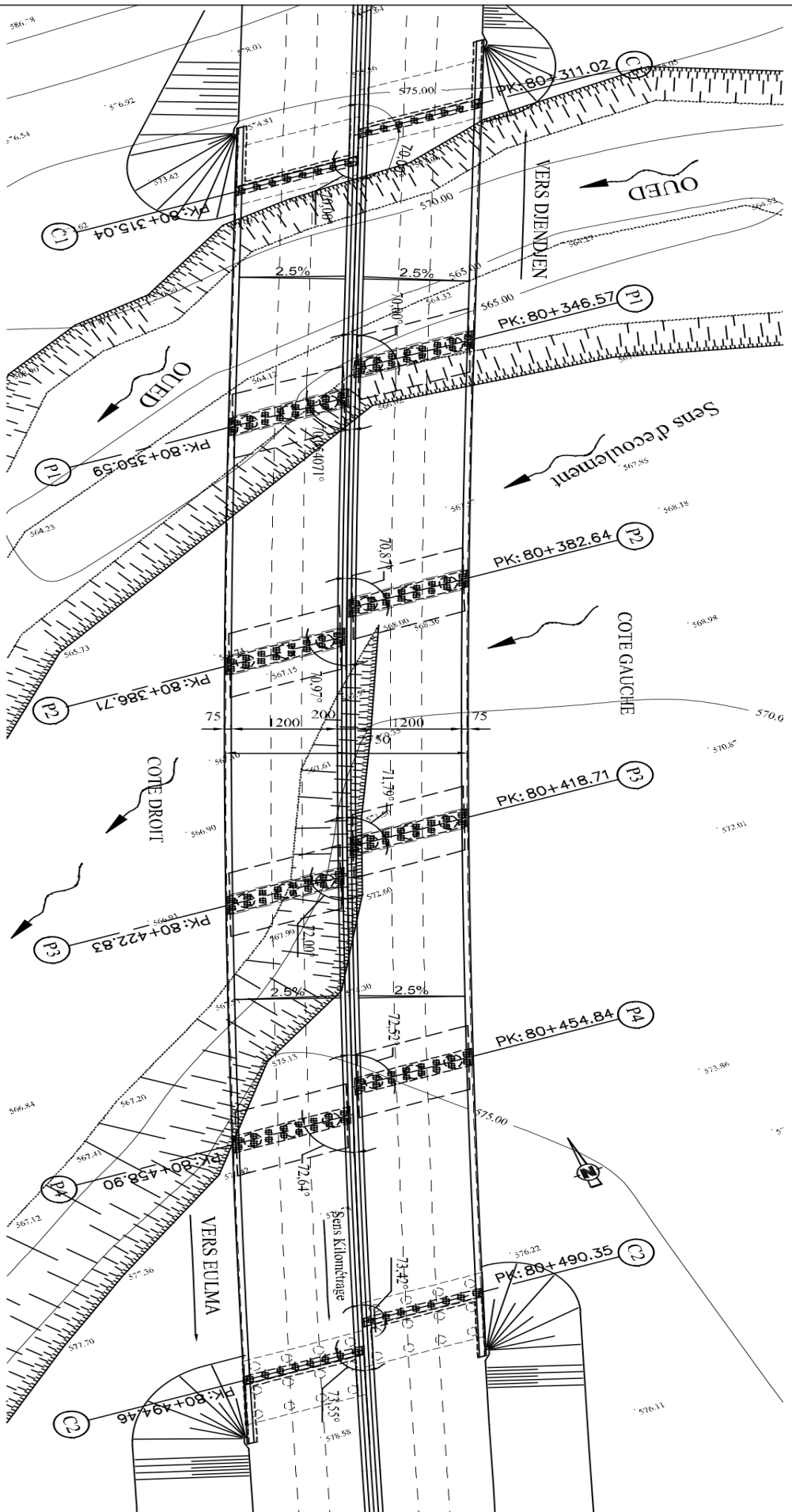
Ce modeste travail «conception et étude d'un viaduc a poutre en béton précontrainte par pré tension» a été une occasion pour mettre en application nos connaissances acquises durant notre parcours au sein de notre université.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale où nous avons déterminé la variante la plus avantageuse. Ensuite, on a fait une étude détaillée en débutant par la définition des charges et surcharges, puis le calcul des sollicitations effectué selon les règlements SETRA, BAEL et RPOA qui vont être utilisé pour l'étude de la précontrainte, ainsi que l'étude et le ferrailage de l'infrastructure.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour s'intégrer le milieu professionnel.





