

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



**Université : de Jijel
Faculté des sciences et technologies
Département de génie civil et hydraulique**



PROJET DE FIN D'ETUDE

**En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER ACADEMIQUE
Filière : Génie Civil**

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

**Etude d'un ouvrage d'art de la pénétrante
autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à
l'autoroute EST-OUEST
<<Cas du viaduc V54.8>>**

- **Réalisé par :**

- GUEMMOUR ABDELHADI
- BOULTIF AISSAM

- **Encadré par :**

M^r: DERBANE SAID

Promotion 2017

Résumé

L'évolution des infrastructures et des voies de communication constituent un volet très important dans le développement des pays. La réalisation de ses voies de communication nécessite parfois de franchir des obstacles. Dans ce cas figure, la réalisation des ouvrages d'art tels que les ponts, les viaducs, les passages supérieurs ou inférieures est nécessaire

Le travail présenté dans ce mémoire consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art de type viaduc à poutre en béton précontraint par poste tension de cinq travées isostatiques.

L'étude des éléments constituant cet ouvrage a été faite manuellement, puis une étude comparative de l'analyse du tablier a été effectuée en utilisant la théorie des lignes d'influence et la méthode de Guyon Massonnet, et ce, par apport a un modèle numérique en éléments finis élaboré sur le logiciel de calcul ROBOT Millénium.

La conception de cet ouvrage a été faite conformément aux guides et aux référentiels techniques.

Mots clé : Ouvrage d'art, viaduc, conception, modélisation, éléments finis.

ملخص

ان تطور البنى التحتية وطرق المواصلات تكون فضاء مهم في تطور الأمم. انشاء هذه الطرقات يستلزم اختراق حواجز وفي هذه الحالات يتوجب انجاز منشآت فنية مثل الجسور، ممرات علوية، ممرات سفلية.

العمل المنجز في هذه المذكرة يتمثل في تصميم ودراسة منشأ فني على شكل جسر يتكون من عدة روافد محددة سكونيا من الخرسانة المسبقة الاجهاد.

تمت دراسة العناصر المكونة لهذه المنشأة الفنية بطريقة نظرية باستعمال خطوط التأثير و طريقة Guyon Massonnet

متبعة بمنمذجه رقمية تعتمد على طريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج ROBOT Millénium .

ان تصميم هذه المنشأة تم وفقا لقواعد ومراجع تقنية.

كلمات مفتاحية: منشآت فنية، جسر ، تصميم، نمذجة، عناصر منتهية.

REMERCIEMENT

Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.

Nous tenons à remercier notre ENCADREUR Mr. DERBANE SAID pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.

À tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.



BOULTIF AISSAM

GUEMMOUR ABDELHADI

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents pour leur soutien, leur encouragement durant
toutes mes années d'études.*

Tous mes frères et toute ma famille.

Mon encadreur et tous mes enseignants.

Mon collègue AISSAM et sa famille.

Toute la promotion 2017.

Tous mes amis chacun à son nom.

GUEMMOUR ABDELHADI



DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents pour leur soutien, leur encouragement durant
toutes mes années d'études.*

Tous mes frères et toute ma famille.

Mon encadreur et tous mes enseignants.

Mon collègue ABDELHADI et sa famille.

Toute la promotion 2017.

Tous mes amis chacun à son nom.

BOULTIF AISSAM



Sommaire

Sommaire

Chapitre 01:Introduction et présentation de l'ouvrage.

1.1.	Introduction :.....	1
1.2.	But de l'étude :.....	1
1.3.	Présentation de projet :.....	1
1.3.1.	Position de l'ouvrage :.....	1
1.3.2.	Description de l'ouvrage :.....	2
1.4.	Conception de l'ouvrage :.....	3
1.4.1.	Données naturelles:	3
1.4.1.1.	Les données géotechniques :.....	3
1.4.1.2.	Les données topographiques :	4
1.4.1.3.	Les données hydrologiques :.....	5
1.4.1.4.	Les données hydrauliques :.....	5
1.4.1.5.	Les données climatiques :	5
1.4.2.	Données fonctionnelles :.....	6
1.4.2.1.	Données relatives à la voie portée :.....	6
1.4.2.2.	Données relatives à l'obstacle franchi:	8
1.5.	Choix de la conception de l'ouvrage :.....	8
1.5.1.	Avantages et inconvénients des variantes :	8
1.5.2.	Analyse multicritère des variantes possible:.....	10
1.6.	Conclusion :	10

Chapitre 02:Caractéristiques des matériaux.

2.1.	Introduction :.....	11
2.2.	Caractéristiques des matériaux :	11
2.2.1.	Le béton :.....	11
2.2.2.	L'acier :	14
2.2.2.1.	Acier de béton armé :.....	14
2.2.2.2.	Acier de béton précontraint :	16
2.3.	Conclusion :	18

Chapitre 03:Pré-dimensionnement du tablier.

3.1.	Introduction :.....	19
3.2.	Caractéristiques géométriques du tablier :.....	19
3.2.1.	Largeur du tablier :.....	19

3.2.2. Longueur des travées :	19
3.2.3. Les poutres :	19
3.2.4. La dalle (l'hourdis) :	22
3.2.5. Les entretoises :	23
3.2.6. L'équipement du tablier :	23
3.2.7. Caractéristiques du pont (résumé) :	24
3.3. Caractéristiques géométriques des poutres :	24
3.3.1. Définitions :	24
3.3.2. Notation utilisées :	25
3.3.3. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre seule :	26
3.3.4. Caractéristique géométriques de la section de la poutre avec l'hourdis :	28
3.4. Conclusion :	32

Chapitre 04:Calcul des charges et surcharges.

4.1. Introduction :	33
4.2. Calcul des charges permanentes :	33
4.2.1. Calcul des charges permanentes (CP) :	33
4.2.2. Calcul du complément des charges permanente (CCP) :	35
4.2.3. Poids totale du tablier :	37
4.2.4. La charge par poutre :	37
4.3. Calcul des surcharges routières :	37
4.3.1. Caractéristiques du pont :	37
4.3.2. Evaluation des surcharges :	38
4.4. Les effets horizontaux :	43
4.4.1. Effet de freinage :	43
4.4.2. Effet du vent :	44
4.4.3. L'effet du séisme :	44
4.4.3.1. Détermination de l'action sismique longitudinale et verticale :	45
4.4.3.2. Répartition des actions sismiques :	45
4.5. Conclusion :	45

Chapitre 05:Répartition longitudinale des efforts.

5.1. Introduction :	46
5.2. Calcul des sollicitations dues aux surcharges permanentes :	46
5.3. Calcul des sollicitations (M et T) dues aux surcharges :	48
5.3.1. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :	48
5.3.2. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges :	56
5.4. Conclusion :	60

Chapitre 06: Répartition transversale des efforts.

6.1. Introduction :	61
6.2. Choix de la méthode :	61
6.3. Méthode de Guyon-Massonnet :	62
6.3.1. Principe de la méthode:	62
6.3.2. Paramètre de calcul :	63
6.3.3. Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont):	64
6.3.4. Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement):	64
6.4. Détermination des coefficients de répartition transversale :	65
6.4.1. Coefficient de répartition transversale $k\alpha$:	65
6.4.2. Coefficient de répartition transversale ε :	70
6.4.2.1. Les coefficients $\varepsilon\alpha$:	70
6.4.2.2. Les coefficients $\varepsilon\alpha$:	74
6.5. Calcul des moments et des efforts réels dans chaque poutre :	76
6.5.1. Combinaison d'action :	76
6.5.2. Les moments :	77
6.5.3. Les efforts tranchants :	79
6.6. Conclusion :	81

Chapitre 07: Modalisation et comparaison.

7.1. Introduction :	83
7.2. Présentation de logiciel :	84
7.3. La modélisation :	85
7.3.1. Modélisation de la poutre :	86
7.3.2. Modélisation de la dalle :	86
7.3.3. Modélisation du tablier :	87
7.3.4. Définition de différents cas de charge :	87
7.3.4.1. Système de charge A(L) 03 voies chargées :	87
7.3.4.2. Sous système B _c 03 voies chargées :	88
7.3.4.3. Système militaire Mc120 :	88
7.3.4.4. Charge exceptionnelle D240 :	89
7.3.5. Valeur des moments fléchissant réels :	89
7.3.5.1. Les valeurs extrêmes du moment:	90
7.3.5.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT :	91
7.4. Conclusion :	92

Chapitre 08:Etude de la précontrainte.

8.1.	Introduction :.....	93
8.1.1.	Histoire du béton précontraint :	93
8.1.2.	Le principe de la précontrainte :.....	93
8.1.3.	Types De Précontrainte :	94
8.2.	Dimensionnement de la précontrainte :	95
8.2.1.	Caractéristiques géométriques de la poutre :	95
8.2.2.	L'effort de précontraint minimum :.....	95
8.2.3.	Calcul du nombre des câbles :.....	97
8.2.4.	Vérification des contraintes à la mise en tension :.....	98
8.2.5.	Principe de positionnement des câbles :	99
8.2.6.	Distribution constructive des câbles :	99
8.2.6.1.	La disposition des câbles à l'about :	100
8.2.6.2.	Disposition des câbles à mi travée :.....	101
8.2.7.	Les traces des câbles :	101
8.2.8.	Câble moyen fictif :	107
8.2.9.	Les caractéristiques géométriques des sections nettes :.....	108
8.3.	Les pertes et des chutes des tensions :	114
8.3.1.	Introduction :.....	114
8.3.2.	Les pertes instantanées :	115
8.3.3.	Les pertes différées :.....	123
8.4.	Vérification des contraintes normales :.....	129
8.4.1.	La vérification des contraintes :.....	132
8.4.2.	Ferraillage passif longitudinal :	135
8.4.3.	Ferraillage passif transversal (armatures du talon) :.....	136
8.4.4.	Justification aux E.L.U :	136
8.5.	Justifications des contraintes tangentielles :	143
8.5.1.	Introduction :.....	143
8.5.2.	Justification à l'E.L. S :.....	143
8.5.3.	Justifications à l'E.L. U :	147
8.6.	Ferraillage de la poutre :	155
8.7.	Conclusion :	156

Chapitre 09:Etude de la dalle et l'entretoise d'about.

9.1.	Introduction :.....	157
9.2.	Calcul du Ferraillage de l'hourdis :.....	157
9.2.1.	Etude de la flexion transversale :.....	157

9.2.2.	Etude de la flexion longitudinale :	160
9.3.	Schéma de ferrailage de la dalle :	163
9.4.	Étude de l'entretoise d'about :	164
9.4.1.	Dimensions de l'entretoise :	164
9.4.2.	Calcul de l'entretoise :	164
9.4.2.1.	Calcul des efforts :	165
9.4.2.2.	Emplacement des vérins :	165
9.4.2.3.	Calcul des sollicitations :	165
9.4.3.	Ferrailage de l'entretoise :	167
9.5.	Conclusion :	171

Chapitre 10:Calcul des déformations.

10.1.	Introduction :	173
10.2.	Flèche et contre flèche :	173
10.2.1.	Flèche due au poids propre :	173
10.2.2.	Flèche due à la surcharge :	173
10.2.3.	Contre flèche :	174
10.3.	Calcul des rotations :	176
10.3.1.	Sous le poids propre :	176
10.3.2.	Sous les surcharges :	176
10.3.3.	Sous la précontrainte :	176
10.4.	Rotation résultante :	176
10.5.	Calcul des déplacements d'appuis :	176
10.5.1.	Déplacement du à la rotation :	176
10.5.2.	Déplacement du au retrait :	176
10.5.3.	Déplacement du au fluage :	177
10.5.4.	Déplacement du a la variation de la température :	177
10.5.5.	Déplacement total :	177
10.6.	Conclusion :	177

Chapitre 11:Les équipements.

11.1.	Introduction :	178
11.2.	L'étude des équipements :	178
11.2.1.	Les appareils d'appuis :	178
11.2.1.1.	Les appareils d'appuis en élastomère fretté :	178
11.2.1.2.	Dimensionnement :	179
11.2.2.	Les dés d'appuis :	185
11.2.2.1.	Fonctions des dés d'appuis :	185

11.2.2.2. Dimensionnement des dés d'appui :	186
11.2.2.3. Ferrailage de dé d'appui :.....	186
11.2.3. Les joints de chaussées :.....	187
11.3. Conclusion :	190

Chapitre 12:Etude de la pile.

12.1. Introduction :.....	191
12.2 .Pré dimensionnement de la pile :	191
12.3. Calcul de la pile :	193
12.3.1. Répartition des charges et surcharges :.....	195
12.3.1.1. Charge permanente :.....	195
12.3.1.2. Surcharges :	195
12.3.1.3. Les efforts horizontaux	201
12.3.2. Etude du chevêtre.....	203
12.3.2.1. Calcul des sollicitations	204
12.3.2.2. Ferrailage du chevêtre :.....	206
12.3.2.3. Etude de la torsion du chevêtre :.....	209
12.3.2.4. Schéma de ferrailage.....	211
12.3.3. Etude du fût :	212
12.3.3.1. Calcul des sollicitations :.....	212
12.3.3.2. Calcul des combinaisons	215
12.3.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :.....	218
12.3.3.4. Calcul de ferrailage :.....	218
12.3.4. Etude de la semelle	221
12.3.4.1. Calcul des charges :.....	221
12.3.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile :.....	222
12.3.4.3. Ferrailage de la semelle.....	226
12.3.4.4. Schéma de ferrailage de la semelle :	228
12.3.5. Etude des pieux sous pile	229
12.3.5.1. Ferrailage des pieux	229
12.3.5.2. Schéma de ferrailage du pieu	229
12.4. Conclusion :	230

Chapitre 13: Etude de la culée.

13.1. Introduction :.....	231
13.2. Choix de la morphologie :.....	231
13.3. Dimensionnement des éléments de la culée :.....	232
13.3.1. Le sommier d'appui :.....	232

13.3.2.	Le mur garde grève :.....	233
13.3.3.	Le corbeau :	233
13.3.4.	Le mur frontal :	234
13.3.5.	Le mur en retour :	234
13.3.6.	La dalle de transition :	234
13.3.7.	La fondation :	234
13.4.	Vérification de la stabilité de la culée :	235
13.4.1.	Détermination des centres de gravité des éléments de la culée :	236
13.4.2.	Calcul des sollicitations :	237
13.4.3.	Vérification de la stabilité :	240
13.4.3.1.	Vérification de non renversement :	240
13.4.3.2.	Vérification de non glissement :	241
13.4.4.	Étapes d'exécution de la culée:	241
13.4.5.	Conclusion : La stabilité de la culée vis-à-vis au	242
13.5.	Etude ferrailage des éléments de la culée :	242
13.5.1.	Mur garde grève :	242
13.5.1.1.	Evaluation ses efforts :	242
13.5.1.2.	Combinaison des moments :	245
13.5.1.3.	Calcul des armatures :	245
13.5.2.	Dalle de transition :	247
13.5.2.1.	Les sollicitations :	247
13.5.2.2.	Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :	247
13.5.2.3.	Ferrailage de la dalle de transition :	250
13.5.3.	Le corbeau :	252
13.5.3.1.	Ferrailage :	253
13.5.4.	Mur en retour :	255
13.5.4.1.	Calcul de la longueur théorique:	256
13.5.4.2.	Les combinaisons :	258
13.5.4.3.	Le ferrailage de mur en retour :	258
13.5.4.4.	Les combinaisons :	261
13.5.4.5.	Ferrailage :	261
13.5.4.6.	Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale) :	263
13.5.4.7.	Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive):	265
13.5.5.	Mur frontal :	266
13.5.5.1.	Évaluation des efforts sur le mur frontal :	266
13.5.5.2.	Vérification du flambement de mur :	272
13.5.5.3.	Calcul des armatures :	272
13.6.	Etude de ferrailage de la semelle sous culée :	274
13.6.1.	Les sollicitations :	274

13.6.2. Combinaison :	278
13.6.3. Effort revenant à chaque pieu :	278
13.6.4. Calcul du ferrailage :	279
13.6.5. Schéma de ferrailage :	282
13.7. Etude de ferrailage des pieux sous culée :	283
13.8. Conclusion :	285

Liste des figures

Liste de figures

Chapitre 01 : Introduction et présentation de l'ouvrage.

Figure 1.1. Plan de situation (V-054.8).....	2
Figure 1.2. Vue en plan du viaduc.....	6
Figure 1.3. Vue en long du viaduc.....	7
Figure 1.4. Profil en travers du viaduc.....	7

Chapitre 02 : Caractéristiques des matériaux.

Figure 2.1. Diagramme contrainte déformation du béton.....	13
Figure 2.2. Diagramme contrainte déformation.....	15
Figure 2.3. Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.....	17

Chapitre 03 : Pré-dimensionnement du tablier.

Figure 3.1. Coupe transversale d'une poutre.....	19
Figure 3.2. Coupe transversale du tablier.....	24
Figure 3.3. Section médiane de la poutre seule.....	26
Figure 3.4. Section d'about de la poutre seule.....	27
Figure 3.5. Section médiane de la poutre De rive avec hourdis.....	28
Figure 3.6. Section médiane de la poutre Intermédiaire avec hourdis.....	28
Figure 3.7. Section d'about de la poutre De rive avec hourdis.....	30
Figure 3.8. Section d'about de la poutre Intermédiaire avec hourdis.....	30

Chapitre 04 : Calcul des charges et surcharges.

Figure 4.1. Vue latérale de la poutre en béton précontraint.....	33
Figure 4.2. Coupe transversale droite de la dalle.....	34
Figure 4.3. L'entretoise d'about.....	35
Figure 4.4. Coupe transversale du complément des charges.....	36
Figure 4.5. Schémas du système Bc.....	39
Figure 4.6. Schémas du système Bt.....	41
Figure 4.7. Schémas du système Br.....	42
Figure 4.8. Schémas du système Mc120.....	42
Figure 4.9. Schéma du système D240. Aucun schéma n'est ajouté.....	43

Chapitre 06 : Répartition transversale des efforts.

Figure 6.1. Une bande de 1 m de la dalle	62
Figure 6.2. La position des poutres.....	69

Chapitre 07 : Modalisation et comparaison.

Figure 7.1. Choix de l'affaire.....	85
Figure 7.2. Modélisation des poutres.....	86
Figure 7.3. Modélisation de la dalle.....	86
Figure 7.4. Modélisation du tablier.....	87
Figure 7.5. Système de charge A (L) 03 VC.....	87
Figure 7.6. Sous système Bc 03 VC.....	88
Figure 7.7. Système militaire Mc120.....	88
Figure 7.8. Charge exceptionnelle D240.....	89
Figure 7.9. Moment max à l'E.L.U.....	91
Figure 7.10. Moment max à l'E.L.S.....	91

Chapitre 08 : Etude de la précontrainte.

Figure 8.1. Précontrainte par pré tension.....	94
Figure 8.2. Précontrainte par post-tension.....	95
Figure 8.3. Disposition des câbles à mi travée.	101
Figure 8.4. Trace de câble à l'extrados.....	101
Figure 8.5. Trace de câble à l'intrados.....	103
Figure 8.6. Diagramme des contraintes normales (phase5).....	135
Figure 8.7. Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.....	137
Figure 8.8. Diagramme de la contrainte à L'ELU.....	138
Figure 8.9. Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée	139
Figure 8.10. Rupture du coin inférieur.....	152

Figure 8.11. Les trois zones à l'avale d'application de la précontrainte et la zone de régularisation.....	153
Figure 8.12. Le ferrailage de la poutre.....	156

Chapitre 09 : Etude de la dalle et l'entretoise d'about.

Figure.9.1. Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle.....	157
Fig.9.2. Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle.....	160
Figure 9.3. Schéma de ferrailage de la dalle.....	163
Figure 9.4. Dimensions de l'entretoise.....	164
Figure 9.5. Schéma de ferrailage de l'entretoise.....	172

Chapitre 10 : Calcul des déformations.

Figure 10.1. Diagramme des moments dans une poutre.....	174
Figure 10.2. Diagramme des moments sous la précontrainte.....	175

Chapitre 11 : Les équipements.

Figure 11.1. Appareil d'appui en élastomère fretté.....	179
Figure 11.2. Appareil d'appuis.....	179
Figure 11.3. Dimension de l'appareil d'appui.....	185
Figure 11.4. Les dimensionne des dés d'appui.....	186
Figure 11.5. Ferrailage de dés d'appuis.....	187
Figure 11.6. Oint de chaussée(type WP alu. 300).....	188
Figure 11. 7. Gargouille.....	189

Chapitre 12 : Etude de la pile.

Figure 12.1. Coupe transversale B-B de la pile.....	193
Figure 12.2. Coupe longitudinale A-A de la pile.....	194
Figure 12.3. Vue en plan.....	195
Figure 12.4. Partie qui travaille à la torsion.....	209
Figure 12.5. Coupe transversale du chevêtre.....	209
Figure 12.6. Schéma de ferrailage de la semelle.....	211
Figure 12.7. Charges appliquées au fut.....	212
Figure 12.8. Effet de flambement.....	218
Figure 12.9. Ferrailage de fut.....	220

Figure 12.10. Schéma de ferrailage de la semelle.....	228
Figure 12.11. Schéma de ferrailage du pieu.....	229

Chapitre 13 : Etude de la culée.

Figure 13.1. Coupe longitudinale dans la culée.....	232
Figure 13.2. Dimensionnement de la semelle.....	234
Figure 13.3. C.D.G des éléments de la culée.....	236
Figure 13.4. Schéma de ferrailage de corbeau.....	255
Figure 13.5. Plan d'encastrement du mur en retour.....	260
Figure 13.6. Plan du ferrailage du mur en routeur.....	266
Figure 13.7. Plan de ferrailage.....	275
Figure 13.8. Schéma de ferrailage de la semelle.....	284
Figure 13.9. Schéma de ferrailage du pieu.....	285

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre 01 : Introduction et présentation de l'ouvrage.

Tableau 1.1. Les hauteurs respectives des appuis.....	3
Tableau 1.2. Espace de comparaison.....	10

Chapitre 02 : Caractéristiques des matériaux.

Tableau 2.1. La résistance à la compression du béton à 28 jours.....	12
Tableau 2.2. La résistance à la traction du béton à 28 jours.....	12
Tableau 2.3. Les paramètres du câble de précontraint.	18

Chapitre 04 : Calcul des charges et surcharges.

Tableau 4.1. La variation de la section de la poutre.....	33
Tableau 4.2. La nature et les caractéristiques de couche de roulement.....	36
Tableau 4.3. Les poids du complément des charges.....	36
Tableau 4.4. Poids revenant à chaque poutre.....	37
Tableau 4.5. La classe du pont.....	38
Tableau 4.6. Valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	38
Tableau 4.7. Evaluation des charges de système A.....	39
Tableau 4.8. Valeurs de coefficient b_c	40
Tableau 4.9. Charges de B_c par essieu.....	41
Tableau 4.10. Coefficient de majoration de système B_t	41
Tableau 4.11. Charges de B_t par essieu.....	42
Tableau 4.12. L'effort de freinage du au système A(L).....	44
Tableau 4.13. Zone sismique groupe de pont et classification du site.....	44
Tableau 4.14. Coefficient d'accélération sismique.....	44

Chapitre 05: Répartition longitudinale des efforts.