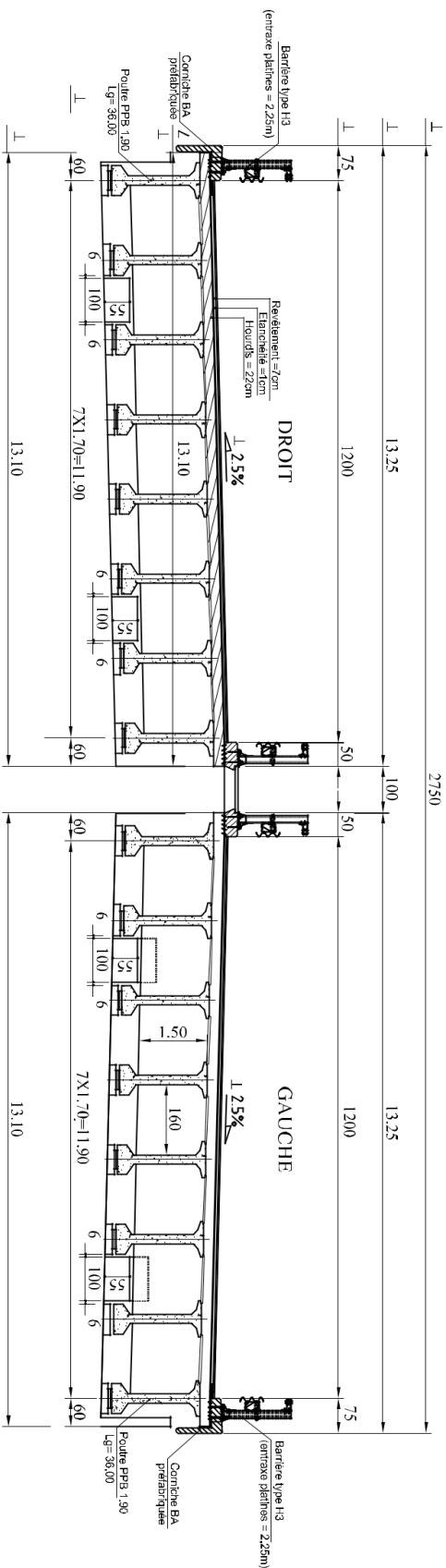


**VUE EN PLAN**

ECH. 1:500

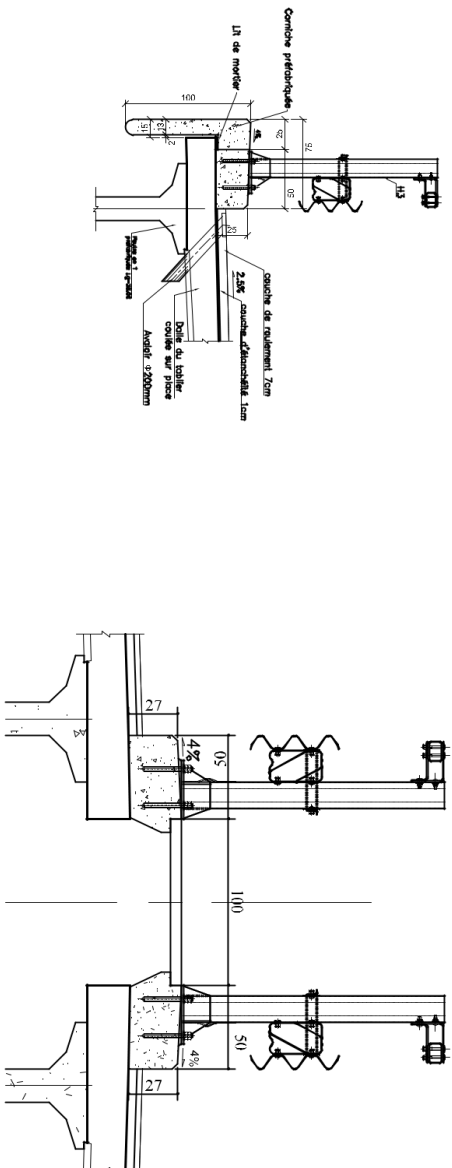
### COUPE TRANSVERSALE

Echelle: 1/50



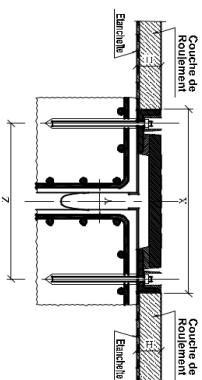
### DETAIL DE L'AXE CENTRAL

échelle: 1/25



### DETAIL JOINT DE CHAUSSEE

(TYPE GPE 60)