Tableau 5.1. Les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre.....	46
Tableau 5.2. Les éléments de réduction dus au poids propre de hourdis pour chaque poutre.....	47
Tableau 5.3. Les éléments de réduction dus au poids propre d'entretoise pour chaque poutre.....	47
Tableau 5.4. Les éléments de réduction dus au poids propre de (Revêtement + chape) Pour chaque poutre.....	47
Tableau 5.5. Les éléments de réduction dus au poids propre de (Corniche + longrine + réseaux) pour chaque poutre.....	47
Tableau 5.6. Les éléments de réduction dus au poids propre pour chaque poutre.....	48
Tableau 5.7. Moments fléchissant à $X = 0.25L$	52
Tableau 5.8. Moments fléchissant à $X = 0.5L$	54
Tableau 5.9. Les moments fléchissant maximums.....	56
Tableau 5.10. Les efforts tranchants à $X = 0,00L$	58
Tableau 5.11. Les efforts tranchants à $X = 0,25L$	60

Chapitre 06 : Répartition transversale des efforts.

Tableau 6.1. Les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.65$	66
Tableau 6.2. Les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.70$	66
Tableau 6.3. Les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.692$	67
Tableau 6.4. Les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.65$	67
Tableau 6.5. Les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.7$	67
Tableau 6.6. Les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.692$	68
Tableau 6.7. Les valeurs de K_α pour $\theta = 0.692$	68

Tableau 6.8. Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 1.....	69
Tableau 6.9. Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 2.....	69
Tableau 6.10. Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 3.....	70
Tableau 6.11. Tableau récapitulatif des K_α	70
Tableau 6.12. Les valeurs de ε_0 pour $\theta=0.60$	71
Tableau 6.13. Les valeurs de ε_0 pour $\theta=0.70$	71
Tableau 6.14. Les valeurs de ε_0 pour $\theta=0.692$	71
Tableau 6.15. Les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.60$	72
Tableau 6.16. Les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.70$	72
Tableau 6.17. Les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.692$	72
Tableau 6.18. Les valeurs de ε_α pour $\theta=0.692$	73
Tableau 6.19. Les valeurs ε_α Pour la poutre 1.....	73
Tableau 6.20. Les valeurs ε_α Pour la poutre 2.....	73
Tableau 6.21. Les valeurs ε_α Pour la poutre 3.....	74
Tableau 6.22. Tableau récapitulatif des ε_α	74
Tableau 6.23. Les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$ pour $\theta=0.60$	74
Tableau 6.24. Les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$ pour $\theta=0.70$	74
Tableau 6.25. Les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$ pour $\theta=0.692$	75
Tableau 6.26. Les valeurs de $\overline{\varepsilon}_\alpha$ pour $\theta=0.692$ et $\alpha = 0.113$	75
Tableau 6.27: Les valeurs $\overline{\varepsilon}_\alpha$ Pour la poutre 1.....	76
Tableau 6.28. Les valeurs $\overline{\varepsilon}_\alpha$ Pour la poutre 2.....	76
Tableau 6.29. Les valeurs $\overline{\varepsilon}_\alpha$ Pour la poutre 3.....	76
Tableau 6.30. Tableau récapitulatif des $\overline{\varepsilon}_\alpha$	76

Tableau 6.31. Les valeurs des moments dans les différentes poutres à $X=0.25L$.	77
Tableau 6.32. Les valeurs des moments dans les différentes poutres à $X=0.5L$.	77
Tableau 6.33. Les valeurs des moments maximums dans les différentes poutres.	78
Tableau 6.34. La poutre la plus sollicitée.	78
Tableau 6.35. Combinaison des moments ELU.	78
Tableau 6.36. Combinaison des moments ELS.	79
Tableau 6.37. Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à $X=0.0L$.	79
Tableau 6.38. Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à $X=0.25L$.	79
Tableau 6.39. La poutre la plus sollicitée.	80
Tableau 6.40. Combinaison à ELU.	80
Tableau 6.41. Combinaison à ELS.	80
Tableau 6.42. Les combinaisons max des moments dans chaque poutre.	81
Tableau 6.43. Les combinaisons max des efforts dans chaque poutre.	81

Chapitre 08 : Etude de la précontrainte.

Tableau 8.1. Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée ($0,5L$).	95
Tableau 8.2. Longueurs des câbles.	107
Tableau 8.3. Position de câble moyen.	108
Tableau 8.4. Les distances du point d'application.	110
Tableau 8.5: Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=0.00m$.	110
Tableau 8.6. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=1.00m$.	111
Tableau 8.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=5m$.	111

Tableau 8.8. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=5m$	111
Tableau 8.9. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=10m$	112
Tableau 8.10. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=20m$	112
Tableau 8.11. Différentes valeurs de $\alpha(rd)$	115
Tableau 8.12. Les longueurs L_x en (m).....	116
Tableau 8.13. Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPA).....	116
Tableau 8.14. Calcul de la longueur du câble.....	117
Tableau 8.15. Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.....	118
Tableau 8.16. Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections.....	120
Tableau 8.17. Pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 1 ^{ere} famille sous l'effet de 2 ^{eme} famille.....	121
Tableau 8.18. Pertes instantanées totales aux différentes sections.....	122
Tableau 8.19. La tension probable dans différents sections.....	122
Tableau 8.20. Les pertes dues au retrait du béton en (MPA.).....	125
Tableau 8.21. Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPA).....	127
Tableau 8.22. Les pertes dues au fluage du béton en (MPA).....	128
Tableau 8.23. Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPA).....	128
Tableau 8.24. Les pertes totales moyennes dans les différentes sections.....	129
Tableau 8.25. La tension finale probable dans différentes sections.....	129
Tableau 8.26. Caractéristiques géométriques de la section à $x=0.00m$	133

Tableau 8.27. Vérification des contraintes à $x=0.00$ m.....	133
Tableau 8.28. Caractéristiques géométriques de la section à $x=10$ m.....	133
Tableau 8.29. Vérification des contraintes à $x=10$ m.....	134
Tableau 8.30: caractéristiques géométriques de la section à $x=20$ m.....	134
Tableau 8.31. Vérification des contraintes à $x=20$	134
Tableau 8.32. Caractéristiques géométriques de la section nette à $X=0,00L$	145
Tableau 8.33. Vérification des contraintes de cisaillement.....	146
Tableau 8.34. Calcul P_i	150

Chapitre 12 : Etude de la pile.

Tableau 12.1. Répartition des surcharges (une seule travée chargée).....	200
Tableau 12.2. Répartition des surcharges (deux seule travée chargée).....	200
Tableau 12.3. Combinaison des charges et surcharges en ELU et ELS	203
Tableau 12.4. Réaction dues aux surcharges.....	213
Tableau 12.5. Combinaison 01 et 02.....	216
Tableau 12.6. Combinaison 03 et 04.....	217
Tableau.12.7. Combinaison 01 et 02 en ELU.....	223
Tableau 12.8 : combinaison 01 et 02 en ELS.....	224

Tableau.12.9. Combinaison 03 et 04.....	225
--	-----

Chapitre 13 : Etude de la culée.

Tableau 13.1. M_r et M_s appliqués sur la culée à vide et avec remblais.....	239
---	-----

Tableau 13.2. M_r dû à la poussée des terres et aux surcharges.....	239
--	-----

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 :

Les indices sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature, représentables par le même symbole, mais se rapportant à des matériaux, des âges ou des rôles mécaniques différents.

Ces indices sont constitués, sauf exceptions, par une ou plusieurs minuscules latines, ou d'une majuscule latine éventuellement suivie de minuscules latines ou des chiffres.

Un indice ou une suite d'indices peut être omis dans le but d'alléger l'écriture s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

L'apostrophe :

L'apostrophe peut servir à distinguer deux grandeurs de même nature différant par leur emplacement géométrique ou leur signe. Les éléments supérieurs peuvent ainsi être distingués des éléments inférieurs d'une même section (fibre, membrure, armatures).

✓ 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 :

As : Aire d'une section d'armatures passives.

Ap : Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

At : 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.

Es : Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

Ei : Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).
Ev : 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.
Mg : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.
Mq : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.
Mu : Moment de calcul pour l'état limite ultime.
Mser : 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).
bo : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.
bn : 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).
fe : limite élastique d'un acier pour armature passive.
fpe : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.
fpr : limite de rupture d'un acier.
fcj : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
fc28 ou **fc** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).
ftj : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

ft28 ou **ft** : 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.
st : espacement des armatures passives transversales.
st : 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 (indiqué).
 δ (delta) : variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque).
 ξ (epsilon) : déformation relative.
 ξ_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.
 ξ_r : 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_{1000} : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.
 σ (sigma) : contrainte normale.
 σ_b : contrainte du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.
 σ_{bt} : contrainte de traction du béton.
 σ_s : contrainte de l'acier passif.
 σ_p : contrainte de l'acier de précontrainte.
 τ (tau) : contrainte tangente.
 τ_s : contrainte d'adhérence.
 φ (phi) : coefficient de frottement par unité de longueur ; angle.
 ω (oméga): angle.

EL : Equilibre limite.
BA/PEL : béton armé/précontraint aux états limite
HA : haute adhérencen

✓ **Autres notations et symboles**

Δ : Variation ou différence.
 $\Delta\sigma$ = variation de contrainte
 $\Delta\theta$ = différence de température).
 Σ : sommation.
 \emptyset : diamètre nominal d'une armature.
 ∞ : final (au temps conventionnel égal à l'infini).
 K_a :coefficiente de repartition trans.moments
 ε_a : coefficente de repartition trans. effo. tanch.
 E : Module d'Young.
 W : poids
 R : force de réaction
 F : force due au renforcement
 H_n :force laterale a la tranche
 Z : profondeur
 r : rayon
 θ : angle du plan de rupture
 K : coefficient de participation du renforcement
 V_n : force normale a la tranche
 D : travail interne
 δ : Déplacement unitaire.
 γ_{dry} : Poids volumique Humide.
 ν : Coefficient de Poisson.
 σ : Contrainte.
 τ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).
 φ : Angle de frottement interne du sol.
 c : Cohésion du sol.
 EA : Rigidité normale.
 EI : Rigidité de flexion.
 G : Module de cisaillement.

✓ **Abréviations**

LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
MEF : Méthode des Eléments Finis.
SETRA : Société d'étude de la terre armée.
GTR : Guide technique de réalisation.
AL : Analyse limite.

Introduction générale

Introduction générale

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toutefois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appelons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit sur site.

Le souci de l'ingénieur est d'avoir comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Pour ces raisons, le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de multiples disciplines, telles que la géotechnique, le calcul des structures, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations.

Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumise simultanément à des sollicitations combinées.

A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation de plusieurs paramètres déterminants (le coût, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon détaillée, pour déterminer la variante la plus optimale possible, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

L'objectif principal de notre projet de fin d'étude, est de réaliser l'étude et la conception d'un viaduc autoroutier. L'ouvrage d'art en question s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est Ouest sur 110 km, Sa longueur est de 200 m, implanté dans la section de la wilaya de Mila entre le PK 54+724 et le PK 54+924.

Notre projet de fin d'études est principalement divisé en treize (13) chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage, tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception ;
- Le second chapitre est consacré aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage d'art ;

- Le troisième chapitre présente le prédimensionnement des différents éléments constitutifs du tablier.
- Le quatrième chapitre présente la définition et le calcul des charges et des surcharges (permanentes ou d'exploitations) que l'ouvrage objet de notre PFE va supporter.
- Le cinquième chapitre est consacré à la répartition longitudinale des efforts, et au calcul des sollicitations à travers l'utilisation des règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences et le théorème de BARRE.
- Le sixième chapitre présente l'étude de la répartition transversale des sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement et de déduire la poutre la plus sollicitée ;
- Le septième chapitre contient la modélisation du tablier de notre ouvrage en utilisant le logiciel ROBOT Millénium. Une comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant la méthode des lignes d'influence et la répartition par la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel ROBOT Millénium a été faite ;
- Le huitième chapitre présente l'étude de la précontrainte ainsi que les vérifications qui correspondent aux différentes pertes des charges ;
- Le neuvième chapitre est consacré à l'étude de la dalle et de l'entretoise d'about ;
- Le dixième chapitre est réservé au calcul des déformations et des déplacements au niveau d'appuis ;
- Le onzième chapitre présente le dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage à savoir ; appareils d'appui, dés d'appui et joins de chaussée. Les choix adoptés pour ces équipements ont été vérifiés par rapport aux normes et aux guides techniques ;
- Le douzième chapitre contient le dimensionnement de la pile ainsi que le calcul des différentes sollicitations agissantes sur cette dernière sous les charges appliquées (poids propre du tablier, tous les systèmes de charge,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle,...etc.) a été effectué, avec une présentation de tous les schémas de ferrailage. ;
- Le treizième chapitre présente le dimensionnement de la culée ainsi que le calcul des sollicitations agissantes sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (poids propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

**Chapitre 01:
Introduction et présentation
de l'ouvrage.**

1.1. Introduction :

Depuis longtemps, l'être humain a construit des ponts à cause de leur rôle important, afin de pouvoir se déplacer ou transporter son matériel au-dessus de rivières, voies ferrées, chemins ou tout autre obstacle.

D'une façon générale, on appelle un pont tout ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle naturel (cours d'eau, brèche,...etc.) ou artificiel (chemin de communication, route,...etc.), on peut distinguer plusieurs types de pont à savoir : [1]

Pont-route, pont-rail et pont-canal, sa composition structurale comprend deux parties :

- La superstructure qui supporte le trafic.
- L'infrastructure qui sert comme support de la superstructure.

La conception d'un pont nécessite une étude complète et pointue de dimensionnement, afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuel dus à la circulation. Le concepteur doit également pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, vu que cet ouvrage est destiné à offrir un service d'usagers, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments liés aux conditions de son implantation sur site, ces paramètres ont une influence importante sur sa conception.

La réalisation des ponts a connu un progrès notable, qui est lié au développement dans les matériaux de construction, les techniques d'exécution et les méthodes de calcul et de dimensionnement.

1.2. But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art (viaduc à poutre en béton précontraint), cet ouvrage fait partie du projet de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est-Ouest sur 110 km.

1.3. Présentation de projet :

1.3.1. Position de l'ouvrage :

Il s'agit d'un viaduc situé au point kilométrique 54 (du PK 54+724 au PK 54+924) du projet de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest, l'ouvrage en question permettra de franchir un obstacle (une brèche).



Figure 1.1. Plan de situation (V-054.8).

1.3.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage, qui fait l'objet de notre projet de fin d'étude, s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-ouest implanté au niveau de la wilaya de MILA entre le PK 54+724 et le PK 54+924.

Cet ouvrage d'art est constitué de cinq (05) travées isostatiques et identiques à poutres en béton précontrainte de 40 m de longueur pour chacune, soit 200 m de longueur totale (entraxe, appuis, culées) et d'une largeur de 13,25 m, le viaduc est implanté dans un alignement droit.

L'ouvrage est constitué de deux parties:

a) La superstructure : qui comprend :

- **La poutraison** : le pont est constitué de cinq (5) travées dont chacune est constituée de cinq (05) poutres préfabriquées en béton précontraint en forme de T, d'une longueur égale à 40 m et d'une hauteur de 2,00 m, espacées de 2,9 m.
- **Le platelage** : c'est un hourdis en béton armé de 26 cm d'épaisseur, surmonté d'une couche de revêtement de 08cm d'épaisseur.
- **La chaussée** : comporte
 - Trois voies de circulation ayant une largeur de 3.5m ;
 - Une bande dérasée gauche de 1.0 mètres de largeur ;
 - Une bande dérasée droite de 0.5 mètres de largeur.

b) L'infrastructure : Les cinq travées s'appuient sur deux culées et quatre piles.

- **Les culées** : elles définissent les origines du pont à chaque extrémité du tablier en assurant la transition entre la voie sur terre (profil autoroutier) et la voie sur pont (profil ouvrage d'art). Les deux culées sont des culées remblayées constituées par mur garde grève, mur de frontal, murs en retour, une dalle de transition et un corbeau arrière, elles sont fondées sur des fondations profondes (pieux de diamètre de 1,2 m) couronnées par une semelle.
- **Les piles** : sont des appuis intermédiaires, l'ouvrage repose sur quatre (04) piles, chacune composée d'un fût et d'un chevêtre de liaison.

Les piles sont fondées sur des pieux de diamètre de 1,20 m, couronnés par une semelle.

Les hauteurs respectives des appuis entre la face supérieure de la semelle et la face intérieure du chevêtre sont résumées dans le tableau suivant :

Appuis	C1 (côté DJEN DJEN)	P ₀₁	P ₀₂	P ₀₃	P ₀₄	C2 (côté EULMA)
Hauteur moyenne (m)	7,40	13,05	11,70	13,30	7,40	5,65

Tableau 1.1. Les hauteurs respectives des appuis.

- **Les fondations** : en fonction de la nature du sol support, des fondations profondes sont retenues.
 - Le diamètre du pieu privilégié est de 1.2 m afin d'uniformiser la conception.
 - Le pourcentage de ferrailage minimum longitudinal des pieux est porté à **5 %** A_b .
 - Semelle de liaison pour fondation profondes.
 - Un débord du périmètre de la semelle égale au diamètre du pieu est prévu par rapport à l'axe du pieu le plus proche.
 - Pour éviter l'effet de groupe dans les pieux d'une même semelle, un entraxe minimal de 3.6 est requis entre les pieux.

1.4. Conception de l'ouvrage :

L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaître l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement des obstacles naturels ou artificiels.

Ces ouvrages peuvent différer l'un de l'autre par la structure, les matériaux, les méthodes de construction utilisées et le fonctionnement mécanique de l'ouvrage, ainsi, pour un site donné, l'ouvrage le plus adapté dépend non seulement du contexte socio – économique, mais aussi des contraintes dimensionnelles et fonctionnelles, et des données naturelles du site.

Donc, la détermination de type d'ouvrage dépend essentiellement des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

1.4.1. Données naturelles:

Qui sont l'ensemble des éléments d'environnement et des conditions d'implantation de l'ouvrage sur site qui déterminent sa conception. [2]

1.4.1.1. Les données géotechniques :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement nécessaires pour déterminer le type de fondation des appuis, mais aussi constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Les données géotechniques disponibles pour notre cas comportent :

- Des essais de sondage préssiométriques (PD 53) effectués aux endroits projetés pour les appuis de notre ouvrage (voir l'annexe) ;
- Des sondages carottés.

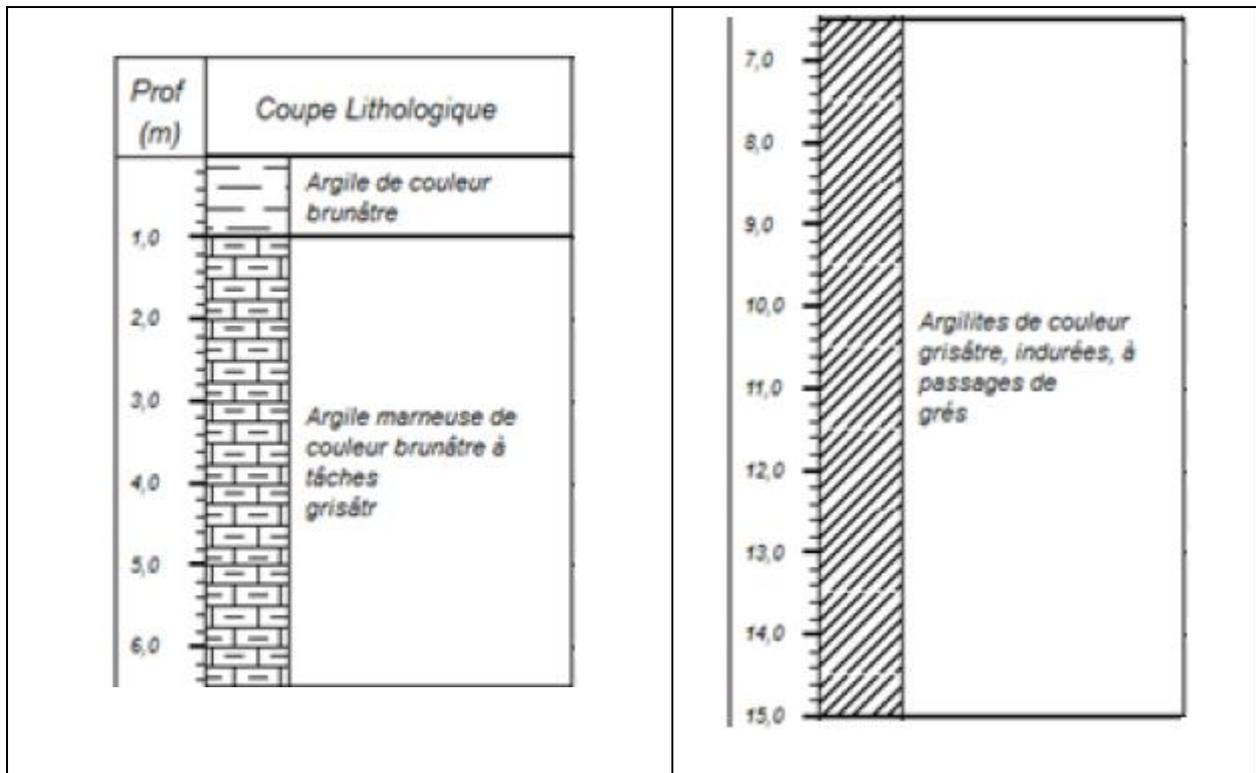


Figure 1.2. Sondage carotté.

➤ **Type de fondation recommandé:**

En fonction de la nature des sols déterminés à partir des sondages carottés et des sondages préssiométriques, ainsi que des résultats des essais de laboratoire, des fondations profondes en pieux ont été retenues.

- Le diamètre du pieu privilégié est de 1.2 m;
- La profondeur des pieux est de 20 m.

1.4.1.2. Les données topographiques :

Il convient de disposer d'un relevé topographique aussi précis que possible pour déterminer le degré des terrassements et les côtes d'implantation des appuis. Une vue en plan de la brèche permet d'indiquer les possibilités d'accès.

Notre projet se situe dans un environnement relativement difficile du point de vue réalisation et accès.

1.4.1.3. Les données hydrologiques :

L'étude hydrologique a pour objectif de déterminer les caractéristiques hydrologiques liées au site d'implantation de l'ouvrage (la section d'écoulement, le débit de dimensionnement, le niveau maximal des eaux s'il y a lieu), ces paramètres devront être pris en compte dans le calcul de l'ouvrage de franchissement.

1.4.1.4. Les données hydrauliques :

Le calcul hydraulique permet de déterminer les conditions d'écoulement de l'eau sous l'ouvrage.