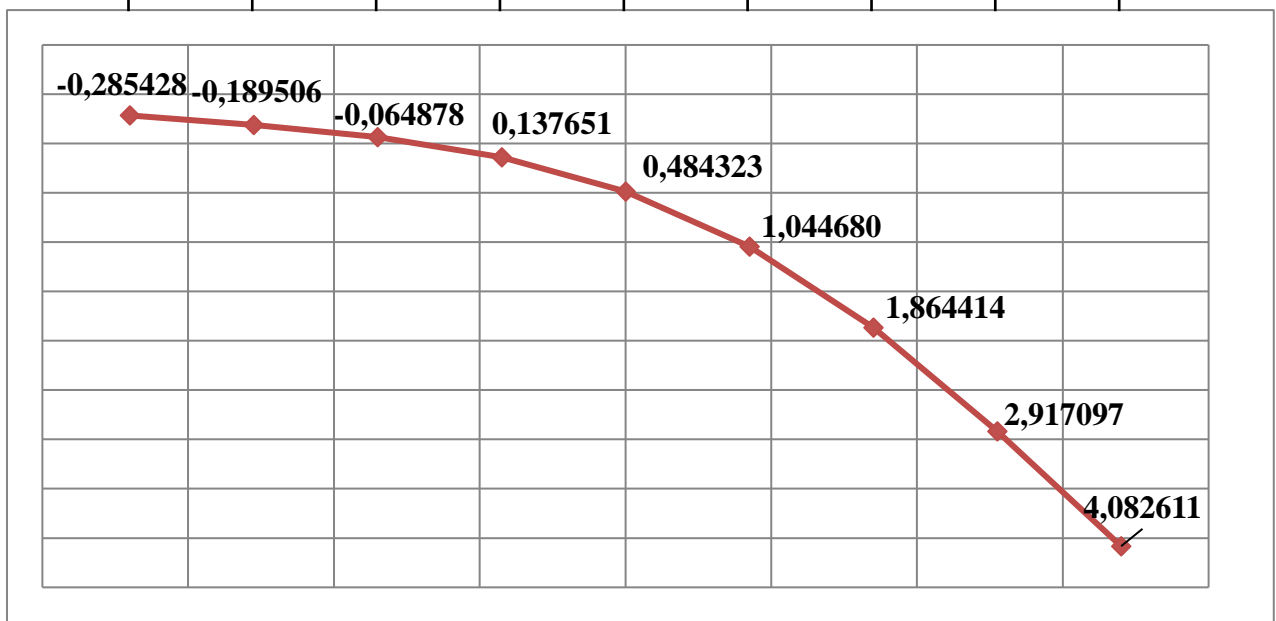
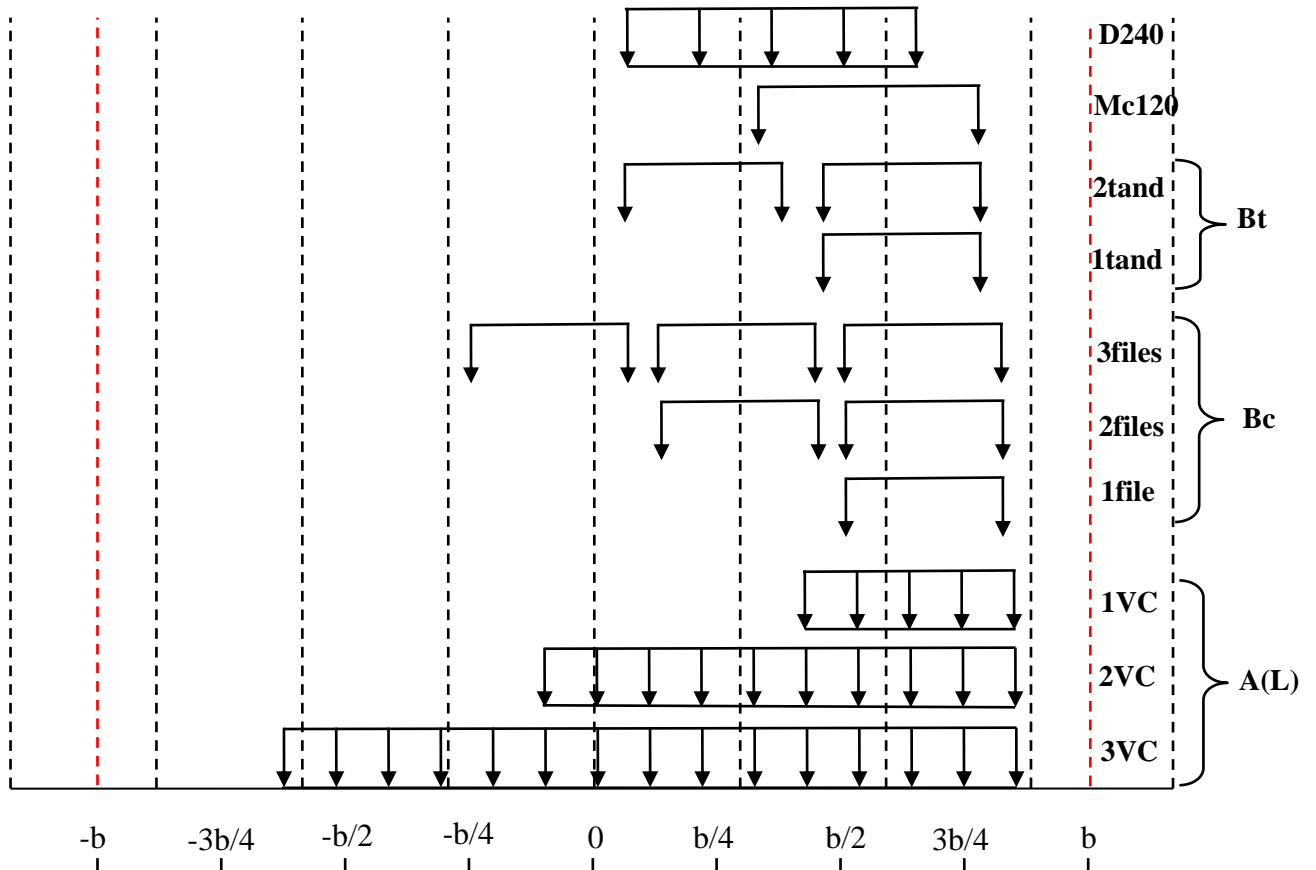