Pour notre cas, l'ouvrage est conçu pour traverser une brèche, le débit de la coulée est très faible, cette dernière n'a pas d'influence, quant au niveau de la semelle des poutres du viaduc.

1.4.1.5. Les données climatiques :**a) Effet du vent :**

Le titre II du fascicule 61 du CPC admet des hypothèses simplificatrices pour évaluer l'action du vent sur les ponts, dans les circonstances courantes. [3]

- Pour les ouvrages en service, la pression normale est fixée forfaitairement 2000 N/m^2 lorsque le vent souffle perpendiculairement à l'axe de la chaussée.
- Pour les ouvrages en cours d'exécution, cette pression est fixée à 1250 N/m^2 ou bien 1000 N/m^2 suivant que la phase de chantier considérée excède ou n'excède pas un mois.
- Sur les piles hautes et minces, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique ou parallèle à la chaussée, dont l'intensité est comprise entre 500 et 1000 N/m^2 suivant les cas figures.

b) Effet de la neige :

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les ponts, cela peut se produire dans certains cas particuliers.

- Passerelles piétonnes couvertes.
- Passerelles piétonnes couvertes ou découvertes en site montagneux.

c) Effet de la température :

Les variations de température à prendre en compte sont indiquées dans les règlements de calcul, applicable aux différents matériaux, ces effets interviennent notamment dans le dimensionnement des joies de chaussées.

Notre ouvrage est localisé en zone tempérée.

d) Effet de séisme :

Le titre II du fascicule 61 prescrit de tenir compte des charges sismiques, celles-ci sont évaluées en fonction de la région d'implantation de l'ouvrage. [3]

Pour notre projet la classification parasismique de la zone JIJEL-MILA est correspond à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0.25. [4]

Le présent ouvrage supporte des voies autoroutières, donc il est classé dans le groupe d'importance 1, et satisfait les exigences de la sécurité publique et de la défense nationale.

1.4.2. Données fonctionnelles :

Ce sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière ou ferroviaire. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de ladite opération. Le cadre du projet est donc fixé, et il n'est pas toujours possible de tant soit peu le modifier, car le coût du pont est souvent faible devant celui de l'opération. Toutefois, en site urbain ou lorsque se posent des problèmes majeurs de fondations, le choix du tracé doit impérativement tenir compte des ouvrages dont le coût relatif peut alors être exceptionnellement élevé.

1.4.2.1. Données relatives à la voie portée :

Les caractéristiques fonctionnelles des voies portées sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers. [2]

a) Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. Cet axe à un caractère conventionnel, il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

Pour notre cas, la géométrie de l'ouvrage a une longueur de 200 m.

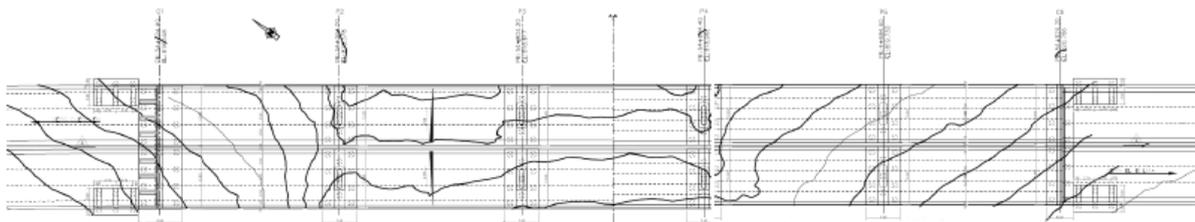


Figure 1.3. Vue en plan du viaduc.

b) Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.

Pour notre ouvrage :

- Il traverse une brèche sur une longueur de 200 m, les éléments porteurs pour notre ouvrage ont des hauteurs qui se varient entre 5 et 14 m.

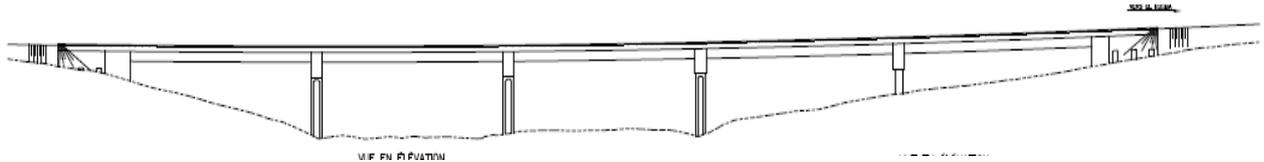


Figure 1.4. Vue en long du viaduc.

c) Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie, le nombre de voie portées par l'ouvrage, ainsi que les équipements utilisés, ces derniers sont présentés sur une coupe transversale de l'ouvrage en question.

Le profil en travers de notre ouvrage est composé :

- Une largeur totale de 13.25 m.
- Une chaussée comportant trois voies de circulation de 3.5 m chacune et une bande dérasée gauche de 1.0 mètres de largeur et une bande dérasée droite de 0.5 mètres de largeur.
- Une dalle de béton armé de 26 cm d'épaisseur.
- Revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur
- La chaussée présente un devers unique de 2.5 %.
- Cinq 05 poutres préfabriquées en béton précontraint de 2.00 m d'hauteur.

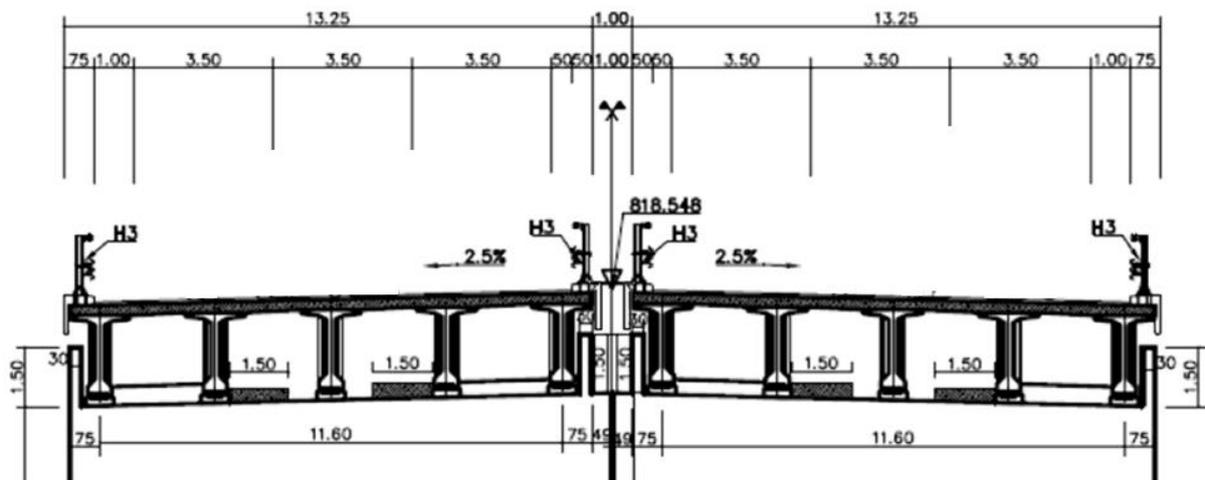


Figure 1.5. Profil en travers du viaduc.

1.4.2.2. Données relatives à l'obstacle franchi:

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie. Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

- **Le gabarit :** Il s'agit de l'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre.

Pour notre cas, l'ouvrage est conçu pour traverser une brèche, donc l'étude du gabarit ne sera pas prise en considération.

1.5. Choix de la conception de l'ouvrage :

Le concepteur doit connaître les éventuels des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites d'emploi et leurs coûts. Dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, le présent chapitre comporte une analyse des différentes variantes possibles pour notre ouvrage, leurs avantages, leurs inconvénients et leur mode de construction qui dispose du matériel spécifique.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalles en béton armé ou précontraint coulées en place vue la grande difficulté d'étayage et de coffrage. On a opté à proposer les variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante. Les variantes étudiées sont les suivantes :

- Pont à poutres en béton armé.
- Pont à poutres en béton précontraint.
- Pont mixte ou métallique.
- Ponts haubanais.

1.5.1. Avantages et inconvénients des variantes :**a. Les ponts à poutre en béton armé :**

Pour ce type, le tablier est constitué de poutres longitudinales, de longueur qui peut aller jusqu'à 20m.

Ce type d'ouvrage a été largement employé au début des programmes de travaux autoroutiers.

➤ Les avantages :

- Nécessite un entretien réduit par rapport aux ponts métalliques ou mixtes.
- 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 et sensibles aux tassements différentiels.
- Complication de coffrage le rend relativement couteux en main d'œuvre.

b. Ponts à poutres en béton précontraint :

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte, soit par prétention ou par post tension. Ils sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m. Leurs portées les plus économiques situent entre 30 et 35m.

➤ **Les avantages :**

- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure le rend insensible aux tassements différentiels des appuis.
- La matière est bien utilisée car le béton est toujours comprimé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers de BA.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport les ouvrages en béton armé.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages
- Le pont à poutres en B.P ne nécessite pas beaucoup d'entretien.

➤ **Les inconvénients :**

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

c. ponts à tablier 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.

1.5.2. Analyse multicritère des variantes possible:

	Pont métallique	Pont en béton armé	Pont en béton précontraint
Economie	-	-	+
Entretien	-	-	+
Esthétique	-	+	+
Exécution	+	+	+
Délai	+	+	+

Tableau 1.2. Espace de comparaison.

Indices d'appréciations : (+) : favorable et (-) : peu favorable

1.6. Conclusion :

Suite à la comparaison des différents variantes, notre choix porte sur la réalisation d'un pont à poutres précontraintes par post-tensions de quatre (04) piles et deux (02) culées, donc un pont à cinq (05) travées indépendantes et identique de 40 m de longueur pour chacune.

Chapitre 02: Caractéristiques des matériaux.

2.1. Introduction :

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés ; le béton et l'acier.

Nos calculs des différentes sections de notre ouvrage qui sont soit en béton précontraint ou en béton armé ont été conçus sur la base des règlements B.E.A.L 91 et B.P.E.L91. [5], [6]

2.2. Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés sont : le béton, le béton précontraint, armatures passives (aciers hautes adhérences), armatures actives (torons).

2.2.1. Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants, dont des proportions est convenables.

Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs : [7]

- Qualité du ciment ;
- Dosage en ciment ;
- Teneur en eau ;
- L'âge du béton ;
- La température ;
- L'humidité.
- La durée de chargement.

a. La résistance à la compression :

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par sa résistance caractéristique requise (ou spécifiée) à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . La résistance à la compression est mesurée par essai de compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre, suivant le mode opératoire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de j jours inférieur à 28, 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 :

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

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

Pour un béton à l'âge de plus de 28 jours, lorsque l'on doit justifier la résistance des sections, on conserve : $f_{cj} = f_{c28}$.

- Les classes des bétons utilisées pour notre projet sont :

BETON		$f_{c28}(Mpa)$
superstructure	poutres	41
	hourdis	27
Infrastructure (culées, piles et pieux)		27

Tableau 2.1. La résistance à la compression du béton à 28 jours.

b. Résistance caractéristique à la traction :

Notée f_{t28} , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}.$$

Cette formule n'est valable que pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 Mpa.

Pour notre projet, les résistances à la traction sont résumées dans le tableau suivant :

BETON		$f_{t28}(Mpa)$
superstructure	poutres	3,06
	hourdis	2,22
Infrastructure (culées, piles et pieux)		2,22

Tableau 2.2. La résistance à la traction du béton à 28 jours.

c. Contrainte de calcul à l'E.L.U :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Le coefficient θ est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à **24h**, le coefficient en question prend la valeur **0.9** lorsque cette durée est comprise entre **1h** et **24h**, et une valeur de **0.85** lorsqu'elle est inférieure à **1h**. [5]

Avec γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

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

Pour notre projet on a : $\theta = 1$ (durée > 24h).

- Dans le cas accidentel : $\gamma_b = 1.15$.

$$f_{bu} = 30,30 \text{ Mpa} \quad \text{pour} \quad f_{c28} = 41 \text{ Mpa}.$$

$f_{bu} = 19.95 \text{ Mpa}$ pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

- Dans le cas durable :

$f_{bu} = 23.23 \text{ Mpa}$ pour $f_{c28} = 41 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 15.3 \text{ Mpa}$ pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

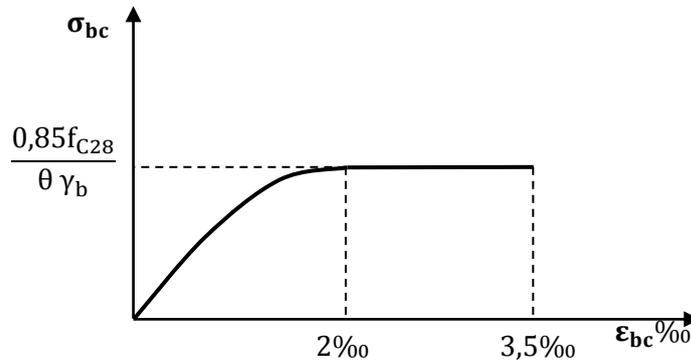


Figure 2. 1. Diagrammes Contrainte Déformation du béton.

d. Contrainte de calcul pour l'E.L.S:

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28}.$$

Pour notre projet :

$$\sigma_b = 0,6 \times 41 = 24,6 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{t28} = 41 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_b = 0,6 \times 27 = 16,20 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{t28} = 27 \text{ Mpa}.$$

e. Déformations longitudinales :

Selon l'article 2.1.4 du fascicule 62-titre I (section II) :

Pour : les charges dont la durée d'application est inférieurs à 24 heures, le module de déformation est donné par la formule : [8]

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

Donc :

$$E_{ij} = 37930,389 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{t28} = 41 \text{ Mpa}.$$

$$E_{ij} = 330000 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{t28} = 27 \text{ Mpa}.$$

Pour les charge de longue durée, sa formule est donnée par :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

Donc :

$$.E_{ij} = 12758,404 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{t28} = 41 \text{ Mpa.}$$

$$.E_{ij} = 11100 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{t28} = 27 \text{ Mpa.}$$

f. Déformation transversale du béton :

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

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

ν : Coefficient de Poisson :

- Etats limites de service :

- Pour le calcul des sollicitations :

$$\nu = 0,20 \text{ (B.P)} \quad \text{et} \quad \nu = 0,15 \text{ (B.A)}$$

- Pour le calcul des déformations :

$$\nu = 0 \text{ (B.A et B.P).}$$

- Etats limite ultimes : $\nu = 0 \text{ (B.A et B.P)}$.

2.2.2. L'acier :

L'acier est un matériau qui évalue et cumule de multiple avantage pour la construction (recyclage, durabilité, audace de la forme,...etc.), dans le domaine du bâtiment et travaux publics.

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

- Aciers actifs : qui créent et maintiennent la précontrainte du béton.
- Aciers passifs : passifs nécessaires pour reprendre les zones tendues des différentes sections et de prendre les efforts tranchants (en l'absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration, les aciers de montage pour constituer une cage d'armatures maintenant les autres aciers de calcul.

2.2.2.1. Acier de béton armé :

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA).

- Nous utiliserons un acier $f_e E500$.

a. Limite d'élasticité :

Notée : f_e

Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe $F_e E50$ dont la limite élastique égale à 500 Mpa.

b. Module de déformation élastique de l'acier (E_s):

$$.E_s = 200 \text{ Gpa.}$$

c. Poids volumique de l'acier (γ_{acier}):

$$\gamma_{acier} = 78,5 \text{ KN/m}^3.$$

d. Contrainte limite de traction :

➤ E.L.U :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

➤ E.L.S :

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration : [5].

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$.
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$.
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$.

Avec : η représente le Coefficient de fissuration.

$n = 1$ ———> Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ ———> Aciers à haute adhérence

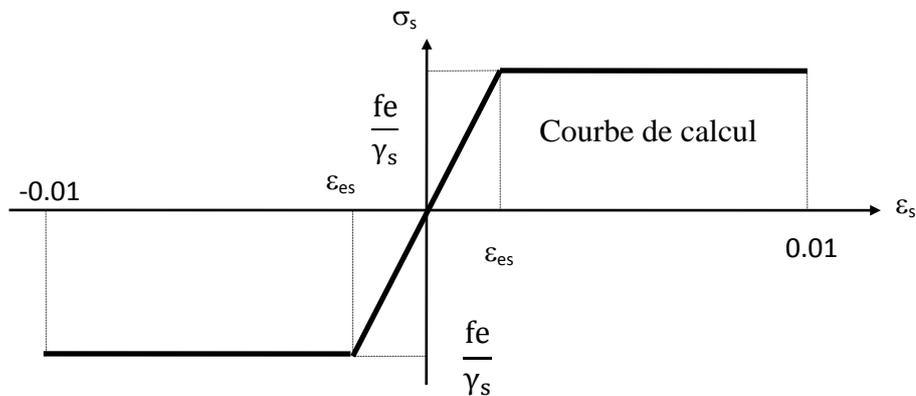


Figure.2.2. Diagramme contrainte - déformation

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie à 500 MPa

2.2.2.2. Acier de béton précontraint :**❖ Fils :**

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence avec le béton (pré-tension).

Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.

❖ Torons :

Ce sont les ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

12,5 mm (fréquemment désigné par T13).

12,9 mm (T13S).

15,2 mm (T15).

15,7 mm (T15S).

Ces armatures sont employées aussi bien en pré-tension (dans les pièces importantes) qu'en post-tension.

❖ Barre :

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m).

Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm.

Leur limite élastique est plus faible que celle des fils et des torons.

Pour la précontrainte par post-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

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

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. [6]

➤ **Module de Young :**

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

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

$$E_p = 195\,000 \text{ Mpa} \text{ Pour les torons.}$$

➤ **Caractéristiques mécaniques**

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

- section nominale de l'armature ;
- la contrainte maximale garantie à rupture f_{prg} ;
- la contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité f_{peg} ;
- coefficient de relaxation ρ_{1000} ;
 $\rho_{1000}=2,5\%$ pour la classe TBR (Très Basse Relaxation) ;
 $\rho_{1000}=8\%$ pour la classe RN (Relaxation Normale) ;
- adhérence au béton ;
- module de déformation longitudinale ;
- diagramme efforts-déformations.

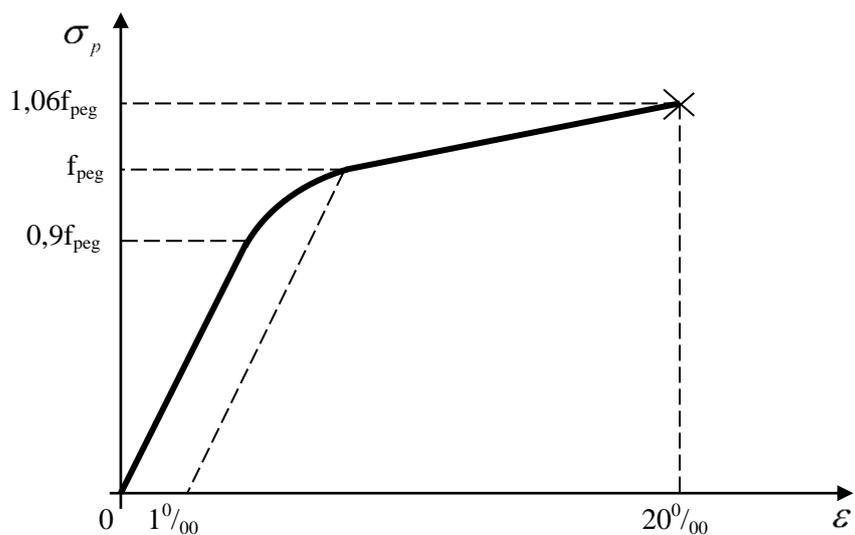


Figure 2.3. Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

➤ **Pour notre projet :**

On adopte des câbles à très basse relaxation (TBR) conformes à la norme française XP-A35-045, EN 10138 et à l'article 2.1 du Fascicule 62-Titre I (Section II). [8]

Les paramètres des câbles sont indiqués sur le tableau suivant :

numéro	Notion	valeur	unité
Diamètre nominal	Φ	15.2 ($\Phi 0.6''$)	mm
section nominale	A_p	139	mm ²
Masse nominale	Y	1.09	Kg/m
Charge de rupture garantie du câble	f_{prg}	1860	Mpa
Charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0.1%	f_{peg}	1656	Mpa
Force nominal de rupture garantie	F_r	≥ 258	KN
Force nominale à la limite caractéristique d'élasticité à 0.1%	F_p	≥ 219	KN
Module de la déformation élastique	E_p	195	Gpa
La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures	ρ_{1000}	≤ 2.5	%

Tableau 2.3. Les paramètres du câble de précontraint.

2.3. Conclusion :

Dans ce chapitre nous sommes focalisés sur les différents matériaux (le béton, le béton précontraint, les armatures passives « aciers hautes adhérences », armatures actives « torons »), utilisés pour la conception et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristiques mécaniques telles que (la résistance à la compression, la résistance de traction, ...etc.).

Chapitre 03:

Pré dimensionnement des éléments du tablier.

3.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments constitutifs du tablier. Les tabliers des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (VIPP) sont constitués de poutres en béton précontraintes par post-tension de hauteur constante, solidarisées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place en béton armé ou précontrainte transversalement, Les poutres ont un espacement de l'ordre de 3 à 4 mètres. Le hourdis peut être coulé entre les tables de compression des poutres (hourdis intermédiaire), ou par-dessus les tables (hourdis général).

Le type du tablier de notre viaduc est un tablier avec des poutres multiples en béton précontraint (BP) par post-tension avec des entretoises d'about, les éléments constituant le tablier sont :

- Les éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) ;
- Les équipements (corniche, dispositif de retenue,...etc.).

3.2. Caractéristiques géométriques du tablier :

3.2.1. Largeur du tablier :

La largeur totale de notre tablier est de 13.25 m.

3.2.2. Longueur des travées :

Chaque travée possède une longueur de **40 m**, elles sont au nombre de cinq (05) travées.

3.2.3. Les poutres :

La section transversale de notre poutre est de forme en **T** avec talon.

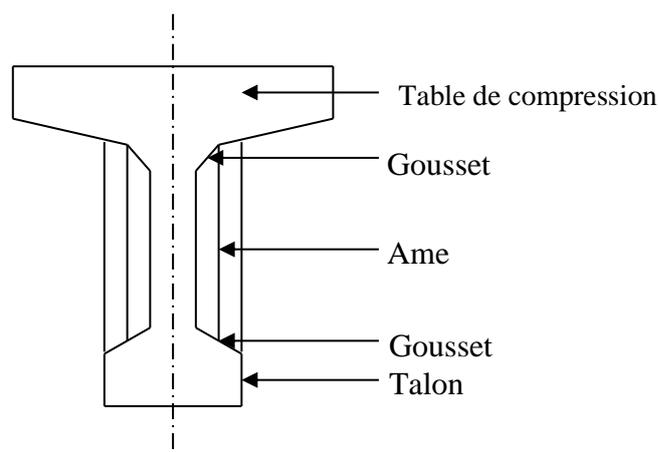


Figure 3.1. Coupe transversale d'une poutre.

a) Définition de la poutre :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en béton précontraint, servant comme support du plancher (dalle de pont).

b) Hauteur de la poutre (H_t):

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontraint, et même des sections de béton, et pour un but de limiter la flèche.

Généralement, l'élançement optimal H/L des poutres en post-tension se situe entre 16 et 22 ;
Avec L : est la longueur d'une travée.

H : la hauteur des poutres.

On a une longueur (L) maximale des poutres de 40 m, donc :

$$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{16}. \quad \text{d'ou} \quad 1,81 \leq H_t \leq 2,5.$$

On fixe la hauteur des poutres : $H_t = 2m$.

c) Epaisseur de l'âme (b_0):

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par les prescriptions réglementaires.

- **Au niveau de la section médiane :**

L'épaisseur de l'âme varie entre 0,15 et 0,25m ($0,15 < b_0 < 0,25m$).

On prend : $b_0 = 0,22$ m

- **Au niveau de la section d'about :**

L'épaisseur de l'âme en section d'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre l'emplacement des ancrages des câbles de précontraints. Pour cette raison, en adopte une épaisseur similaire à l'épaisseur du talon donc :

On fixe : $b_0 = 0,60$ m

d) Table de compression (membrure supérieure):

- **Largeur de la table de compression (b) :**

La largeur de la table de compression (b) : $b > 0,6H_t$

Avec H_t : la hauteur de la poutre ($H_t = 2$ m)

Donc: $b > 1.2$ m ; et comme les poutres ont la forme **T** et l'espacement entre leurs axes est de 2,9 m.

On prend : $b = 1.50 \text{ m}$

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

Pour une bonne mise en place des armatures passive, l'épaisseur de la membrure est comprise entre 10 et 15 cm : $10 < e < 15 \text{ cm}$.

On prend : $e = 1.0 \text{ m}$.

➤ **Gousset de la table de compression :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures et les câbles de précontrainte.

- A mi- travée : $\alpha_1 = 6,34^\circ \quad \Rightarrow e_1 = 0,05 \text{ m}$
 $\alpha_2 = 27,75^\circ \quad \Rightarrow e_2 = 0,1 \text{ m}$
- A l'appui :
 $\alpha = 6,34^\circ \quad \Rightarrow e = 0,05 \text{ m}$

e) Talon :

Le talon doit être dimensionné de façon qu'il puisse loger les câbles nécessaires dans l'axe de la travée et que les contraintes de compression à la construction n'excèdent pas les contraintes admissibles.

➤ **Largeur du talon (L_t):**

Le talon, dont les dimensions sont conditionnées à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontraint.

On prend : $L_t = 0,6 \text{ m}$

➤ **Epaisseur du talon (e_t):**

L'inégalité suivante doit être vérifiée : $e_t \geq 0,14 \text{ m}$.

$e_t = 0,2 \text{ m}$.

➤ **Gousset du talon :**

- A mi- travée : $\alpha = 46,46^\circ \quad \Rightarrow e = 0,2 \text{ m}$
- A l'appui : il n'y a pas de gousset.

f) L'espace entre axes des poutres (λ) :

L'espace entre poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées.

Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section en **T** avec talon, l'épaisseur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous conserve la possibilité de faire le choix entre 1,5 et 3m d'espace entre axes des poutres.

Donc on fixe : $\lambda = 2.9 \text{ m}$.

g) Nombre des poutres :

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive.

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.

$$L_a = 11,6m.$$

$$N = \frac{11,6}{2,9} + 1 = 05.$$

$$N = 05 \text{ poutres.}$$

3.2.4. La dalle (l'hourdis) :

Pour notre projet, la dalle est réalisée en béton armé et coulée sur place.

a) La définition de la dalle (l'hourdis) :

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de pédale en mortier de fibres ou en béton armé.

b) Largeur de la dalle (l_d) :

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

$$l_d = 13.1 \text{ m}$$

c) Longueur de la dalle (L_d) :

C'est la longueur parallèle à l'axe du pont, elle est égale à la longueur des poutres.

$$L_d = 40 \text{ m.}$$

d) Epaisseur de la dalle (e_d):

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversaux. L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30m :

$$0,20m < e < 0,30m,$$

Pour notre cas, on adopte une épaisseur $e_d = 0.26m$

3.2.5. Les entretoises :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres font l'assemblage des poutres principales

Pour notre entretoise on a :

La largeur est de 0,35m et la hauteur est de 1,8m.

3.2.6. L'équipement du tablier :

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception d'un ouvrage d'art, vu que ces derniers lui permettent d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

Un certain nombre d'équipements (étanchéité, appareils d'appui, joints de chaussée) conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

➤ Les équipements de notre ouvrage :

a. Appareils d'appui :

Les appareils d'appui sont en élastomère fretté conformément à la norme NF EN 1337-3 et au Guide technique de SETRA, Juillet 2007 pour les viaducs, les passages supérieurs et les passages inférieurs. [9]

b. Joints de chaussée :

Des joints de chaussée à bandes ou équivalents sont disposés sur chaque ouvrage.

c. Dispositifs de retenue :

Les dispositifs de retenue latérale (glissières métalliques) sont en acier galvanisé, composés de glissières de sécurité de niveau H3.

d. Fourreaux réseau multitubulaire :

Les fourreaux pour câbles sont en PEHD Ø90.

e. Enduits bitumineux :

L'enduit bitumineux pour les surfaces en béton en contact avec les sols est de flint kot.

f. Système d'étanchéité

L'étanchéité est de type mince et composée d'une feuille préfabriquée bitumineuse.

g. Béton bitumineux de la chaussée sur ouvrage :

Le béton bitumineux aura une épaisseur de 8 cm et sera associé à une couche d'étanchéité mince de 5 mm.

Cette couche étanche est disposée entre le tablier en béton armé coulé sur place et le béton bitumineux (BB).

3.2.7. Caractéristiques du pont (résumé) :

- **La portée** : la portée des poutres est de **40m**.
- **Profil en travers** : un devers unique de **2,5%**.
- **Les poutres** : **05** poutres de **40m** de longueur et de **2m** de hauteur espacées de **2,9m**.
- **La dalle** : une largeur droite de **13,1m** et une épaisseur de **0,26m**.
- **Les entretoises d'about** : **02** entretoises de largeur de **0.35m**.
- **Dispositifs de retenus** : glissières métallique sont en acier galvanisé, composés de glissière de niveau **H3**.
- **Chaussée** : de trois voies de **3,5m** chacune et un bande dérasée gauche de **1m** et un bande dérasée droite de **0,5m**.
- **Revêtement** : en béton bitumineux de **8cm** d'épaisseur.

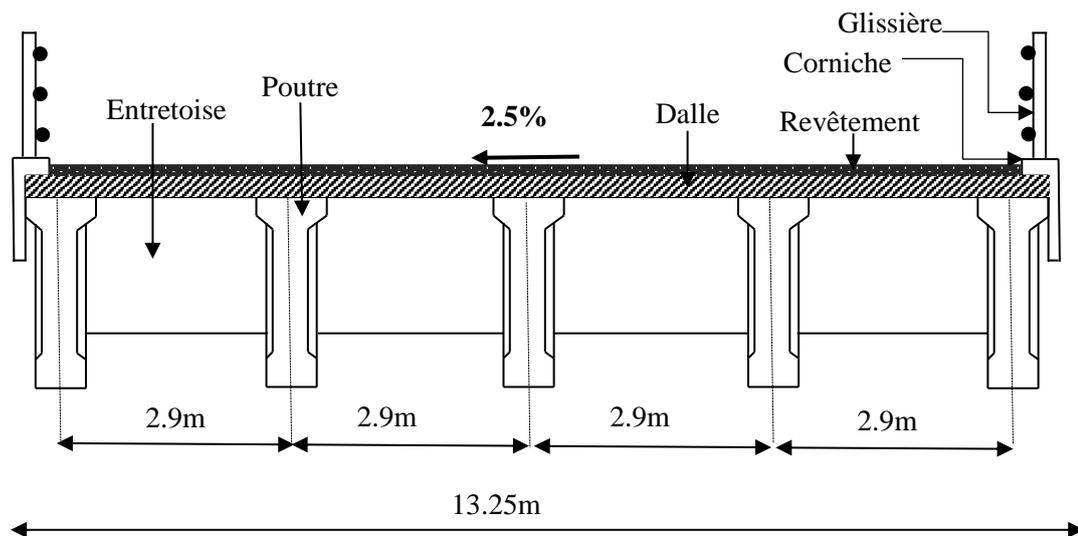


Figure 3.2. Coupe transversale du tablier

3.3. Caractéristiques géométriques des poutres :

3.3.1. Définitions :

➤ La section brute :

Elle résulte le plan de coffrage, c'est la section du béton seul sans tenir compte des évidements, des conduits destinés à recevoir les câbles de précontrainte ou leurs enclaves.

Elle est utilisée pour calculer le poids propre des éléments de la structure et les différentes rigidités.

➤ **La section nette :**

Elle est obtenue par la soustraction, de la section brute, des vides longitudinaux et transversaux comme les trous et les conduits.

3.3.2. Notation utilisées :

- Pour le calcul du moment d'inertie, on décompose la surface totale de la poutre (poutre avec hourdis) en surface élémentaire.
- On utilise la méthode de **HUYGHENS** :

$$I_{/\Delta} = I_g + B_i \times y_i^2$$

$I_{/\Delta}$: Moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

I_g : Moment d'inertie de la section considérée par rapport au centre de gravité.

B_i : Aire de la section d'un élément (i).

y_i : La distance entre l'axe neutre et l'axe (Δ).

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

- le moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

$I_g = \frac{bh^3}{12}$: Pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$I_g = \frac{bh^3}{36}$: Pour une section triangulaire ($b \times h$).

- Nous supposant que l'axe (Δ) est confondu avec la fibre supérieure de la section.

v_i : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

v_i' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

B : La section transversale totale de la poutre.

I_G : Le moment d'inertie par rapport au centre de gravité : $I_G = I_{/\Delta} - B_{brutte} \times V'^2$

ρ : Rendement géométrique de la poutre : $\rho = \frac{I_G}{B.V.V'}$

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

$S_{/\Delta}$: Moment statique de la section par rapport à l'axe (Δ): $S_{/\Delta} = B.y$

- Pour la section nette :

$$B_{nette} = B_{brute} - 5\% B_{brute}$$

$$S_{/\Delta \text{ nette}} = S_{/\Delta \text{ brute}} - 8\% S_{/\Delta \text{ brute}}$$

$$I_{/\Delta \text{ nette}} = I_{/\Delta \text{ brute}} - 10\% I_{/\Delta \text{ brute}}$$

- Le calcul des sections médianes et d'abouts des poutres de rive et intermédiaire avec et sans hourdis est détaillé ci-après.

3.3.3. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre seule :

a. Section médiane :

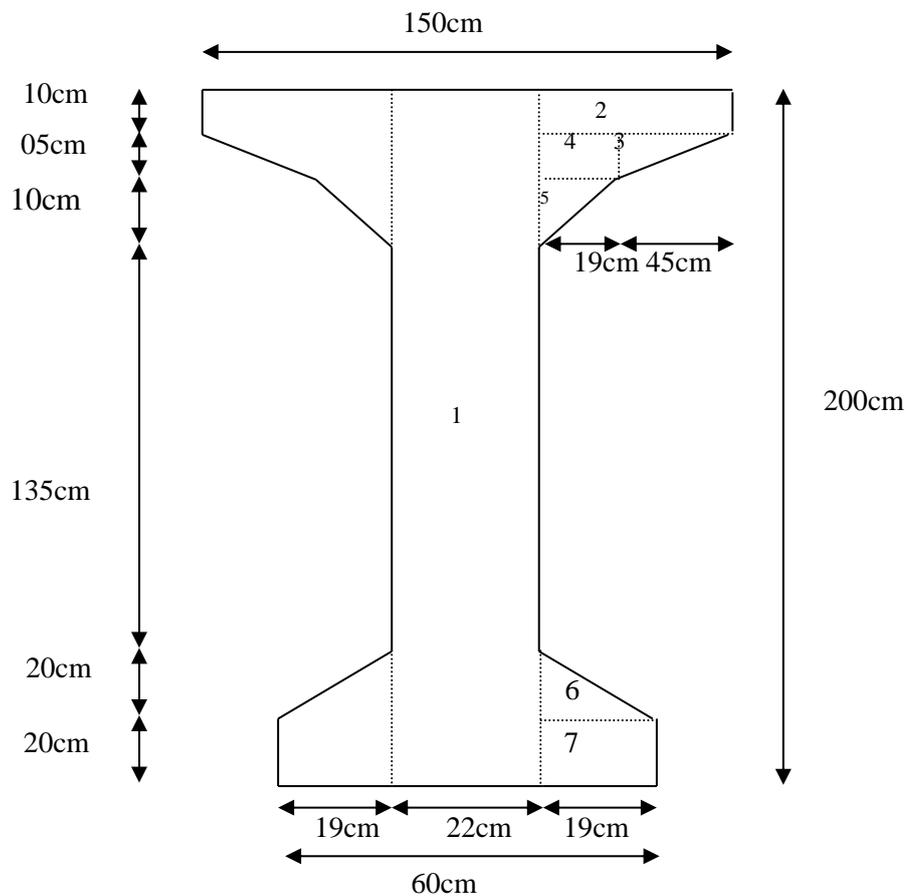


Figure 3.3. Section médiane de la poutre seule.

Désignation	dimension		$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$S/\Delta=B_i \times y_i$	$I_g(\text{cm}^4)$	$I/\Delta=I_g+B_i \times y_i^2$
	x	y					
1x1	22	200	4400	100	440000	14666666.67	58666666.67
2x2	64	10	1280	195	249600	5333.333	48677333.33
3x2	45	05	225	188.333	42374.25	156.25	7980753
4x2	19	05	190	187.5	35625	197.916	6679885.416
5x2	19	10	190	181.666	34516.54	527.777	6271009.533
6x2	19	20	380	26.666	10133.08	4222.222	274430.933
7x2	19	20	760	10	7600	12666.666	88666.666
B brute			7425				
B nette			7053.75				
S/Δ brute					819848.87		
S/Δ nette					754260.960		
I/Δ brute							128638745.5
I/Δ nette							115774871

V	89.583cm
V'	110.417cm
I_G	38113784.87cm⁴
P	51.89%
r²	5133.169cm²

b. Section d'about :

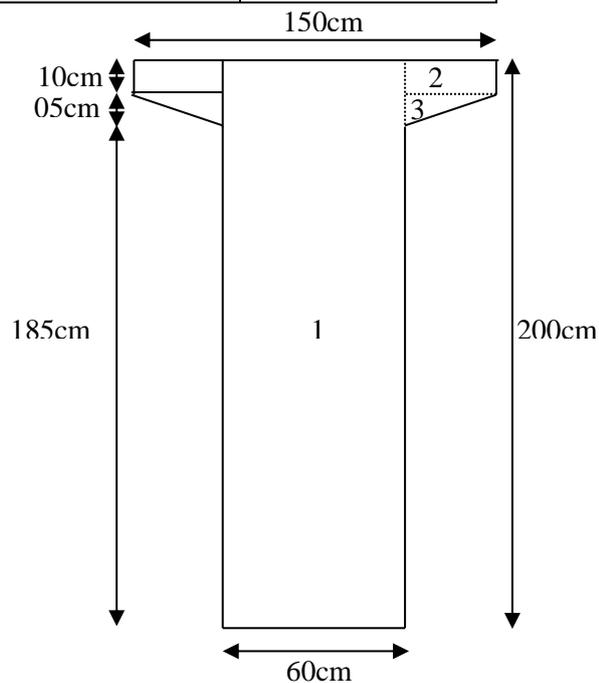


Figure 3.4. Section d'about de la poutre seule.

Désignation	dimension		B_i (cm ²)	y_i (cm)	$S/\Delta=Bi \times y_i$	I_g (cm ⁴)	$I/\Delta=I_g+B \times y_i^2$
	x	y					
1x1	60	200	12000	100	1200000	40000000	160000000
2x2	45	10	900	195	175500	3750	34226250
2x3	45	05	225	188.333	42374.925	156.25	7980753
B brute			13125				
B nette			12468.75				
S/Δ brute					1417874.9		
S/Δ nette					1304444.9		
I/Δ brute							202207003
I/Δ nette							181986302.7

V	91.972cm
V'	108.028cm
I_G	49037612.71cm⁴
P	37.604%
r²	3736.199cm²

3.3.4. Caractéristique géométriques de la section de la poutre avec l'hourdis :

a. Section médiane :

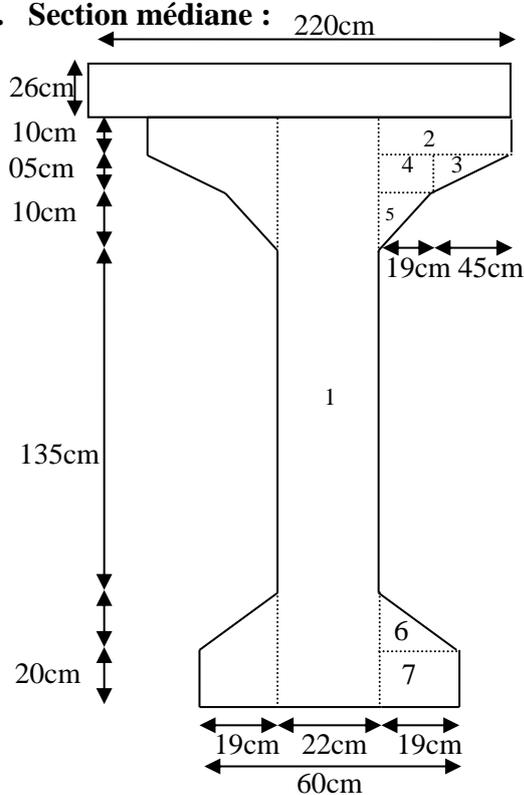


Figure 3.5. Section médiane de la poutre De rive avec hourdis.

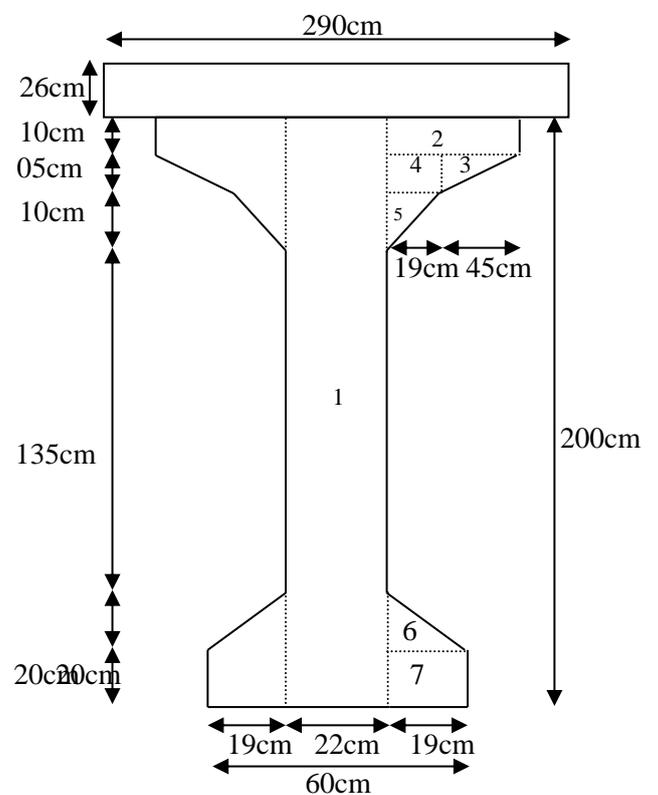


Figure 3.6. Section médiane de la poutre Intermédiaire avec hourdis.

a.1/ poutre intermédiaire :

Désignation	dimension		B_i (cm ²)	y_i (cm)	$S/\Delta=B_i \times y_i$	I_g (cm ⁴)	$I/\Delta=I_g+B_i \times y_i^2$
	x	y					
Section poutre			7425	110.41	819848.87		128638745.5
Section hourdis	290	26	7540	213	1606020	424753.3	342507013.3
B brute			14965				
B nette			14216.75				
S/Δ brute					2425868.87		
S/Δ nette					2231799.36		
I/Δ brute							471145758.8
I/Δ nette							424031182.9

V	63.898cm
V'	162.102cm
IG	77909579.78cm ⁴
ρ	50.26%
r ²	5206.119cm ²

a.1/ poutre de rive:

Désignation	dimensio		B_i (cm ²)	y_i (cm)	$S/\Delta=B_i \times y_i$	I_g (cm ⁴)	$I/\Delta=I_g+B_i \times y_i^2$
	x	y					
Section poutre			7425	110.41	819848.87		128638745.5
Section hourdis	220	26	5720	213	1218360	322226.6	259832906.7
B brute			13145				
B nette			12487.7				
S/Δ brute					2038208.87		
S/Δ nette					1875152.16		
I/Δ brute							388471652.2
I/Δ nette							349624487

V	70.945cm
V'	155.055cm
IG	72438865.19cm ⁴
ρ	50.096%
r^2	5510.754cm ²

b. Section d'about :

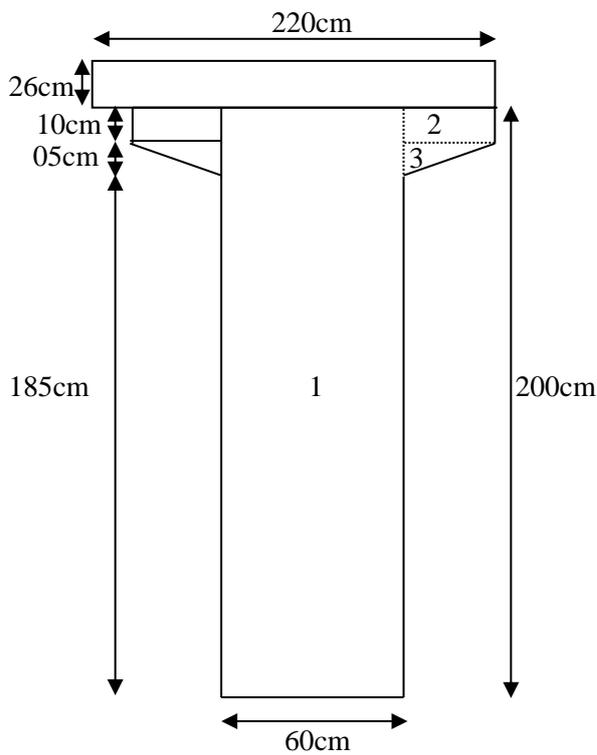


Figure 3.7. Section d'about de la poutre De rive avec hourdis.