NOMENCLATURE DES ACCESSOIRES METALLIQUES POUR L'O.A		
DESIGNATION	LONGUEUR TOTALE	NOMBRE
GARDE-CORPS H3	717,72	
JOINT DE CHAUSSEE GPE 60	51,08	
JOINT DE CHAUSSEE GPE 160		
CARGOUILLES		70

# ANNEXE 2

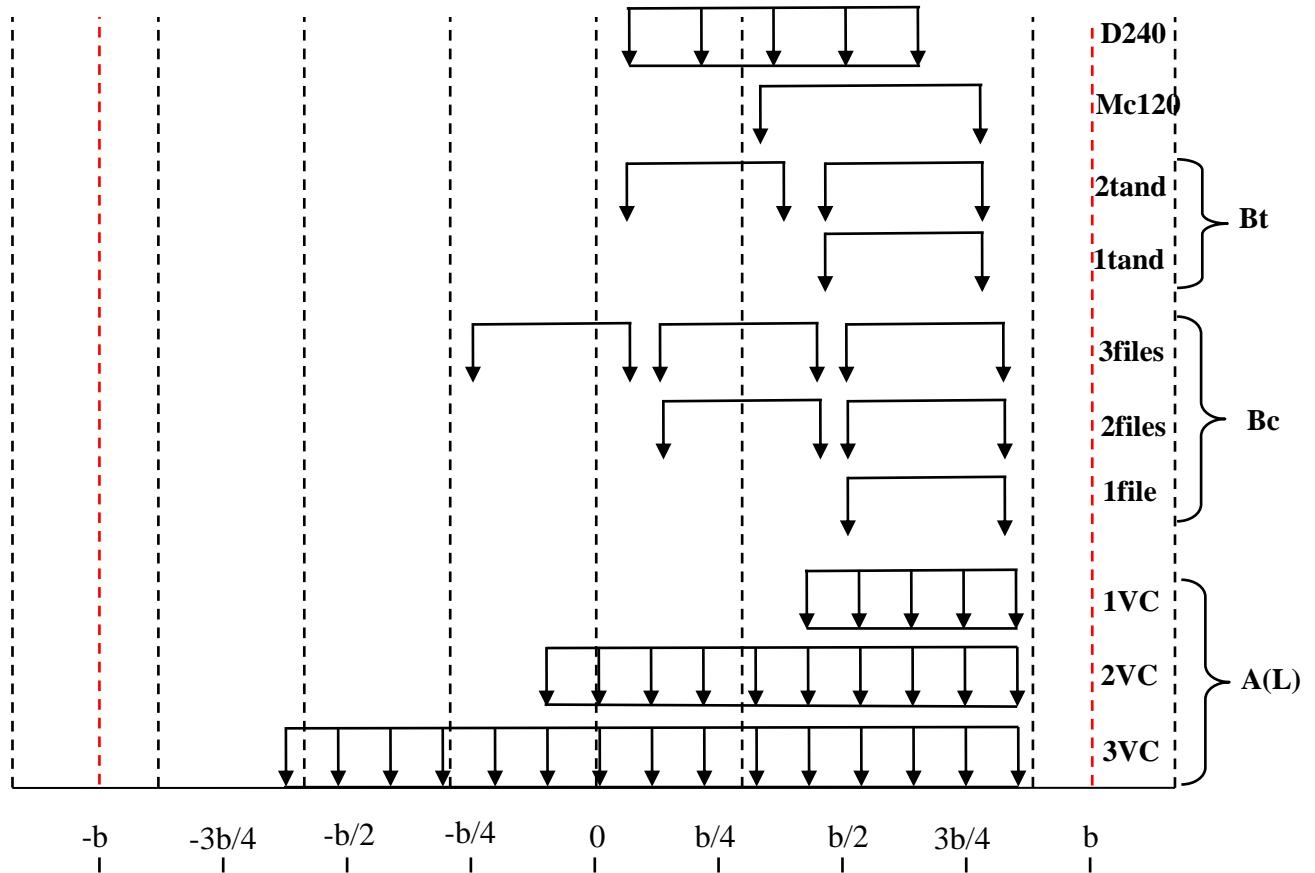
## Ligne d'influence Ka

### POUTRE 1



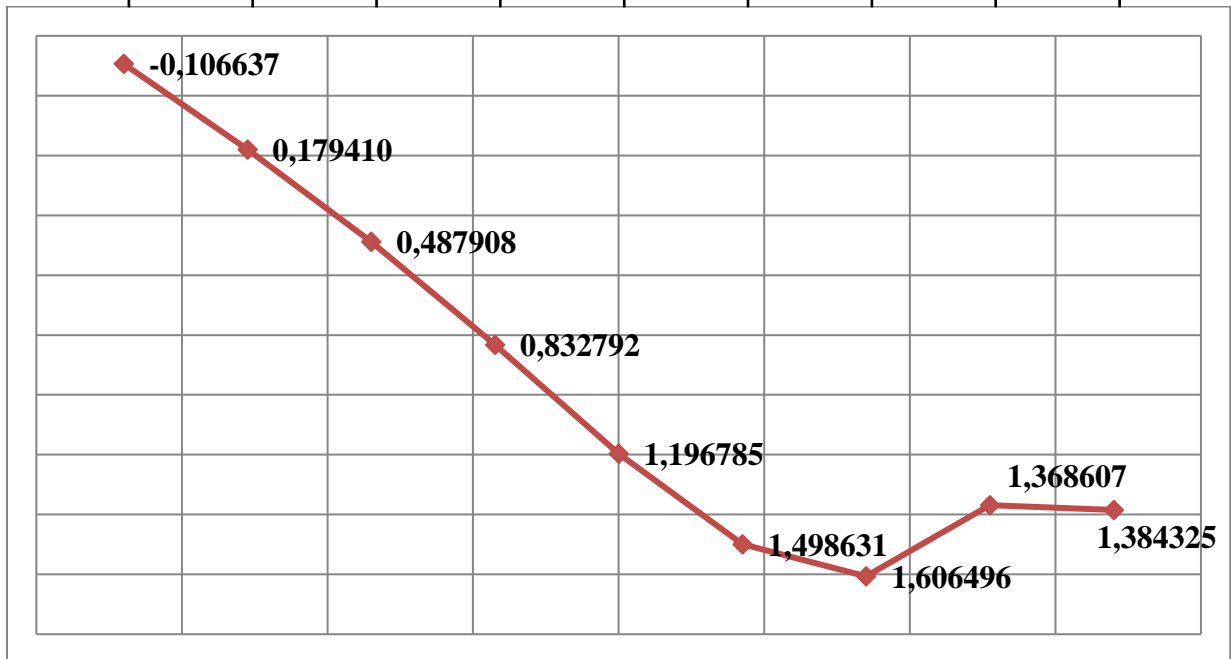
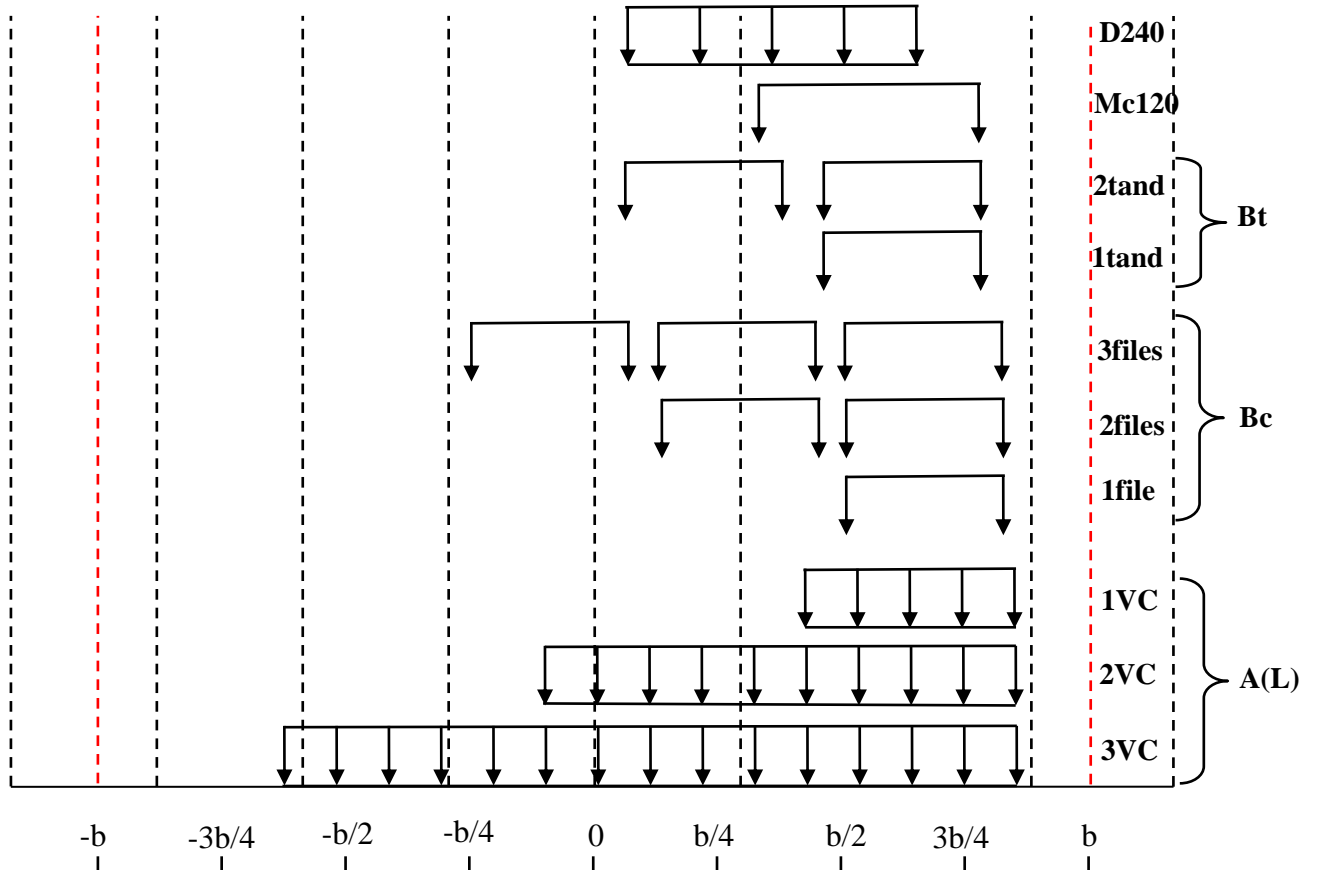
# Ligne d'influence Ka