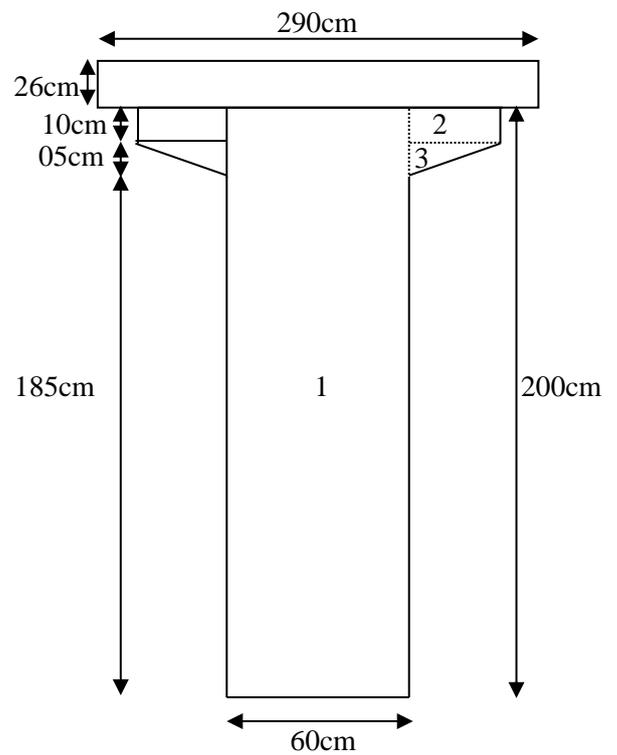


Figure 3.8. Section d'about de la poutre Intermédiaire avec hourdis.

b.1/ poutre intermédiaire:

Désignation	dimension		B_i (cm ²)	y_i (cm)	$S/\Delta=B_i \times y_i$	I_g (cm ⁴)	$I/\Delta=I_0+B_i \times y_i^2$
	x	y					
Section poutre			13125	108.028	1417874.9		202207003
Section hourdis	290	26	7540	213	1606020	424753.3	342507013.3
B brute			20665				
B nette			19631.75				
S/Δ brute					3023894.9		
S/Δ nette					2781983.3		
I/Δ brute							544714016.3
I/Δ nette							490242614.7

V	79.671cm
V'	146.329cm
I_G	102231394.3cm⁴
ρ	42.434%
r²	4947.079cm²

b.2/ poutre de rive:

Désignation	dimension		B_i (cm ²)	y_i (cm)	$S/\Delta=B_i \times y_i$	I_g (cm ⁴)	$I/\Delta=I_g+B_i \times y_i^2$
	x	y					
Section poutre			13125	108.028	1417874.9		202207003
Section hourdis	220	26	5720	213	1218360	322226.6	259832906.7
B brute			18845				
B nette			17902.75				
S/Δ brute					2636234.9		
S/Δ nette					2425336.1		
I/Δ brute							462039909.7
I/Δ nette							415835918.7

V	86.11cm
V'	139.89cm
I_G	93258107.68cm⁴
ρ	41.081%
r²	4948.692cm²

3.4. Conclusion :

Dans ce chapitre un pré-dimensionnement des éléments constructifs du tablier a été effectué (dimensionnement de la géométrie des poutres, largeur du tablier, les équipements,...etc.), ainsi qu'un calcul des différentes caractéristiques géométriques (moment d'inertie, moment statique,...etc.) pour les différentes sections transversale de la poutre (section d'about et section médiane avec et sans l'hourdis).

Chapitre 04:
Evaluation des charges
et surcharges.

4.1.Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des charges et surcharges (permanentes ou d'exploitations) que l'ouvrage va supporter.

D'après le fascicule 61 titres II [3], on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées.

L'ouvrage doit être résisté aux efforts appliqués qui sont les suivants :

- Les charges permanentes (CP) et (CCP).
- Les surcharges routières.
- Les surcharges dues au vent, au séisme, et au freinage.

4.2.Calcul des charges permanentes :

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant toute la vie de l'ouvrage.

4.2.1. Calcul des charges permanentes (CP) :

Elle contient :

- a) Poids propre de la poutre
- b) Poids propre de la dalle
- c) poids propre de l'entretoise

a) Poids propre de la poutre :

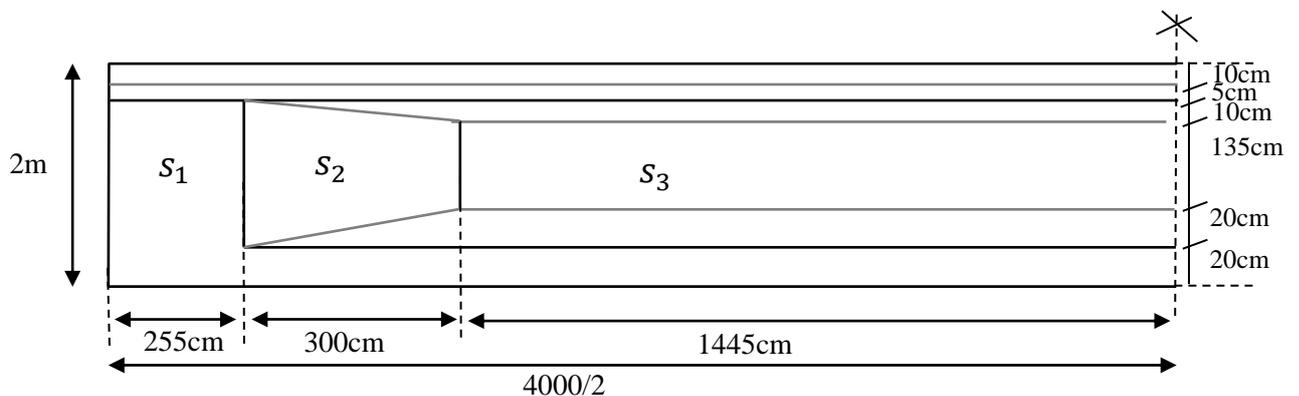


Figure 4.1. Vue latérale de la poutre en béton précontraint.

La section	S ₁	S ₂	S ₃
L'aire de la section (m ²)	1.3125	1.0275	0.7425

Tableau 4.1. La variation de la section de la poutre.

$$P_i = \rho_{b\acute{e}t} \times S_i \times L_i.$$

$$P_1 = 2,5 \times 1,3125 \times 2,55 = 8,367t.$$

$$P_2 = 2,5 \times 1,0275 \times 3 = 7,706t.$$

$$P_3 = 2,5 \times 0,7425 \times 14,45 = 26,822t.$$

- Le poids total de la poutre :

$$P_{poutre} = 2(P_1 + P_2 + P_3) = 85,79t.$$

- Pour 05 poutres :

$$P_{poutres} = 85,79 \times 5 = 428,95t.$$

- Le poids des poutres en mètre linéaire :

$$P_{poutres} = 428,95/40 = 10,7237t/ml.$$

b) Poids propre de la dalle :

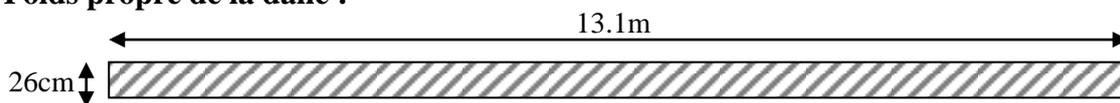


Figure 4.2. Coupe transversale droite de la dalle.

- le poids total de la dalle :

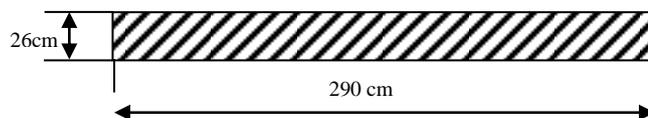
$$p_D = 0,26 \times 13,1 \times 40 \times 2,5 = 340,6t$$

- Le poids de la dalle par mètre linéaire :

$$p_D = 340,6/40 = 8,515t/ml$$

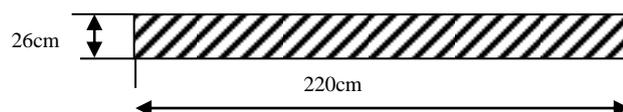
- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_i = 0,26 \times 2,9 \times 2,5 = 1,885t/ml.$$



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

$$P_r = 0,26 \times 2,2 \times 2,5 = 1,43t/ml.$$



c) poids propre de l'entretoise :

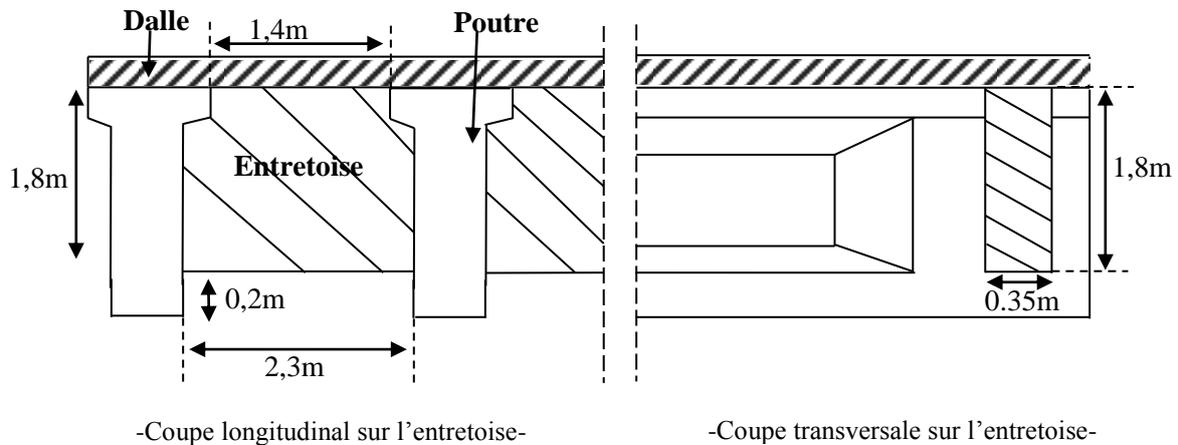


Figure 4.3. L'entretoise d'about.

$$S_{net} = (1,8 \times 2,3) - (0,09 + 0,0225) = 4,0275 \text{ m}^2$$

$$P_{net} = 4,0275 \times 0,35 \times 2,5 = 3,524 \text{ t}$$

-Le poids total des entretoises :

Pour notre cas on a deux entretoises d'about :

$$P_{tot} = 3,524 \times 4 \times 2 = 28,193 \text{ t}$$

-le poids des entretoises par mètre linéaire :

$$P = \frac{28,193}{40} = 0,704 \text{ t/ml}$$

- Le poids de l'entretoise qui revient à la poutre intermédiaires est :

$$P_i = 0,1762 \text{ t/ml}$$

- Le poids de l'entretoise qui revient à la poutre de rive est :

$$P_r = 0,0881 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } CP = 10,72375 + 8,515 + 0,704 = \mathbf{19,942 \text{ t/ml.}}$$

4.2.2. Calcul du complément des charges permanente (CCP) :

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

- a) Revêtement+ La chape d'étanchéité.
- b) Glissière(H3) + corniche + longrine + réseaux.

a) **Le poids de (revêtement +La chape d'étanchéité):**

nature	Caractéristiques
Couche de roulement	e = 7,5 cm $\rho = 24\text{kN/m}^3$
chape d'étanchéité	e = 0,5cm $\rho = 22\text{kN/m}^3$

Tableau 4.2. La nature et les caractéristiques de couche de roulement.

-le poids par mètre linéaire :

$$p_{r+ch} = (0,075 \times 2,4 + 0,005 \times 2,2) \times 12 = 2,292\text{t/ml}$$

-le poids total :

$$p_{r+ch} = 2,292 \times 40 = 91,68\text{t.}$$

Le poids de (revêtement +La chape d'étanchéité) qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$p_{r+ch} = (0,075 \times 2,4 + 0,005 \times 2,2) \times 2,9 = 0,5539\text{t/ml}$$

Le poids de (revêtement +La chape d'étanchéité) qui revient à la poutre de rive est :

$$p_{r+ch} = (0,075 \times 2,4 + 0,005 \times 2,2) \times 1,65 = 0,3151\text{t/ml}$$

b) **Le poids de (Glissière(H3) + corniche + longrine + réseaux) :**

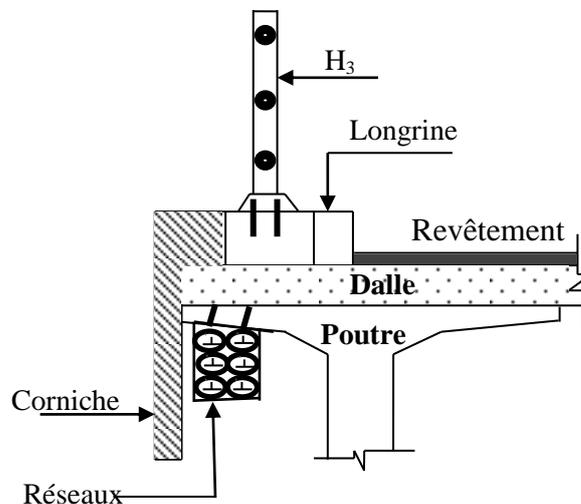


Figure 4.4. Coupe transversale du complément des charges.

nature	Poids
glissièreH3	1 kN/ml
Longrine	4 kN/ml
corniche	1 kN/ml
réseaux	1 kN/ml

Tableau 4.3. Les poids du complément des charges.

$$P_{\text{total}} = (P_{\text{cor}} + P_{\text{gli}} + P_{\text{lon}} + P_{\text{rés}}) \times 2 = (0,1 + 0,1 + 0,4 + 0,1) \times 2 = 1,4\text{t/ml.}$$

Donc : **CCP** = 2,292 + 1,4 = 3,692t/ml

4.2.3. Poids totale du tablier :

$$G = CP + CCP = 19,942 + 3,692 = 23,634 \text{ t/ml.}$$

$$G_{\text{total}} = 23,634 \times 40 = 945,36 \text{ t.}$$

4.2.4. La charge par poutre :

Charge (t/ml)	Poutre intermédiaire	Poutre de rive
Poutre seule	2,144	2,144
Dalle	1,885	1,43
l'entretoise	0,1762	0,0881
Revêtement	0,554	0,31515
$P_{\text{cor}} + P_{\text{gli}} + P_{\text{lon}} + P_{\text{rés}}$	/	0,7
La somme	4,7592	4,6772

Tableau 4.4. Poids revenant à chaque poutre.

4.3. Calcul des surcharges routières :**4.3.1. Caractéristiques du pont :****a) La largeur roulable (L_R) :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Dans notre cas on a :

$$L_R = 10,5 \text{ m}$$

b) La largeur chargeable (L_C) :

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Elle est définie par la formule suivante :

$$L_C = L_R - n \times 0,5$$

Avec :

n : Nombre de dispositifs de retenue $n \leq 2$

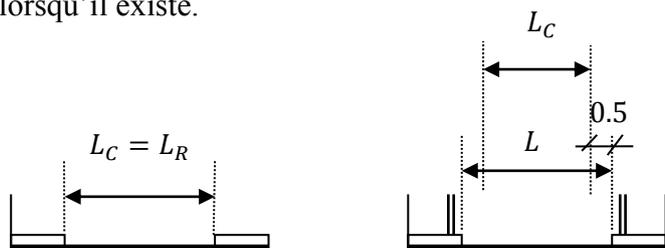
$$L_C = L_R = 10,5 \text{ m}$$

c) nombre de voies :

D'après le fascicule 61 titre II. Les chassées comportent un nombre des voies de circulation égale à la partie entier du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$m = E(L_C/3) = E(10,5/3) = E(3,5)$$

Donc : $m = 3$ voies



d) largeur d'une voie (L_V) :

$$L_V = \frac{L_C}{m} = \frac{10,5}{3} = 3,5 \text{ m}$$

e) 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	$L_R \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$
3	$L_R < 5,50 \text{ m}$

Tableau 4.5. La classe du pont.

On a $l_r \geq 7\text{m}$ donc notre pont est classé dans la 1^{ère} classe.

4.3.2. Evaluation des surcharges :

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisé pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- ✚ La surcharge de type A (L) ;
- ✚ Système B (Bc, Br, Bt) ;
- ✚ La surcharge militaire M c 120 ;
- ✚ La surcharge exceptionnelle convois D 240.

a) Système de charge 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 :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{Kg/m}^2)$$

La portée : $L = 39\text{m}$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{39+12} = 935,882 \text{ Kg/m}^2$$

$$A(L) = 0,935 \text{ t/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et nombre de voies chargés, A(L) multiplié par un coefficient (a_1) donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 ^{ère} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 ^{ème} classe	1,00	0,90	/	/	/
3 ^{ème} classe	0,90	0,80	/	/	/

Tableau 4.6. Valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

On a : pont de 1^{er} classe

D'autre part, A(L) est multiplier par un autre coefficient (a₂) donné par :

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

Avec : $\begin{cases} V_0 = 3,5 \text{ (pont de 1^{er} classe)} \\ V = L_V = 3,5\text{m (largeur d'une voie)} \end{cases}$

$$a_2 = \frac{3,5}{3,5} = 1$$

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

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times n \times L_V$$

	a ₁	a ₂	A(L) ($\frac{t}{m^2}$)	A (t/ml)
1voie	1,00	1,00	0,935	$1 \times 1 \times 0,935 \times 1 \times 3,5 = 3,272$
2voies	1,00	1,00	0,935	$1 \times 1 \times 0,935 \times 2 \times 3,5 = 6,545$
3voie	0,9	1,00	0,935	$0,9 \times 1 \times 0,935 \times 3 \times 3,5 = 8,835$

Tableau 4.7. Evaluation des charges de système A.

b) Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous système B_c : ce compose de camions types (30T).
- Sous système B_t : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système B_r : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

➤ **Sous système B_c**

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples.

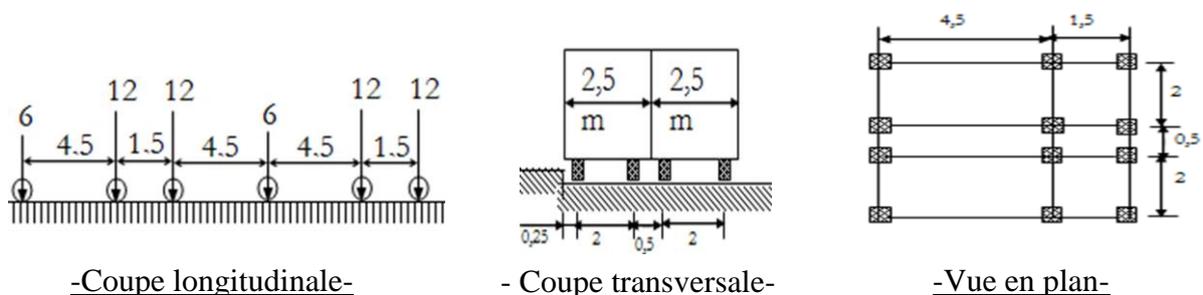


Figure 4.5. Schémas du système Bc.

Disposition sur le pont :

- ✓ Longitudinalement, on dispose deux camions B_c 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_c = Nbre de voies chargées) .la distance entre chaque camion est 0,50m .

Dans notre cas : $L = 39$ m et 3 voies chargées .

On peut dispose deux camions B_c longitudinalement et trois transversalement.

Les charges de système B_c sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient b_c dépend de la classe du pont et nombre de voies donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 ^{ere} classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 ^{eme} classe	1,00	0,90	/	/	/
3 ^{eme} classe	1,00	0,80	/	/	/

Tableau 4.8. Valeurs de coefficient b_c .

Un coefficient de majoration dynamique δ_c donné par :

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L: \text{ la longueur du portee.} \\ G: \text{ la charge permanente .} \\ S: \text{ la surcharge maximum .} \end{array} \right.$

Dans notre cas : pont de 1^{er} classe et 3 voies chargées

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 39 \text{ m , } G = 945,36 \text{ t} \\ S = 180 \times 0,95 = 171 \text{ t} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{b_c = 0,95}$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 39} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{945,36}{171}} \Rightarrow \mathbf{\delta_c = 1,071}$$

	b_c	δ_c	charges par essieu (t)	
1voie	1,2	1,071	E avant	$6 \times 1,2 \times 1,071 = 7,711$
			E arriere	$12 \times 1,2 \times 1,071 = 15,422$
2voies	1,1	1,071	E avant	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1,071 = 14,137$
			E arriere	$2 \times 12 \times 1,1 \times 1,071 = 28,274$
3voies	0,95	1,071	E avant	$3 \times 6 \times 0,95 \times 1,071 = 18,314$
			E arriere	$3 \times 12 \times 0,95 \times 1,071 = 36,628$

Tableau 4.9. Charges de B_c par essieu.

Sous Système B_t

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

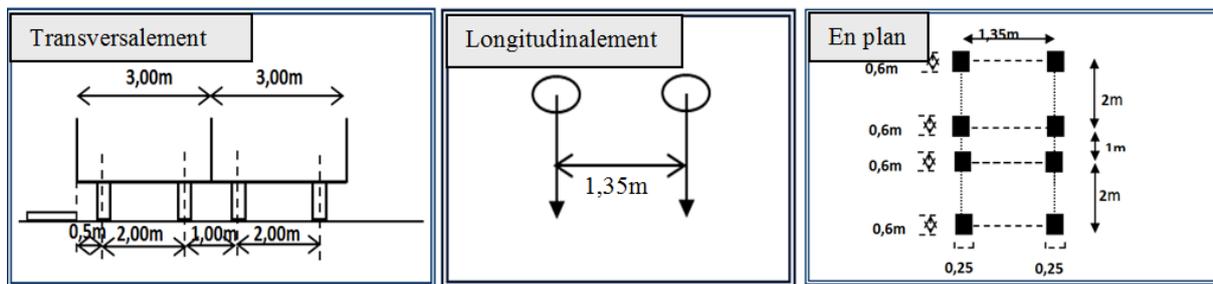


Figure 4.6. Schémas du système B_t .

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 à deux coefficients :

	1^{ere} classe	2^{eme} classe
b_t	1,00	0,90

Tableau 4.10. Coefficient de majoration de système B_t .

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

$$\delta_t = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 39} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{945,36}{64}} \Rightarrow \delta_t = 1,055$$

	b_t	δ_t	charges par essieu (t)
1voie	1,00	1,055	$16 \times 1 \times 1,055 = 16,88$
2voies	1,00	1,055	$2 \times 16 \times 1 \times 1,055 = 33,76$

Tableau 4.11. Charges de Bt par essieu.

Sous système Br

C'est une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Les caractéristiques de cette roue sont présentées ci-dessous :

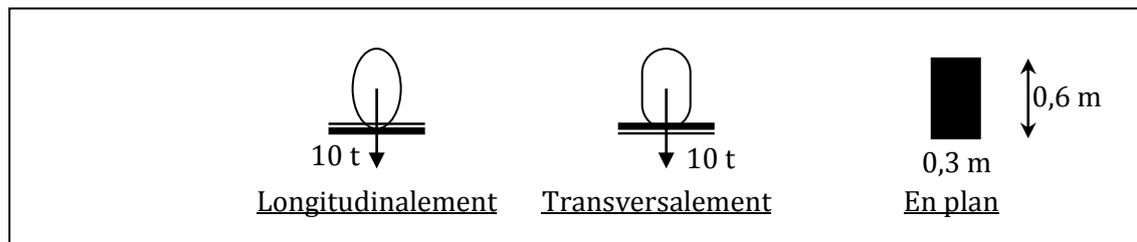


Figure 4.7. Schémas du système Br.

c) Système de charge Mc120 :

Comporte deux chenilles de masse totale 110 t uniformément répartie.