## POUTRE 2



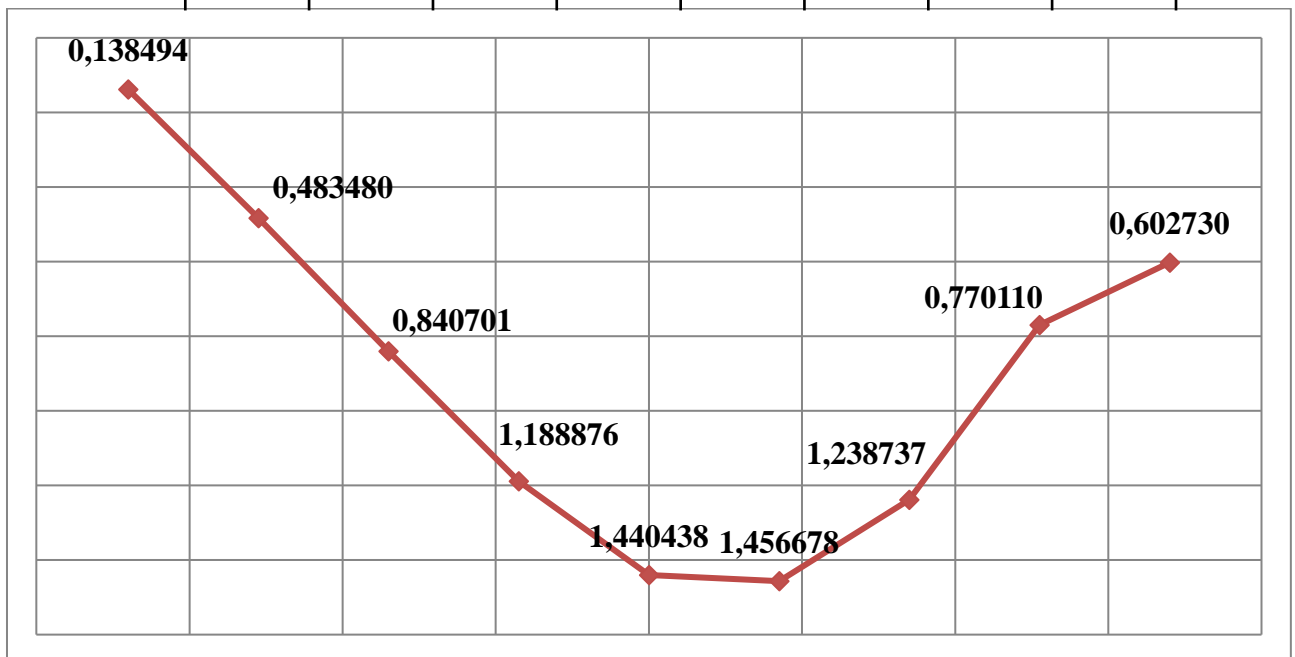
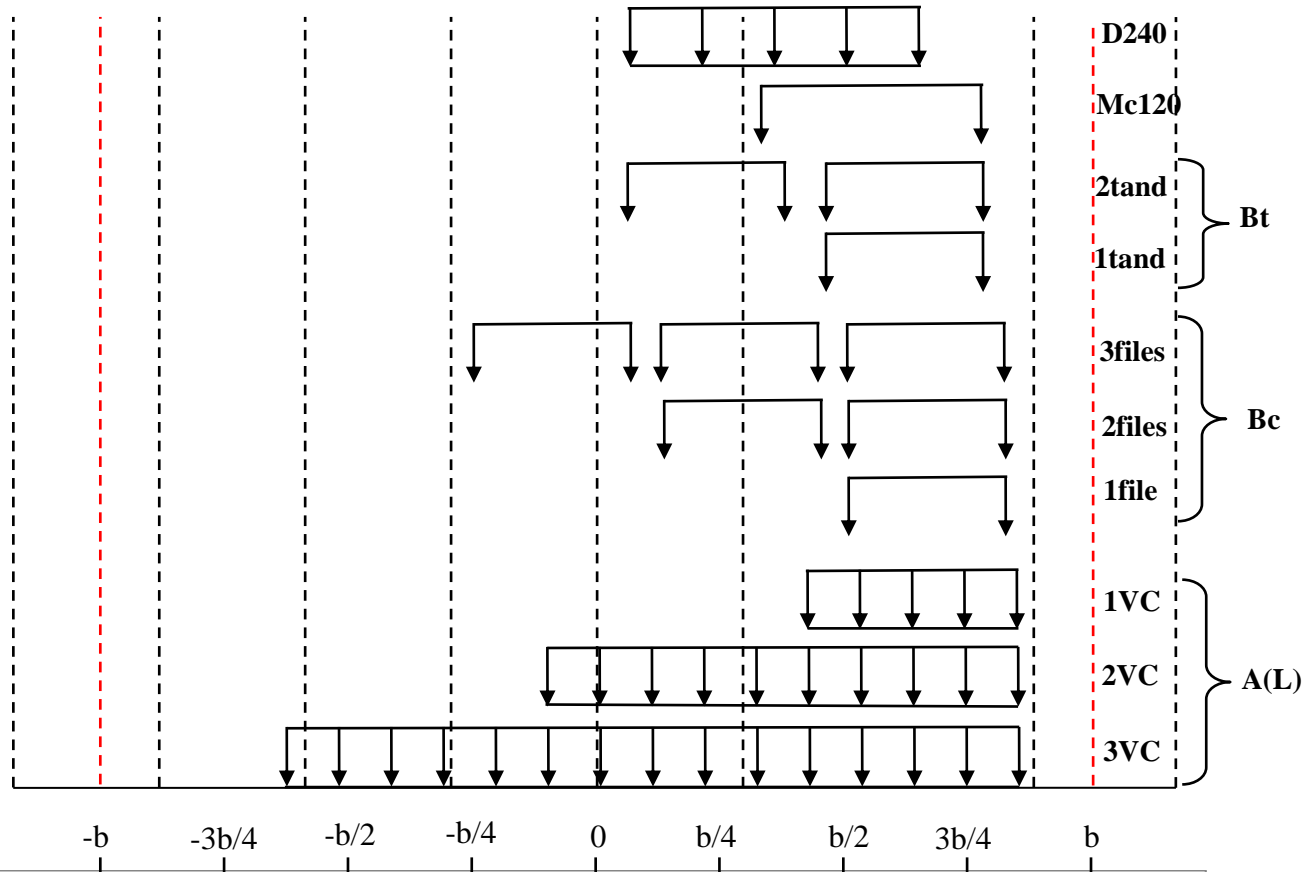
# Ligne d'influence Ka

## POUTRE 3



# Ligne d'influence Ka

## POUTRE 4



# NOTATION

Conformément à la rédaction du présent projet de fin d'étude, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé, précontraint et le sol

## ❖ Principe

### Majuscules latines

Elles désignent :

- ✓ les actions et sollicitations (forces, moments) ;
- ✓ les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs ;
- ✓ les modules de déformations et d'élasticité.

### Minuscules latines

Elles désignent :

- ✓ les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur ;
- ✓ les densités de forces réparties ;
- ✓ les résistances des matériaux ;
- ✓ certains coefficients.

### Majuscules grecques

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

### Minuscules grecques

Elles désignent :

- ✓ les contraintes ;
- ✓ les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives ;
- ✓ certains coefficients.

## ❖ Indices

### Majuscules latines :

**A** : afférent aux actions accidentelles.

**E** : afférent aux séismes.

**G** : afférent aux charges permanentes.

**P** : afférent à l'action de la précontrainte.

**Q** : afférent à une action variable quelconque.

**V** : afférent à l'effort tranchant.

**T** : afférent aux actions dues aux variations de température.

**W** : afférent aux actions dues au vent.

### Minuscules latines et abréviations :

**a** : ancrage.

**b** : béton.

**c** : compression.

**d**:différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

**e** : limite d'élasticité.

**i** : initial; instantané; indice.

**j** : âgé de j jours; indice.

**lim** : limite.

**max** : maximal.

**min**: minimal.

**p** : précontrainte.

**r** : retrait du béton ; rupture ; réduit.

**réd** : réduit.

**s** : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

**ser** : service.

**t** : transversal ; traction.

**u** : ultime.

## ❖ Notations

### Notations en majuscules latines :

**A<sub>s</sub>**: Aire d'une section d'armatures passives.

**A<sub>p</sub>**: Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

**A<sub>t</sub>**: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

**B**: Aire d'une section de béton.

**E**: Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>s</sub>**: Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

**E<sub>i</sub>**: Module de déformation instantané ( $E_{ij}$  à l'âge de  $j$  jours).

**E<sub>v</sub>**: Module de déformation à long terme ( $E_{vj}$  pour une sollicitation appliquée à l'âge de  $j$  jours).

**F**: Force ou action en général.

**G**: Module d'élasticité transversal ; action permanente.

**I** : Moment d'inertie en général.

**M** : Moment en général ; moment fléchissant.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul pour l'état limite de service.