Poids par chenille= 55 t

Langueur d'une chenille= 6,10 m

Largeur d'une chenille= 1,00 m

$$p = \frac{110}{6,1} = 18.0328t/ml$$

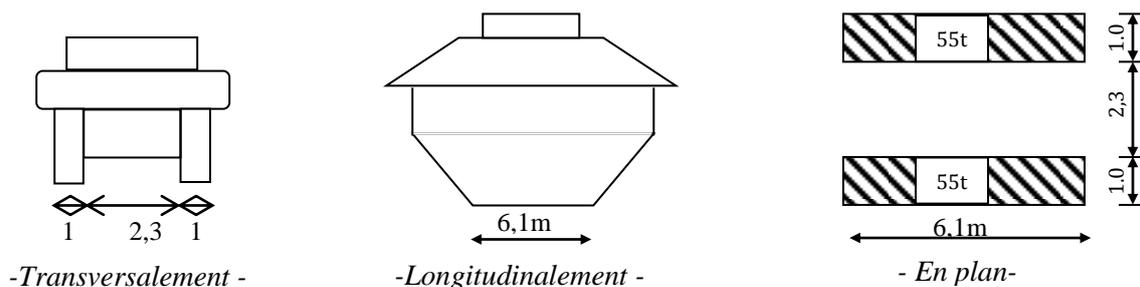


Figure 6.8. Schémas du système Mc120.

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 M_{C120} longitudinalement et transversalement.

Il existe un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 39} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{945,36}{110}} \Rightarrow \delta = 1,062$$

$$P_{Mc120} = 1,062 \times 110 = \mathbf{116,82t}$$

$$\text{Soit par mètre linéaire } P_{Mc120} = 116,82/6,1 = \mathbf{19,15t/ml}$$

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.

$$\text{Le poids /ml : } P = (240 / 18,6) = \mathbf{12,9032t/ml}$$

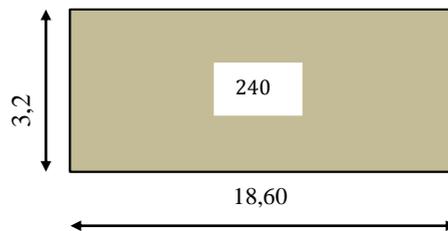


Figure 6.9. Schéma du système D240.

4.4.Les effets horizontaux :

4.4.1. 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 :

$$F_H = F \cdot A$$

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

$$S = L_C \cdot L \quad (\text{La surface chargée } m^2)$$

	A (t)	S(m ²)	F	F _H (t)
1 voie	$0,935 \times 3,5 \times 39 = 127,627$	$3,5 \times 39 = 136,5$	0,0488	6,228
2 voies	$0,935 \times 7 \times 39 = 255,255$	$7 \times 39 = 273$	0,0477	12,175
3 voies	$0,935 \times 10,5 \times 39 = 382,882$	$10,5 \times 39 = 409,5$	0,0466	17,842

Tableau 4.12. L'effort de freinage du au système A(L).

- ✓ Pour le système(b_c), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids
 $F_H = 30 \text{ t}$.

4.4.2. Effet du vent :

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée

Le vent développe sur toute la surface frappée normalement une pression de (2000 N/m²) .

4.4.3. L'effet du séisme :

Les actions sismiques sont des actions accidentelles. Elles sont assimilées à des forces d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur des forces. L'évaluation de la force sismique se fait selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts, version R.P.O.A. 2008. [4]

	Observation
Zone sismique	IIa
Groupes de pont	Groupe 1
Classification de site	S2

Tableau 4.1. Zone sismique groupe de pont et classification du site.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,2	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau 4.2. Coefficient d'accélération sismique

4.4.3.1. Détermination de l'action sismique longitudinale et verticale :

Un calcul des deux composantes de la force sismique globale a été fait (E_H et E_V) en premier lieu, puis une répartition de ces forces sismiques sur les différents appuis de notre ouvrage selon leurs rigidités.

On applique au tablier une force horizontale E donnée par l'expression :

$$E_x = M \times S_{ae}(T)$$

$$E_y = M \times S_{av}(T)$$

Où : M : masse du système

S_{ae} : accélération horizontal

S_{av} : accélération vertical

$$S_{ae} = 0.275 \text{ g m / s}^2$$

$$S_{av} = 0.13 \text{ g m / s}^2$$

$$E_x = M \times S_{ae} = 12998.7 \text{ N}$$

$$E_y = M \times S_{av} = 6144.85 \text{ N.}$$

Majoration de la force selon l'RPOA :

$$E_X = E_x + 0,3E_y = 12998.7 + 0,3 \times 6144.85 = 14842.155 \text{ N}$$

$$E_Y = 0,3E_x + E_y = 0,3 \times 12998.7 + 6144.85 = 10044.46 \text{ N}$$

4.4.3.2. Répartition des actions sismiques

- Pour la pile :

$$F_{\text{pile}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{sys}}} \times E_X = 0.18 \times 14842.155 = 2671.59 \text{ N}$$

$$F_{\text{pile}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{sys}}} \times E_Y = 0.18 \times 10044.46 = 1808.002 \text{ N}$$

- Pour la culée :

$$F_{\text{culée}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} \times E_X = 0.134 \times 14842.155 = 1988.85 \text{ N}$$

$$F_{\text{culée}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} \times E_Y = 0.134 \times 10044.46 = 1345.96 \text{ N.}$$

4.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, un calcul détaillé des charges et surcharges a été effectué. La détermination du poids propre du tablier de notre ouvrage ainsi que la définition de tous les cas de charge possibles (poids de chaque convoi, la répartition transversal et longitudinale de chaque convoi, le nombre de système par file...etc.) constitue une phase primordiale dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage en question.

Chapitre 05: **Répartition longitudinale** **des efforts.**

5.1. Introduction :

Les charges permanentes et les surcharges routières provoquent des sollicitations internes le long de longueurs du tablier, donc notre objectif dans ce chapitre est de calculer ces sollicitations à travers l'utilisation des règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences et le théorème de BARRE.

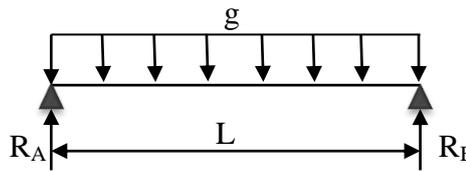
5.2. Calcul des sollicitations dues aux surcharges permanentes :

- Les éléments de réduction dus au poids propre :

Par l'application de RDM on a : [10]

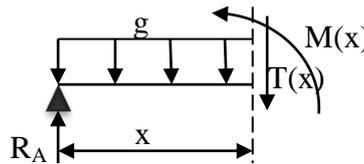
- Les réactions :

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



- 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. La poutre seule :

section	g(t/ml)	R(t)	M(t .m)	T(t)
0,00L	2,14475	41,823	0	41,823
0,25 L	2,14475	/	305,828	20,912
0,5L	2,14475	/	407,77	0

Tableau 5.1. Les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre.

- b. L'hourdis :

section	g(t)		R(t)		M (t.m)		T(t)	
	rive	inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	inter
0,00L	1,43	1,885	27,885	36,758	0	0	27,885	36,758
0,25L	1,43	1,885	/	/	203,9	268,78	13,942	18,378

0,5L	1,43	1,885	/	/	271,87	358,38	0	0
------	------	-------	---	---	--------	--------	---	---

Tableau 5.2. Les éléments de réduction dus au poids propre de hourdis pour chaque poutre.**c. L'entretoise :**

Section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	rive	inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	inter
0,00L	0,0881	0,1762	1,718	3,436	0	0	1,718	3,436
0,25L	0,0881	0,1762	/	/	12,562	25,125	0,859	1,718
0,5L	0,0881	0,1762	/	/	16,75	33,5	0	0

Tableau 5.3. Les éléments de réduction dus au poids propre d'entretoise pour chaque poutre.**d. Revêtement + chape :**

section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	rive	inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	inter
0,00L	0,315	0,554	6,142	10,803	0	0	6,142	10,803
0,25L	0,315	0,554	/	/	44,917	78,997	3,071	5,401
0,5L	0,315	0,554	/	/	59,889	105,329	0	0

Tableau 5.4. Les éléments de réduction dus au poids propre de (Revêtement + chape)

Pour chaque poutre.

e. Corniche + longrine + glissière + réseaux :

section	g(t)		R(t)		M (t.m)		T(t)	
	de rive	inter						
0,00L	0,7	0	13,65	0	0	0	13.65	0
0,25L	0,7	0	/	/	99,815	0	6,825	0
0,5L	0,7	0	/	/	133,087	0	0	0

Tableau 5.5. Les éléments de réduction dus au poids propre de (Corniche + longrine + glissière + réseaux) pour chaque poutre.

f. Poids propre total :

poutre	g(t/ml)	R (t)	M (t.m)			T (t)		
		0,00L	0,00L	0,25L	0,5L	0,00L	0,25L	0,5L
De rive	4,677	91,201	0,00	666,91	889,214	91,201	45,609	0,00
intermédiaire	4,759	92,82	0,00	678,73	904,979	92,82	46,41	0,00

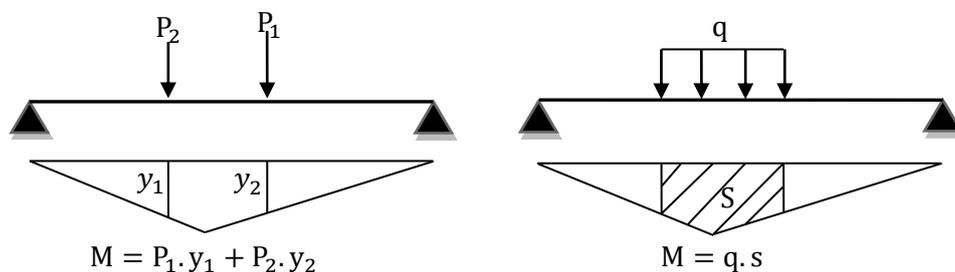
Tableau 5.6. Les éléments de réduction dus au poids propre pour chaque poutre.

5.3. Calcul des sollicitations (M et T) dues aux surcharges :

- **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 déplace sur la poutre. [11]

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 uniformément répartie, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.



- **Théorème de barré :**

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles, et ce, 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.

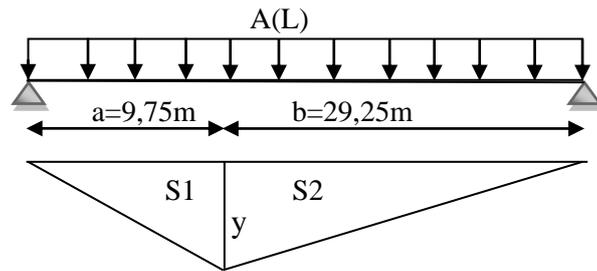
5.3.1. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :**5.3.1.1. Pour X = 0,25L :****a. Surcharge A(L) :**

$$y = \frac{a \times b}{L} = \frac{9,75 \times 29,25}{39} = 7,3125m.$$

$$S = S_1 + S_2 = \frac{a+b}{2} \times y.$$

$$S = \frac{9,75 + 29,25}{2} \times 7,3125$$

$$S = 142,5937m^2.$$



b. 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 :

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

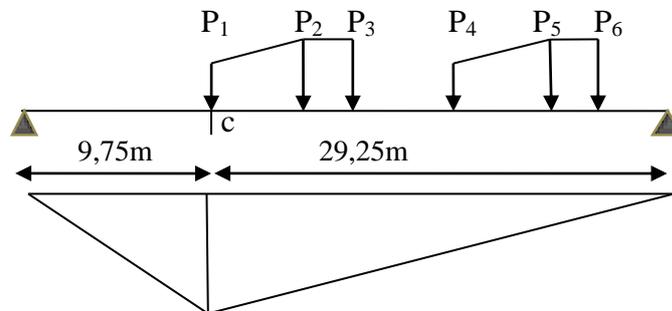
$$W_{L2} < \frac{\bar{W} \times a}{L}.$$

\bar{W} : résultante des forces se trouvant sur la poutre.

W_{L1} : résultante des forces appliquées à gauche de *c* y compris celle sur *c*.

W_{L2} : résultante des forces appliquées à gauche de *c* en négligeant celle sur *c*.

a : distance de *c* à l'appui de gauche.



On obtient le tableau suivant :

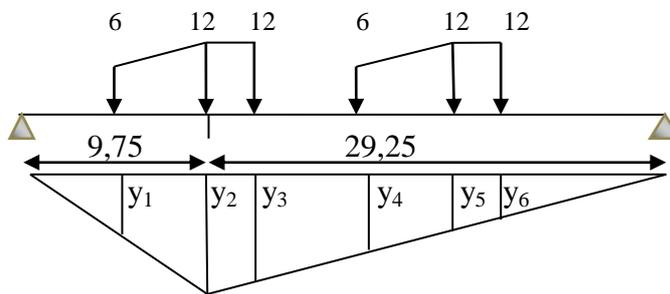
Force en c	\bar{W}	$(\bar{W} \cdot a)/L$	W_{L1}	$W_{L1} > (\bar{W} \cdot a)/L$	W_{L2}	$W_{L2} < (\bar{W} \cdot a)/L$
P1=6t	60	15	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	15	18	Ok	6	Ok
P3=12t	60	15	30	Ok	18	Non
P4=6t	54	13.5	30	Ok	24	Non
P5=12t	42	10.5	30	Ok	18	Non
P6=12t	30	7.5	30	Ok	18	Non

D'après le tableau, un seul cas qui vérifie les inégalités précédentes :

❖ **Le cas P2 sur c :**

$$M = \sum P_i \times Y_i$$

y ₁	3,9375
y ₂	7,3125
y ₃	6,9375
y ₄	5,8125
y ₅	4,6875
y ₆	4,3125

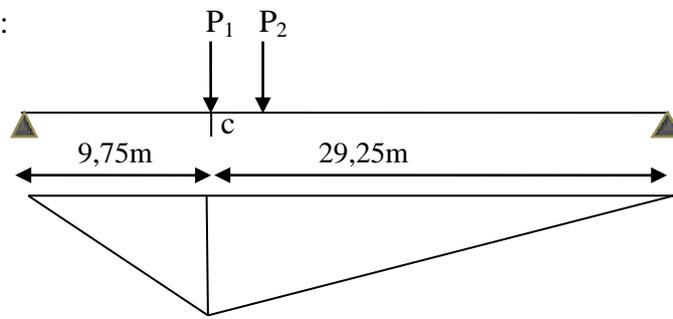


c. Système Bt :

Vérifier les inégalités suivantes :

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

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



On obtient le tableau suivant :

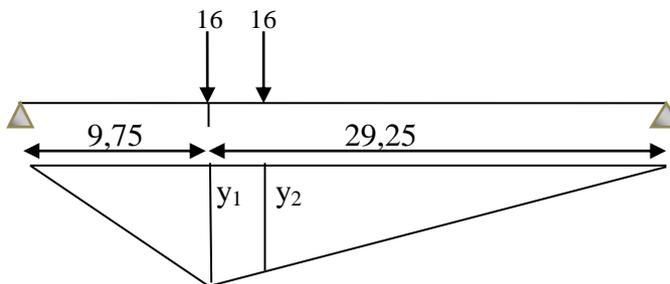
Force en c	\bar{W}	$(\bar{W} \cdot a)/L$	W_{L1}	$W_{L1} > (\bar{W} \cdot a)/L$	W_{L2}	$W_{L2} < (\bar{W} \cdot a)/L$
P1=16t	32	8	16	Ok	0	Ok
P2=16t	32	8	32	Ok	16	Non

D'après le tableau, un seul cas qui vérifie les inégalités précédentes :

❖ **Le cas P1 sur c :**

$$M = \sum P_i \times Y_i$$

y ₁	7,3125
y ₂	6,975



d. Convoi M_{C120} :

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{9,75}{39} = 0,25.$$

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

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

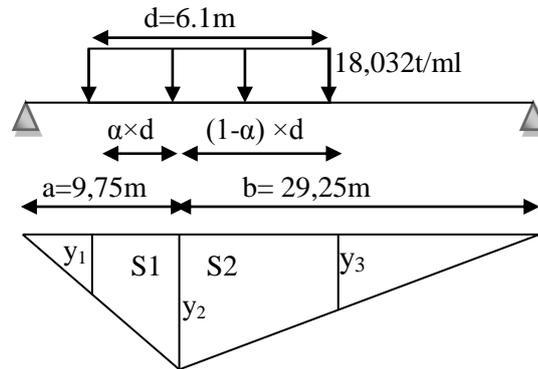
$$y_1 = y_3 = 6,16875m.$$

$$y_2 = 7,3125m.$$

$$S = S1 + S2.$$

$$S = \frac{(6,16875 + 7,3125) \times (1,525 + 4,575)}{2}.$$

$$S = 41,1178m^2$$



e. Convoi D_{240} :

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{9,75}{39} = 0,25.$$

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

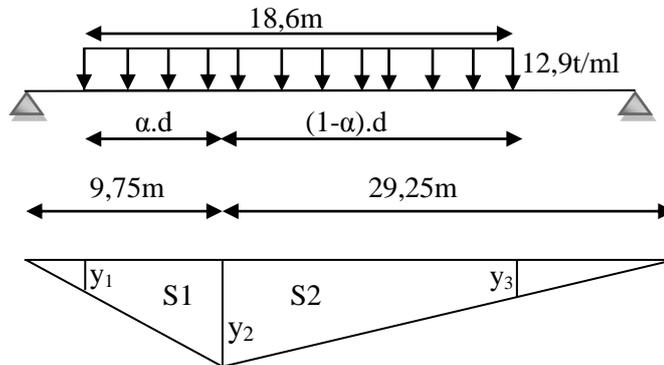
$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 18,6.$$

$$(1 - \alpha) \times d = 13,95m.$$

$$y_1 = y_3 = 3,825m.$$

$$y_2 = 7,3125m.$$

$$S = S1 + S2 \Rightarrow S = 103,57875m^2.$$



❖ **Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $X = 0,25L$:**

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum y_i$	M (t.m)	$M0 = M / 5$
A(L)	1 voie	0,935	3,2725	142,5937	466,638	93,328
	2 voies	0,935	6,545		933,276	186,655
	3 voies	0,8415	8,8358		1259,929	251,986
Bc	1 file	E.AV	7,7112	9,75	433,755	86,751
		E.AR	15,4224	23,25		
	2 files	E.AV	14,1372	9,75	795,218	159,044
		E.AR	28,2744	23,25		
	3 files	E.AV	18,3141	9,75	1030,168	206,034
		E.AR	36,6282	23,25		
Bt	1 tandem	E.AV	16,88	7,3125	241,173	48,235

	2 tandems	E.AR	16,88	6,975	482,346	96,469
		E.AV	33,76	7,3125		
		E.AR	33,76	6,975		
Mc120		18,032	19,151	41,1178	787,447	157,489
D 240		12,9032	12,9032	103,57875	1336,497	267,299

Tableau 5.7. Moments fléchissant à X =0.25L.

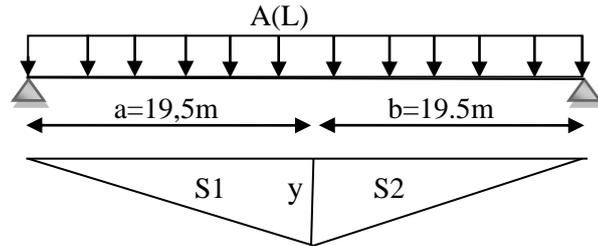
5.3.1.2. Pour X = 0,5L :

a. Surcharge A(L) :

$$y = \frac{a \times b}{L} = \frac{19,5 \times 19,5}{39} = 9,75m.$$

$$S = \frac{19,5 + 19,5}{2} \times 9,75$$

$$S = 190,125m^2.$$



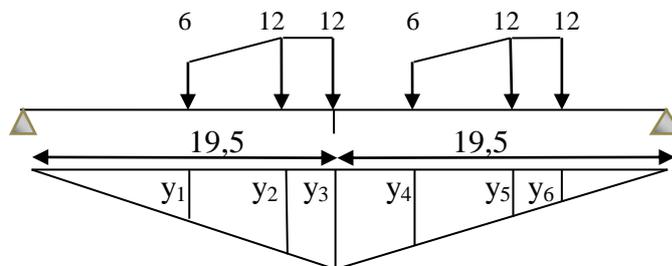
b. Système Bc :

Force en c	\bar{W}	$(\bar{W} \cdot a)/L$	W_{L1}	$W_{L1} > (\bar{W} \cdot a)/L$	W_{L2}	$W_{L2} < (\bar{W} \cdot a)/L$
P1=6t	60	30	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	30	18	Non	6	Ok
P3=12t	60	30	30	Ok	18	Ok
P4=6t	60	30	36	Ok	30	Ok
P5=12t	60	30	48	Ok	36	Non
P6=12t	60	30	60	Ok	48	Non

Selon le tableau, on distingue 2 cas qui vérifient les inégalités précédentes :

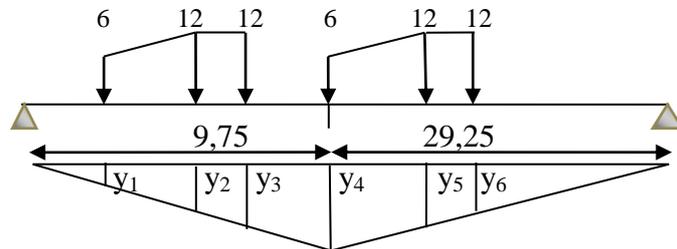
1^{er} cas : P3 sur c :

y ₁	6,75
y ₂	9
y ₃	9,75
y ₄	7,5
y ₅	5,25
y ₆	4,5



2^{ème} cas : P4 sur c :

y ₁	4,5
y ₂	6,75
y ₃	7,5
y ₄	9,75
y ₅	7,5
y ₆	6,75



❖ Les moments :

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

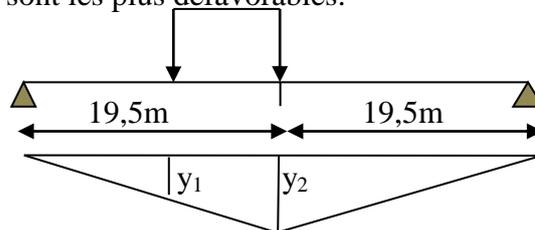
Le cas	Moment (t.m)
1	427,5
2	427,5

Donc, on déduit que les deux cas sont les plus défavorables.

c. Système Bt :

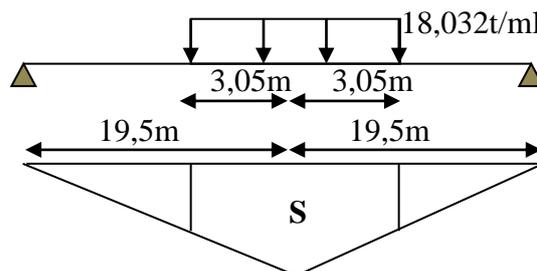
$$y_1 = 9,75$$

$$y_2 = 9,075$$



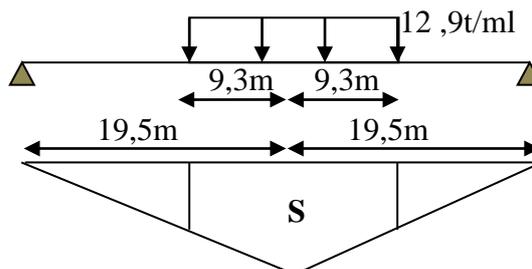
d. Convoi M_{C120} :

$$S = 54,824m^2$$



e. Convoi D₂₄₀ :

$$S = 138,105m^2$$



❖ **Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $X=0.5L$:**

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum y_i$	M (t.m)	$M_0=M / 5$
A(L)	1 voie	0,935	3,2725	190,125	622,184	124,437
	2 voies	0,935	6,545		1244,368	248,874
	3 voies	0,8415	8,8358		1679,9	335,981
Bc	1 file	E.AV	7,7112	14,25	549,423	109,884
		E.AR	15,4224	28,5		
	2 files	E.AV	14,1372	14,25	1007,276	201,455
		E.AR	28,2744	28,5		
	3 files	E.AV	18,3141	14,25	1304,879	260,976
		E.AR	36,6282	28,5		
Bt	1 tandem	E.AV	16,88	9,75	317,766	63,553
		E.AR	16,88	9,075		
	2 tandems	E.AV	33,76	9,75	635,532	127,106
		E.AR	33,76	9,075		
Mc120		18,032	19,151	54,824	1049,934	209,987
D 240		12,9032	12,9032	138,105	1781,996	356,399

Tableau 5.8. moments fléchissant à $X = 0.5L$.**5.3.1.3. Détermination des sections dangereuses (les moments maximums) :**

Pour les surcharges uniformément réparties {A(L), Mc120 et D240}, la section dangereuse se trouve au milieu de la poutre.

Pour les charges concentrées {B_c, B_t}, on applique le théorème de BARRE.

a. Surcharge B_c :

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

Position de la résultante :

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

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

- **1^{er} cas : la résultante R se trouve a la droite de l'axe de la poutre**

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

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

$$Y = \frac{17,775 \times 21,225}{39}$$

$$Y = 9,674 \text{ m}$$

$$Y_1 = 6,409 \text{ m}$$

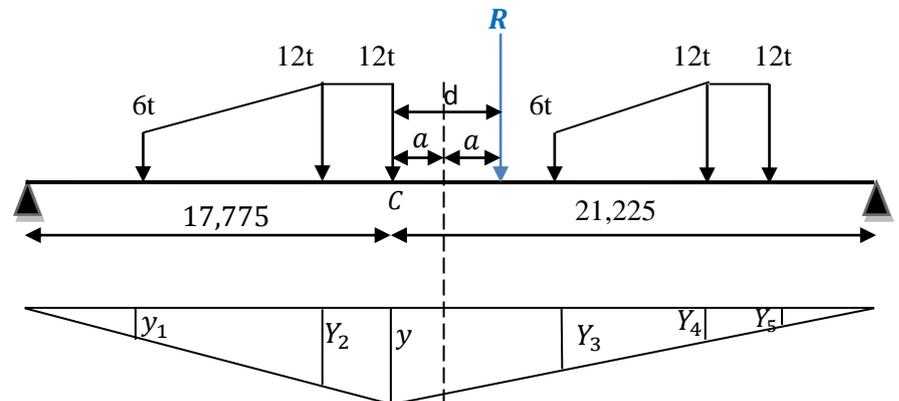
$$Y_2 = 8,858 \text{ m}$$

$$Y_3 = 7,612 \text{ m}$$

$$Y_4 = 5,564 \text{ m}$$

$$Y_5 = 4,881 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 14,021 \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 28,977 \end{array} \right.$$



- **2^{eme} cas : la résultante R se trouve a la gauche de l'axe de la poutre :**

$$X = 7,05 \text{ m}$$

$$d = X - 6 = 1,05 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 0,525 \text{ m}$$

$$Y = \frac{20,025 \times 18,975}{39}$$

$$Y = 9,743 \text{ m}$$

$$Y_1 = 4,634 \text{ m}$$

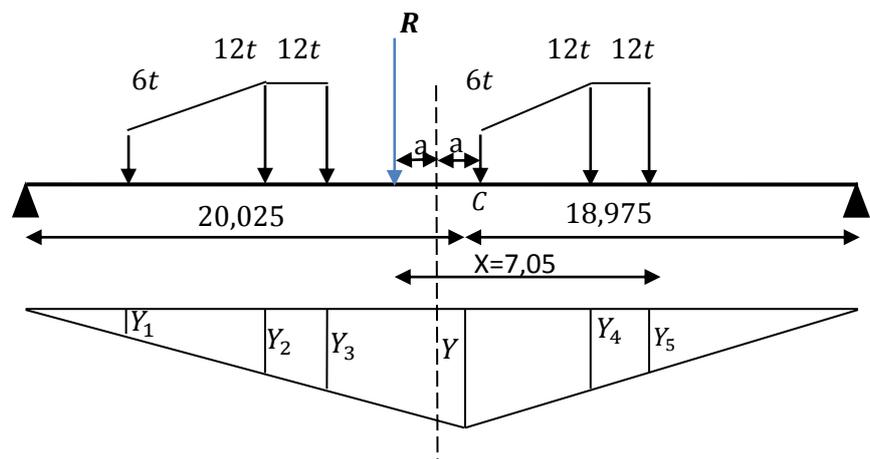
$$Y_2 = 6,824 \text{ m}$$

$$Y_3 = 7,554 \text{ m}$$

$$Y_4 = 7,432 \text{ m}$$

$$Y_5 = 6,662 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 14,377 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 28,472 \text{ m} \end{array} \right.$$



L'effet le plus défavorable :

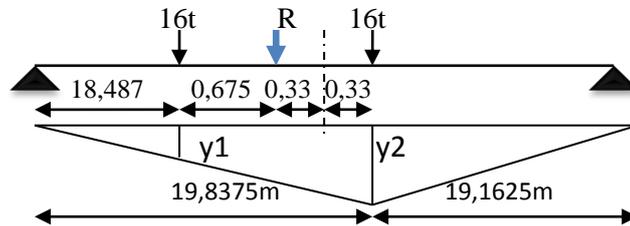
$$1^{\text{ere}} \text{ cas } (6 \times 14,021 + 12 \times 28,977) = 431,85 \text{ t.m}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas}(6 \times 14,377 + 12 \times 28,472) = 427,926 \text{ t.m}$$

431,85t.m > 427,926t.m \Rightarrow le 1^{ere} cas est l'effet le plus défavorable.

b. Surcharge B_t :

y₁	y₂
9,084	9,747



❖ **Tableau récapitulatif des moments maximums:**

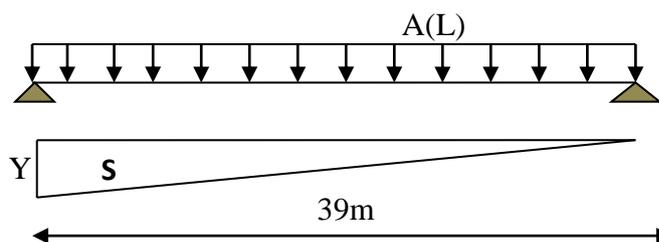
disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 5
A(L)	1 voie	0,935	3,2725	190,125	622,184	124,437
	2 voies	0,935	6,545		1244,368	248,874
	3 voies	0,8415	8,8358		1679,9	335,981
Bc	1 file	E.AV	7,7112	14,021	555,014	111,003
		E.AR	15,4224	28,977		
	2 files	E.AV	14,1372	14,021	1017,525	203,505
		E.AR	28,2744	28,977		
	3 files	E.AV	18,3141	14,021	1318,157	263,631
		E.AR	36,6282	28,977		
Bt	1 tandem	E.AV	16,88	9,084	317,867	63,573
		E.AR	16,88	9,747		
	2 tandems	E.AV	33,76	9,084	635,735	127,147
		E.AR	33,76	9,747		
Mc120		18,032	19,151	54,824	1049,934	209,987
D 240		12,9032	12,9032	138,105	1781,996	356,399

Tableau 5.9: les moments fléchissant maximums.

5.3.2. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges :

5.3.2.1. Pour X = 0,00L :

a. Surcharge A(L) :

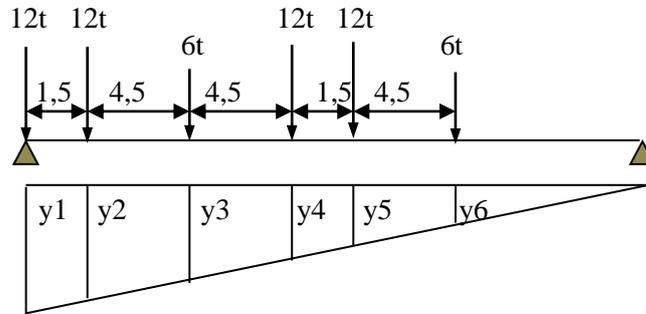


$$y = \frac{b}{L} = \frac{L}{L} = 1.$$

$$S = \frac{y \times L}{2} = \frac{39}{2} = 19,5m^2.$$

b. Système Bc :

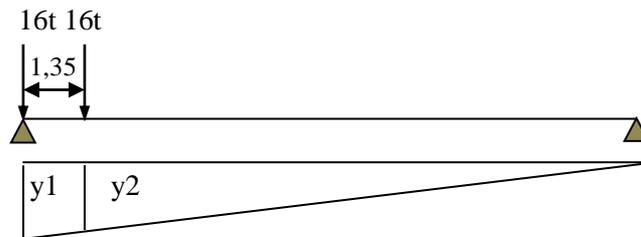
y ₁	1
y ₂	0,962
y ₃	0,846
y ₄	0,731
y ₅	0,692
y ₆	0,577



essieux avant: $\sum Y_i = 1,423m$
 essieux arrière: $\sum Y_i = 3,385 m$

c. Système Bt :

y ₁	1
y ₂	0,965

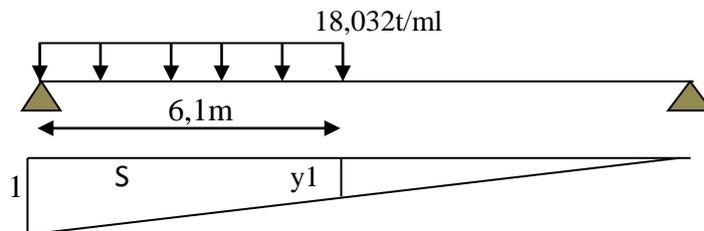


d. Convoi M_{C120} :

$$y_1 = 0,844.$$

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

$$S = 5,624m^2.$$

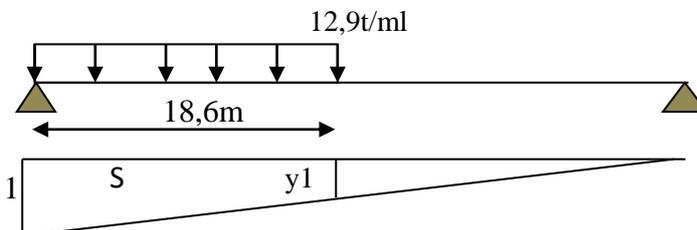


e. Convoi D₂₄₀ :

$$y_1 = 0,523.$$

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

$$S = 14,163m^2.$$



❖ **Tableau récapitulatif des efforts tranchants X = 0,00L :**

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum y_i$	T (t)	T ₀ =T / 5
A(L)	1 voie	0,935	3,2725	19,5	63,814	12,763
	2 voies	0,935	6,545		127,628	25,526

	3 voies	0,8415	8,8358		172,298	34,459
Bc	1 file	E.AV	7,7112	1,423	63,178	12,636
		E.AR	15,4224	3,385		
	2 files	E.AV	14,1372	1,423	115,826	23,165
		E.AR	28,2744	3,385		
	3 files	E.AV	18,3141	1,423	150,047	30,010
		E.AR	36,6282	3,385		
Bt	1 tandem	E.AV	16,88	1	33,169	6,634
		E.AR	16,88	0,965		
	2 tandems	E.AV	33,76	1	66,338	13,268
		E.AR	33,76	0,965		
Mc120		18,032	19,151	5,624	107,705	21,541
D 240		12,9032	12,9032	14,163	182,748	36,547

Tableau 5.10. Les efforts tranchants à X =0,00L.

5.3.2.2. Pour X = 0,25L :

a. Surcharge A(L) :

$$y_1 = \frac{a}{L} = \frac{9,75}{39} = 0,25.$$

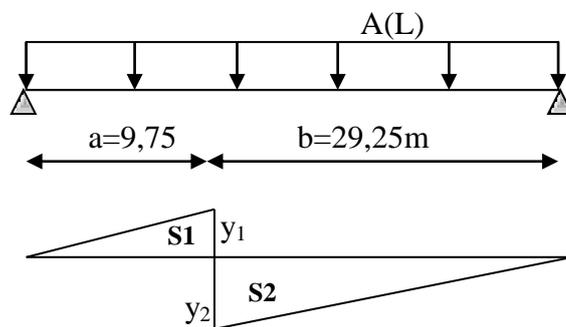
$$y_2 = \frac{b}{L} = \frac{29,25}{39} = 0,75.$$

$$S_1 = \frac{y_1 \times a}{2} = \frac{0,25 \times 9,75}{2} = 1,219m^2.$$

$$S_2 = \frac{y_2 \times b}{2} = \frac{0,75 \times 29,25}{2} = 10,969m^2.$$

$$T = A(L) \times S.$$

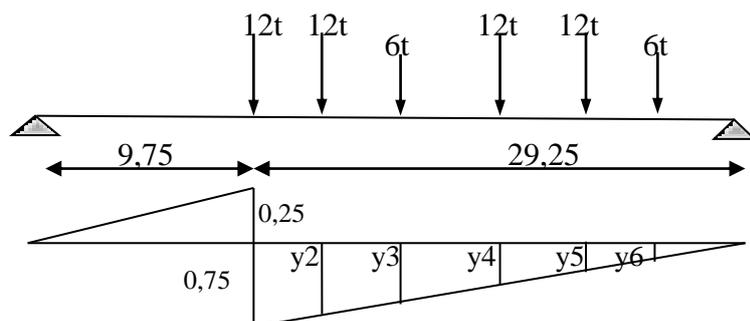
$$S = S_2 - S_1 = 9,75m^2.$$



b. Système Bc :

$$y_1 = 0,75 - 0,25 = 0,5.$$

y1	0,5
y2	0,712
y3	0,596
y4	0,481



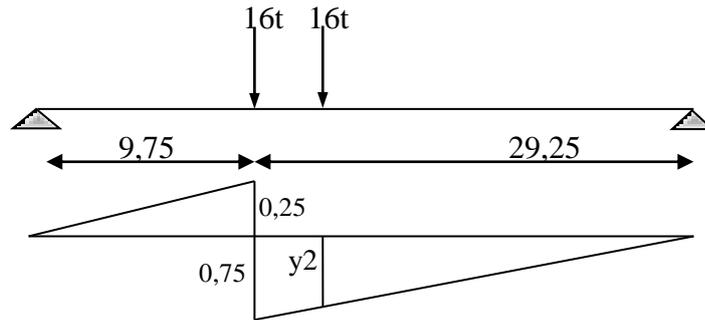
y5	0,365
y6	0,327

essieux avant: $\sum Y_i = 0,923m$
 essieux arrière: $\sum Y_i = 2,058m$

c. Système Bt :

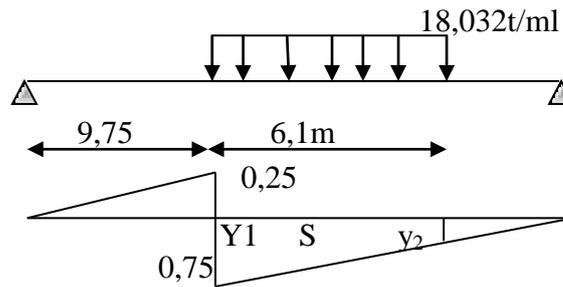
$y_1 = 0,75 - 0,25 = 0,5.$

y1	0,5
y2	0,715



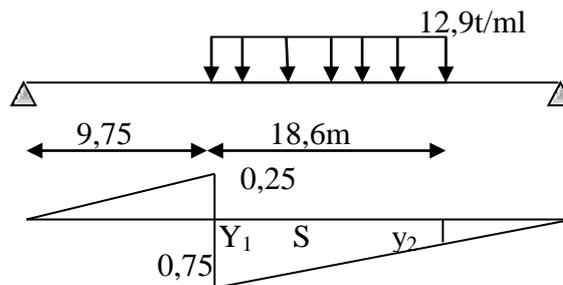
d. Convoi M_{C120} :

$y_1 = 0,75.$
 $y_2 = 0,594.$
 $S = 4,099m^2.$



e. Convoi D₂₄₀ :

$y_1 = 0,75.$
 $y_2 = 0,273.$
 $S = 9,514m^2.$



❖ **Tableau récapitulatif des efforts tranchants X = 0,25L:**

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum y_i$	T (t)	T0=T / 5
A(L)	1 voie	0,935	3,2725	9,75	31,907	6,381
	2 voies	0,935	6,545		63,814	12,763
	3 voies	0,8415	8,8358		86,149	17,229
	1 file	E.AV	7,7112	0,923	38,857	7,771

Bc		E.AR	15,4224	2,058		
	2 files	E.AV	14,1372	0,923	71,237	14,247
		E.AR	28,2744	2,058		
	3 files	E.AV	18,3141	0,923	92,285	18,457
		E.AR	36,6282	2,058		
Bt	1 tandem	E.AV	16,88	0,5	20,509	4,102
		E.AR	16,88	0,715		
	2 tandems	E.AV	33,76	0,5	41,018	8,204
		E.AR	33,76	0,715		
Mc120		18,032	19,151	4,099	78,499	15,699
D 240		12,9032	12,9032	9,514	122,761	24,552

Tableau 5.10. Les efforts tranchants à $X = 0,25L$.

5.4. Conclusion :

Dans ce chapitre on a utilisé la méthode des lignes d'influence et le théorème de BARRE, et ce, pour déterminer les sollicitations maximales et les sections dangereuses dans le sens longitudinal dues aux différents surcharges routières (A(L), B, Mc120...etc.).

Le calcul donne les résultats suivants :

- $M_{\max} = 1781,996 \text{ t.m}$ (sous la charge exceptionnelle D240).
- $T_{\max} = 182,748 \text{ t}$ (sous la charge exceptionnelle D240).

Chapitre 06:

Répartition transversale

des efforts.

6.1. Introduction :

Nous avons calculé dans le chapitre précédent les valeurs maximales des sollicitations globales en différentes sections provoquées sous chaque système de charge dans le sens longitudinal du tablier, dans ce chapitre, notre objectif est de faire une étude sur la répartition transversale de ces sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement et de déduire la poutre la plus sollicitée.

Pour pouvoir répartir ces sollicitations transversalement, deux méthodes sont les plus utilisées à savoir :

- **La méthode de J-Courbon** : utilisée dans le cas des tabliers qui contiennent 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.

6.2. Choix de la méthode :

Le choix de la méthode à adopter dépend de la rigidité relative de l'entretoise r avec :

$$r = \frac{n.a}{2.L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

n : nombre de poutres.

L : portée de la poutre.

a : entraxe des poutres.

I_p : moment d'inertie de la poutre.

I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

- Si $r < 0,3$; la rigidité relative de l'entretoise est infinie, on applique la méthode de **J-Courbon**.
- Si $r \geq 0,3$; la rigidité relative de l'entretoise est finie, on applique la méthode de **Guyon-Massonnet**.

a. Moment d'inertie équivalent d'une poutre :

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la

formule suivante :
$$I_P = I_0 + \frac{8}{3\pi} \times (I_m - I_0)$$

I_0 : Moment d'inertie de la section de fin d'about avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis.

$$I_0 = 102231394,3 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 77909579,78 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 81586396,94 \text{ cm}^4$$

b. Moment d'inertie de l'entretoise (dalle) :

Notre projet est dépourvu des entretoises, dans ce cas le hourdis jouera le rôle de l'entretoise.

$$I_d = \frac{100 \times d^3}{12} = \frac{100 \times (26)^3}{12}$$

$$I_d = 146466,6667 \text{ cm}^4$$

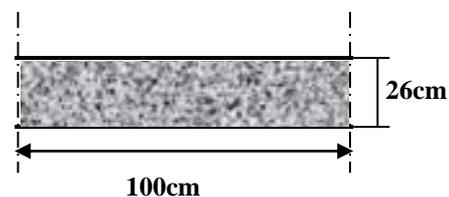


Figure 6.1. Une bande de 1 m de la dalle

$$r = \frac{5 \times 2,9}{2 \times 39} \sqrt[4]{\frac{81586396,94}{146466,6667}} \Rightarrow r = 0,903$$

$r > 0,3 \Rightarrow$ On applique la méthode de **Guyon-Massonnet**.

6.3. Méthode de Guyon-Massonnet :

6.3.1. Principe de la méthode:

Le principe de cette méthode consiste à assimiler la structure réelle constituant la poutraison (poutres et entretoises) à une structure fictive continue (une dalle de largeur $2b$), ayant pour rigidité les valeurs moyennes que possédant ces rigidités dans la structure réelle, puis analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant qu'elle est la même si ces charges se limite au premier terme de leur développement en série de Fourier. [11]

suivant l'axe de la dalle :

$$q(x, y) = q_1(y) \sin\left(\frac{\pi \times x}{L}\right)$$

Le calcul consiste, pour s'effectuer pour chaque effort, de tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e = b$;

$e = \frac{3b}{4}$; $e = \frac{b}{2}$; $e = \frac{b}{4}$; $e = 0$) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ($y = \pm b$;

$y = \pm \frac{3b}{4}$; $y = \pm \frac{b}{2}$; $y = \pm \frac{b}{4}$; $y = 0$). On déplacera les charges de façon à obtenir les plus

grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales ($\kappa_\alpha, \varepsilon_\alpha, \mu_\alpha$) et les sollicitations (moments fléchissant , efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

6.3.2. Paramètre de calcul :

n=5 (nombre des poutres).

a= 2,90m (entre axe des poutres).

b: demi largeur active du pont.