**N**: Effort normal.

**P**: Action de la précontrainte.

**Q**: Action ou charge variable.

**R**: Réaction d'appui; force résultante.

**S**: Moment statique.

**T**: variations uniformes de température.

**V**: Effort tranchant.

**W**: Vent.

### Notations en minuscules latines :

**a**: désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale; position longitudinale).

**b**: désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).

**b<sub>o</sub>**: épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

**b<sub>n</sub>**: épaisseur nette de l'âme d'une poutre.

**B** et **b'**: largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.

**c**: distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).

**f<sub>e</sub>**: limite élastique d'un acier pour armature passive.

**f<sub>pe</sub>** : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

**f<sub>pr</sub>** : limite de rupture d'un acier.

**f<sub>cj</sub>** : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de  $j$  jours.

**f<sub>c28</sub>** ou **f<sub>c</sub>**: résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

**f<sub>tj</sub>** : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de  $j$  jours.

**f<sub>t28</sub>** ou **f<sub>t</sub>** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

**h** : hauteur totale d'une section.

**j** : nombre de jours.

**k** : coefficient en général.

**l**: longueur ou portée.

**n** : coefficient d'équivalence acier-béton ; nombre entier.

**q**: densité de charge variable.

**s** : espacement des armatures en général.



**s**: espacement des armatures passives transversales.

**s<sub>t</sub>** : espacement des armatures de précontrainte transversales.

**t** : temps.

**u** : périmètre ; dimension.

**x**: coordonnée en général; abscisse en particulier.

**y** : ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.

**z**: coordonnée complémentaire à x et y ; bras de levier du couple de flexion.

### Notations en minuscules grecques

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

**α(alpha)** : angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.

**β(bêta)** : angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.

**γ(gamma)** : coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indicé).

**δ(delta)** : variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque).

**ε(epsilon)** : déformation relative.

**ε<sub>bc</sub>** : raccourcissement relatif du béton comprimé.

**ε<sub>r</sub>** : retrait du béton.

**θ(thêta)** : température.

**λ(lambda)** : coefficient sans dimension.

**μ(mu)** : coefficient sans dimension.

**ν(nu)** : coefficient de Poisson pour le béton.

**ξ(xi)** : coefficient sans dimension.

**ρ<sub>1000</sub>** : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.

**σ(sigma)** : contrainte normale.

**σ<sub>b</sub>** : contrainte du béton.

**σ<sub>bc</sub>** : contrainte de compression du béton.

**σ<sub>bt</sub>**: contrainte de traction du béton.

**σ<sub>s</sub>**: contrainte de l'acier passif.

**σ<sub>p</sub>**: contrainte de l'acier de précontrainte.

**τ(tau)** : contrainte tangente.

**τ<sub>s</sub>**: contrainte d'adhérence.

**φ(phi)** : coefficient de frottement par unité de longueur ; angle.

**ω(oméga)**: angle.

### ❖ Autres notations et symboles:

**Δ**: Variation ou différence.

**Δσ**= variation de contrainte

**Δθ**= différence de température).

**Σ** : sommation.

**Ø** : diamètre nominal d'une armature.

**∞**: final (au temps conventionnel égal à l'infini).

**K<sub>α</sub>**: coefficient de répartition trans.moments

**ε<sub>α</sub>** : coefficient de répartition trans. effo. tanch.

**E**: Modulus Young.

**W**: poids **R**: forcede réaction

**F**: forcede eau renforcement

**H<sub>n</sub>**: forcede latérale ala tranche

**Z**: profondeur **r** : rayon

**θ**: angle du plan de rupture

**K** : coefficient de participation du renforcement

**V<sub>n</sub>** : force normale ala tranche

**D'**: travail interne.

**δ**: Déplacement unitaire.

**σ**: Contrainte. **τ**: Contraintes de cisaillement (tangentielle).

$\varphi$ : Angle de frottement interne du sol.

$C$ : Cohésion du sol.

$EA$ : Rigidité normale.

$EI$ : Rigidité de flexion.

$G$ : Module de cisaillement.

# *BIBLIOGRAPHIE*

## **Règlements :**

- Règles parasismique algériennes **RPOA**;
- Les documents **SETRA** ;
- Béton armé/précontraint aux états limites **BA/PEL91**.

## **Cours :**

- Béton armé et précontraint ;
- Résistances des matériaux ;
- Pont ;
- Matériaux de construction.
- Données de projet par l'entreprise SAPTA.

## **Thèses d'étude :**

- **BOUBIDI H.A, DEHDOUS H.** «Étude d'un ouvrage d'art de l'autoroute Est Ouest, cas du passage supérieur OA 135.1», mémoire de master académique, Université de Jijel, 2016.
- **BOUZIANE M.** «Conception et étude d'un pont sur oued GUEBLI a KERKRA wilaya de Skikda», Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, 2015.
- **MEGHARE M, ZEMAMOUCHE M.** « Étude d'un pont autoroutier biais à poutres à wilaya de SKIKDA », mémoire de master académique, Université de Jijel, 2010.
- **BOKAALA O, BOULSANE N.** « étude d'un pont oued Sayoud EX RN 43 plus la simulation numérique du comportement d'un modèle réduit de sol renforcé par la colonne ballastée », mémoire de master académique, Université de Jijel, 2018.
- **CHEKROUD.Z.** «Étude et conception d'un pont à poutres TYPEPRAD Le Viaduc 'V-057.0' de la Pénétrante Autoroutière Port Djendjen - Autoroute Est-Ouest El Eulma», Ecole National Polytechnique d'Oran Maurice Audin, 2019
- **BOKAALA.O, BOULSANE.N.** « Étude d'un pont sur oued Sayoud EX RN 43 plus la simulation numérique du comportement d'un modèle réduit de sol renforcé par la colonne ballastée», mémoire de master académique en travaux publics ,2018

- **ZOUIKRIM. A, HAROUS.R.** « Étude d'un passage supérieur PK 46+095 au niveau de l'autoroute est-ouest JIJEL-EL EAULMA + la Simulation numérique du comportement d'un modèle réduit de sol renforcé par colonne ballasté», mémoire de master académique en travaux publics ,2019

### **Logiciels :**

- AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT) ;
- SOCOTEC ;
- AUTOCAD 2011;
- Microsoft Word ;
- Microsoft Excel ;
- FORTRAN.