Avec : $2b = n.a = 5 \times 2,9 = 14,5 \text{ m} \Rightarrow b = 7,25 \text{ m}$

a) Rigidité flexionnelle par unité de longueur :

- **Poutre :**

ρ_p : Rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

a : distance entre axe-des poutres.

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{81586396,94E}{290} = 281332,403E$$

- **Dalle :**

ρ_D : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur.

d : unité de largeur de la dalle.

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{d} = \frac{1464666667E}{100} = 1464,666E$$

b) Rigidité torsionnelle γ_p, γ_D :

- **Poutre :**

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de longueur.

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

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.

$$S1 = (150 \times 10) + (60 + 150) \times 5/2 + (22 + 60) \times 10/2 = 2435 \text{ cm}^2$$

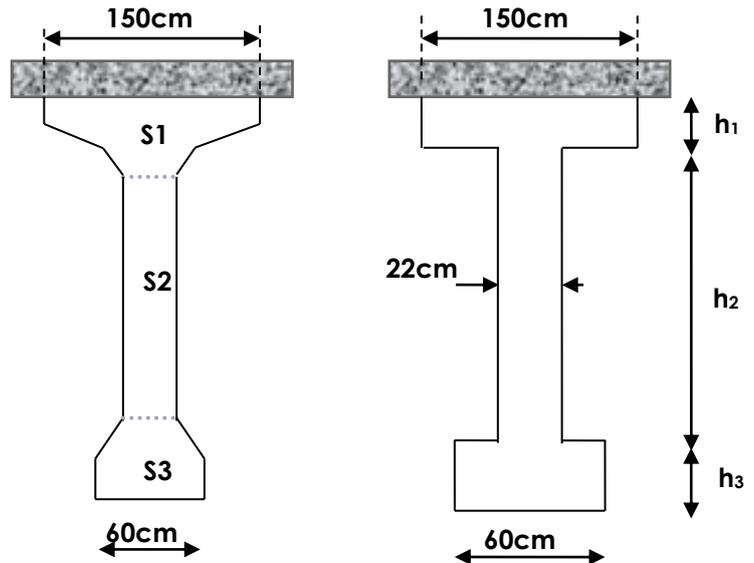
$$S2 = (22 \times 135) = 2970 \text{ cm}^2$$

$$S3 = (60 \times 20) + (60 + 22) \times 20/2 = 2020 \text{ cm}^2$$

$$h1 = 2435/150 = 16,233 \text{ cm}$$

$$h3 = 2020/60 = 33,666 \text{ cm}$$

$$h2 = H - (h1 + h3) = 200 - (16,233 + 33,6667) = 150,101 \text{ cm}$$



Donc :

$$C_p = \left(16,233^3 \times 150 + 33,666^3 \times 60 + 22^3 \times 150,101 + \frac{26^3 \times 290}{2} \right) \left(\frac{E}{2,4 \times 3} \right)$$

$$C_p = 983034,9435E.$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{983034,9435E}{290} = 3389,775E.$$

• **Dalle :**

$$C_d = 2 \times G \times I_d = \frac{2 \times E}{2,4} \times 146466,6767 = 122055,5556E$$

$$\gamma_d = \frac{C_d}{d} = \frac{122055,5556}{100} = 1220,555E$$

6.3.3. Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont):

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_d}{2 \sqrt{\rho_p \cdot \rho_d}} = 0,113.$$

$$\alpha = 0,113.$$

6.3.4. Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement):

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

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

$$b = 7,25\text{m}$$

$$\theta = 0,692.$$

6.4. Détermination des coefficients de répartition transversale :**6.4.1. Coefficient de répartition transversale k_α :**

Il dépend :

- ❖ Du paramètre de l'entretoisement θ .
- ❖ Du paramètre de torsion α .
- ❖ 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.

$$0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0.05}$$

$$\theta > 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0.5}$$

$$0.10 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right)}$$

Telle que :

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

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

Dans le cas où θ calculé n'apparaît pas dans les tableaux on fait l'interpolation, si la poutre se trouve entre deux sections, on faire aussi une interpolation.

Pour notre cas : $0.10 < \theta < 1$

$$\text{Donc : } K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

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

- **Surcharges concentrées**

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

Avec : n : le nombre de charges concentrées

- **Surcharges réparties :**

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

- **Moment fléchissant longitudinal réel**

$$M_{\text{réel}} = k_{\alpha\text{moy}} \times M_0. \text{ avec } M_0 = \frac{M_T}{5}$$

a) **Évaluation des valeurs de k_0 :**

✚ **Tableau 6.1: les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.65$:**

$\theta=0.65$		Alfa=0=> K0								
y \ e	-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 6.2. les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.70$:**

$\theta=0.7$		Alfa=0=> K0								
y \ e	-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	

A Partir des deux tableaux de k_0 précédents ($\theta=0,65$ et $\theta=0,7$) et par l'interpolation par la formule suivante :

$$\begin{array}{lcl} 0.7 & \longrightarrow & K_0(\theta = 0.7) \\ 0.692 & \longrightarrow & K_0(\theta = 0.692) \\ 0.65 & \longrightarrow & K_0(\theta = 0.65) \end{array}$$

$$K_0(\theta = 0.692) = 0.84K_0(\theta = 0.7) + 0.16K_0(\theta = 0.65)$$

✚ Tableau 6.3: les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.692$:

$\theta=0.692$		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,0465	0,5585	1,0571	1,4807	1,6762	1,4807	1,0571	0,5585	0,0465	
b/4	-0,3451	0,1179	0,5886	1,0618	1,4807	1,6962	1,5489	1,2034	0,8082	
b/2	-0,5128	-0,1745	0,1826	0,5886	1,0571	1,5489	1,9321	2,0571	2,0766	
3b/4	-0,5753	-0,3875	-0,1745	0,1179	0,5585	1,2034	2,0571	3,0160	3,9110	
b	-0,6077	-0,5753	-0,5128	-0,3451	0,0465	0,8082	2,0766	3,9110	6,1803	

b) Évaluation des valeurs de k_1 :

✚ Tableau 6.4: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.65$:

$\theta=0.65$		Alfa=1=> K1								
y \ e	-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 6.5: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.7$:

$\theta=0.7$		Alfa=1=> K1								
y \ e	-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	

A Partir des deux tableaux de k_0 précédents ($\theta=0,65$ et $\theta=0,7$) et par l'interpolation par la formule suivante :

0.7 \longrightarrow $K_0(\theta = 0.7)$

0.692 \longrightarrow $K_0(\theta = 0.692)$

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

$K_1(\theta = 0.692) = 0.84K_1(\theta = 0.7) + 0.16K_1(\theta = 0.65)$

✚ **Tableau 6.6: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.692$:**

$\theta=0.692$		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7144	0,8362	0,9929	1,1693	1,2707	1,1693	0,9929	0,8362	0,7144
b/4	0,4884	0,5973	0,7454	0,9445	1,1693	1,3228	1,2774	0,3184	1,0490
b/2	0,3418	0,4329	0,5603	0,7454	0,9929	1,2774	1,5042	1,5464	1,5220
3b/4	0,2487	0,3247	0,4329	0,5973	0,8362	1,1584	1,5464	1,9163	2,1506
b	0,1844	0,2487	0,3418	0,4884	0,7144	1,0490	1,5220	2,1506	2,9066

c) Détermination des valeurs de K_α pour $\theta = 0.692$ et $\alpha = 0.113$:

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

$\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-0.692}{0.663}\right)} = 0,611$

Donc :

$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,611}$

✚ **Tableau 6.7: Les valeurs de K_α pour $\theta = 0.692$:**

$\theta=0.692$		K Alfa							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2228	0,6318	1,0402	1,3985	1,5692	1,3985	1,0402	0,6318	0,2228
b/4	-0,1251	0,2444	0,6300	1,0308	1,3985	1,5977	1,4773	0,9699	0,8717
b/2	-0,2873	-0,0142	0,2823	0,6300	1,0402	1,4773	1,8192	1,9223	1,9302
3b/4	-0,3579	-0,1996	-0,0142	0,2444	0,6318	1,1915	1,9223	2,7258	3,4464
b	-0,3987	-0,3579	-0,2873	-0,1251	0,2228	0,8717	1,9302	3,4464	5,3164

d) Tableaux de $k\alpha$ correspondent aux positions réelles des poutres pour $\theta = 0,692$:

➤ Position des poutres :

$$b = 7,25m \rightarrow 1$$

$$b_0 = 2,9m \rightarrow x$$

$$x = \frac{(2,9 \times 1)}{7,25} = 0,4$$

On obtient le tableau suivant:

poutre	1	2	3	4	5
Réelle ($\times b$)	0,8	0,4	0	-0,4	-0,8

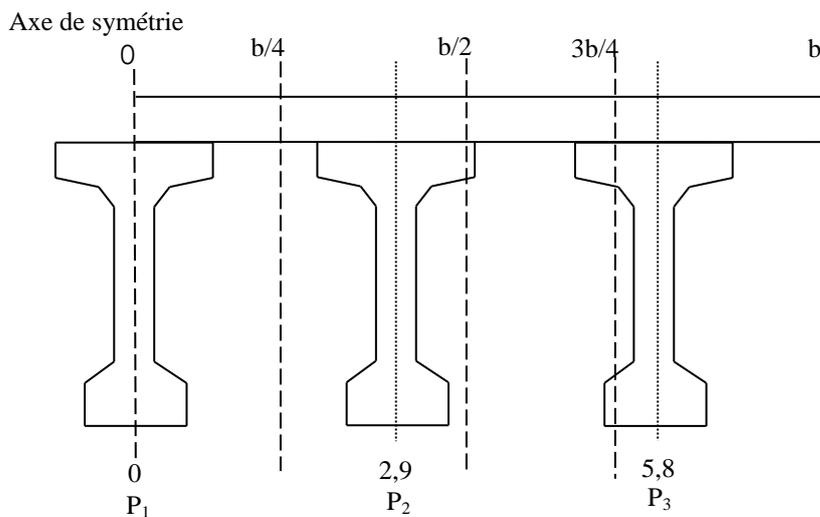


Figure 6.2. La position des poutres.

✚ Tableau 6.8: Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 1 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0,2228	0,6318	1,0402	1,3985	1,5692	1,3985	1,0402	0,6318	0,2228

➤ $k\alpha$ Pour la poutre 2 :

➤ $y = 2,9$

$$1.8125 \longrightarrow K_\alpha(1.8125)$$

$$2.9 \longrightarrow K_\alpha(2.9)$$

$$3.625 \longrightarrow K_\alpha(3.625)$$

$$K_\alpha(2.9) = 0.6 K_\alpha(3.625) + 0,4K_\alpha(1.8125)$$

✚ Tableau 6.9: Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 2 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,2224	0,0892	0,4214	0,7903	1,1835	1,5255	1,6824	1,5413	1,5068

➤ **$k\alpha$ Pour la poutre 3 :**

➤ $y = 5.8$

5.4375 \longrightarrow $K_\alpha(5.4375)$

5.8 \longrightarrow $K_\alpha(5.8)$

7.25 \longrightarrow $K_\alpha(7.25)$

$K_\alpha(5.8) = 0.2 K_\alpha(7.25) + 0.8 K_\alpha(5.4375)$

✚ **Tableau 6.10: Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 3 :**

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,3661	-0,2313	-0,0688	0,1705	0,5500	1,1275	1,9239	2,8699	3,8204

✚ **Tableau 6.11: Tableau récapitulatif des K_α :**

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_1	0,2228	0,6318	1,0402	1,3985	1,5692	1,3985	1,0402	0,6318	0,2228
P_2	-0,2224	0,0892	0,4214	0,7903	1,1835	1,5255	1,6824	1,5413	1,5068
P_3	-0,3661	-0,2313	-0,0688	0,1705	0,5500	1,1275	1,9239	2,8699	3,8204

6.4.2. Coefficient de répartition transversale ε :**6.4.2.1. Les coefficients ε_α :**

On applique les mêmes étapes pour la détermination du coefficient K_α , sauf que ε_α est obtenu par les formules suivantes :

Si : $|Y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \alpha$

Si : $|Y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

- Surcharges concentrées

$$\varepsilon_{\alpha\text{moy}} = \frac{\sum_i p_i \times \varepsilon_i}{\sum_i p_i} = \frac{\sum_i \varepsilon_i}{n}$$

- Surcharges réparties

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

- Efforts tranchant réels :

$$T_{\text{réel}} = \varepsilon_{\text{moy}} T_0 \quad \text{Avec : } T_0 = (T_{\text{total}}/5)$$

a) Evaluation des valeurs de ε_0 :

✚ Tableau 6.12: les valeurs de ε_0 pour $\theta=0.60$:

$\theta=0.60$		ε_0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0533	0,1109	0,1663	0,2119	0,2323	0,2119	0,1663	0,1109	0,0533
b/4	-0,0288	0,0343	0,0974	0,1588	0,2119	0,2425	0,2364	0,2097	0,1775
b/2	-0,0834	-0,0257	0,0337	0,0974	0,1663	0,2364	0,2956	0,3307	0,3558
3b/4	-0,1243	-0,0765	-0,0257	0,0343	0,1109	0,2097	0,3307	0,4632	0,5908
B	-0,1610	-0,1243	-0,0834	-0,0288	0,0533	0,1775	0,3558	0,5908	0,8671

✚ Tableau 6.13: les valeurs de ε_0 pour $\theta=0.70$:

$\theta=0.70$		ε_0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0034	0,0869	0,1684	0,2377	0,2698	0,2377	0,1684	0,087	0,0034
b/4	-0,0571	0,0174	0,0933	0,1698	0,2377	0,2724	0,2475	0,1899	0,1243
b/2	-0,0814	-0,0279	0,0286	0,0933	0,1684	0,2475	0,3086	0,3271	0,3282
3b/4	-0,0887	-0,0604	-0,0279	0,0174	0,0869	0,1899	0,3271	0,4815	0,6252
b	-0,0912	-0,0887	-0,0814	-0,0571	0,0034	0,1243	0,3282	0,6252	0,9942

Par l'interpolation par la formule suivante :

$$0.60 \longrightarrow \varepsilon_0 (\theta = 0.60)$$

$$0.692 \longrightarrow \varepsilon_0 (\theta=0.692)$$

$$0.70 \longrightarrow \varepsilon_0 (\theta = 0.70)$$

$$\varepsilon_0(\theta = 0.642) = 0.92\varepsilon_0(\theta = 0.70) + 0.08\varepsilon_0(\theta = 0.60)$$

✚ Tableau 6.14: les valeurs de ε_0 pour $\theta=0.692$:

$\theta=0.692$		ε_0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0074	0,0888	0,1682	0,2356	0,2668	0,2356	0,1682	0,0889	0,0074
b/4	-0,0548	0,0188	0,0936	0,1689	0,2356	0,2700	0,2466	0,1915	0,1286
b/2	-0,0816	-0,0277	0,0290	0,0936	0,1682	0,2466	0,3076	0,3274	0,3304
3b/4	-0,0915	-0,0617	-0,0277	0,0188	0,0888	0,1915	0,3274	0,4800	0,6224
b	-0,0968	-0,0915	-0,0816	-0,0548	0,0074	0,1286	0,3304	0,6224	0,9840

b) Evaluation des valeurs de ε_1 :
 Tableau 6.15: les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.60$:

$\theta=0.60$		ε_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,0660	0,0978	0,1419	0,2114	0,3237	0,2114	0,1419	0,0978	0,0660	
b/4	0,0460	0,0669	0,0958	0,1411	0,2136	0,3295	0,2200	0,1508	0,1009	
b/2	0,0365	0,0512	0,0714	0,1027	0,1519	0,2288	0,3480	0,2379	0,1586	
3b/4	0,0352	0,0470	0,0632	0,0875	0,1246	0,1800	0,2613	0,3788	0,2522	
B	0,0418	0,0535	0,0692	0,0922	0,1254	0,1718	0,2337	0,3121	0,4028	

 Tableau 6.16: les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.70$:

$\theta=0.70$		ε_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,0544	0,0863	0,1348	0,2488	0,3662	0,2488	0,1348	0,0863	0,0544	
b/4	0,0343	0,0536	0,0828	0,1330	0,2207	0,3723	0,2286	0,1458	0,0913	
b/2	0,0248	0,0374	0,0564	0,0885	0,1436	0,2368	0,3934	0,2505	0,1565	
3b/4	0,0230	0,0329	0,0474	0,0715	0,1109	0,1745	0,2754	0,4329	0,2703	
B	0,0284	0,0385	0,0532	0,0765	0,1127	0,1665	0,2429	0,3449	0,4678	

Par l'interpolation par la formule suivante :

$$0.60 \longrightarrow \varepsilon_1 (\theta = 0.60)$$

$$0.692 \longrightarrow \varepsilon_1 (\theta=0.692)$$

$$0.70 \longrightarrow \varepsilon_1 (\theta = 0.70)$$

$$\varepsilon_1(\theta = 0.642) = 0.92\varepsilon_1(\theta = 0.70) + 0.08\varepsilon_1(\theta = 0.60)$$

 Tableau 6.17: les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.692$:

$\theta=0.692$		ε_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,0553	0,0872	0,1354	0,2458	0,3628	0,2458	0,1354	0,0872	0,0553	
b/4	0,0352	0,0547	0,0838	0,1336	0,2201	0,3689	0,2279	0,1462	0,0921	
b/2	0,0257	0,0385	0,0576	0,0896	0,1443	0,2362	0,3898	0,2495	0,1567	
3b/4	0,0240	0,0340	0,0487	0,0728	0,1120	0,1749	0,2743	0,4286	0,2689	
b	0,0295	0,0397	0,0545	0,0778	0,1137	0,1669	0,2422	0,3423	0,4626	

c) Détermination des valeurs de ε_α pour $\theta = 0.692$ et $\alpha = 0.113$:

$$\text{si } |y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \quad \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \alpha$$

$$\text{si } |y| + |e| > \frac{3b}{4} \quad \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

✚ Tableau 6.18: les valeurs de ε_α pour $\theta=0.692$:

$\theta=0.692$		ε_α								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,0235	0,0886	0,1645	0,2368	0,2776	0,2368	0,1645	0,0887	0,0235	
b/4	-0,0245	0,0309	0,0925	0,1649	0,2338	0,2812	0,2445	0,1763	0,1163	
b/2	-0,0455	-0,0054	0,0386	0,0931	0,1655	0,2454	0,3352	0,3012	0,2720	
3b/4	-0,0527	-0,0295	-0,0020	0,0370	0,0914	0,1859	0,3096	0,4627	0,5036	
b	-0,0543	-0,0474	-0,0358	-0,0102	0,0431	0,1415	0,3008	0,5282	0,8087	

d) Tableaux de ε_α correspondent aux positions réelles des poutres pour $\theta = 0,692$:

✚ Tableau 6.19: Les valeurs ε_α Pour la poutre 1 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0,0235	0,0886	0,1645	0,2368	0,2776	0,2368	0,1645	0,0887	0,0235

➤ ε_α Pour la poutre 2 :

➤ $y = 2,9$

$$1.8125 \longrightarrow \varepsilon_\alpha(1.8125)$$

$$2.9 \longrightarrow \varepsilon_\alpha(2.9)$$

$$3.625 \longrightarrow \varepsilon_\alpha(3.625)$$

$$\varepsilon_\alpha(2.9) = 0.6\varepsilon_\alpha(3.625) + 0.4\varepsilon_\alpha(1.8125)$$

✚ Tableau 6.20: Les valeurs ε_α Pour la poutre 2 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0371	0,0091	0,0602	0,1219	0,1928	0,2597	0,2989	0,2512	0,2097

➤ ε_α Pour la poutre 3 :

➤ $y = 5,8$

$$5.4375 \longrightarrow \varepsilon_\alpha(5.4375)$$

$$5.8 \longrightarrow \varepsilon_\alpha(5.8)$$

$$7.25 \longrightarrow \varepsilon_\alpha(7.25)$$

$$\varepsilon_{\alpha}(2.9) = 0.2\varepsilon_{\alpha}(7.25) + 0.8\varepsilon_{\alpha}(5.4375)$$

✚ Tableau 6.21: Les valeurs ε_{α} Pour la poutre 3 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0530	-0,0331	-0,0088	0,0275	0,0818	0,1770	0,3078	0,4758	0,5646

✚ Tableau 6.22: Tableau récapitulatif des ε_{α} :

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₁	0,0235	0,0886	0,1645	0,2368	0,2776	0,2368	0,1645	0,0887	0,0235
P ₂	-0,0371	0,0091	0,0602	0,1219	0,1928	0,2597	0,2989	0,2512	0,2097
P ₃	-0,0530	-0,0331	-0,0088	0,0275	0,0818	0,1770	0,3078	0,4758	0,5646

6.4.2.2. Les coefficients $\overline{\varepsilon_{\alpha}}$:

On applique les mêmes étapes pour la détermination du coefficient ε_{α} , mais par l'exploitation des formules suivantes :

$$\text{Si } :|y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha}} = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon_1} - \varepsilon_0) \cdot \alpha$$

$$\text{Si } :|y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha}} = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon_1} - \varepsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

a) évaluation des valeurs de $\overline{\varepsilon_1}$:

✚ Tableau 6.23: les valeurs de $\overline{\varepsilon_1}$ pour $\theta=0.60$:

$\theta=0.60$	$\overline{\varepsilon_1}$								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0066	0,0549	0,1247	0,2443	0,4584	0,2443	0,1247	0,0549	0,0066
b/4	0,0001	0,0262	0,0644	0,1303	0,2488	0,4623	0,2458	0,1185	0,0300
b/2	0,0037	0,0182	0,0408	0,0782	0,1448	0,2634	0,4732	0,2437	0,0835
3b/4	0,0168	0,0277	0,0429	0,0675	0,1085	0,1769	0,2905	0,4788	0,1924
B	0,0418	0,0535	0,0692	0,0922	0,1254	0,1718	0,2337	0,3121	0,4028

✚ Tableau 6.24: les valeurs de $\overline{\varepsilon_1}$ pour $\theta=0.70$:

$\theta=0.70$	$\overline{\varepsilon_1}$								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0040	0,0402	0,1117	0,2508	0,5289	0,2508	0,1117	0,0402	-0,0040

b/4	-0,0080	0,0131	0,0476	0,1159	0,2545	0,5329	0,2532	0,1072	0,0161
b/2	0,0036	0,0071	0,0246	0,0592	0,1292	0,2694	0,5458	0,2537	0,0702
3b/4	0,0076	0,0152	0,0272	0,0489	0,0894	0,1647	0,3036	0,5585	0,1957
B	0,0284	0,0385	0,0532	0,0765	0,1127	0,1675	0,2429	0,3449	0,4678

Par l'interpolation par la formule suivante :

$$0,60 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,60)$$

$$0,692 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,692)$$

$$0,70 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,70)$$

$$\overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,692) = 0,92 \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,70) + 0,08 \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,60)$$

✚ Tableau 6.25: les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$ pour $\theta=0,692$:

$\theta=0,692$		$\overline{\varepsilon}_1$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0032	0,0414	0,1127	0,2503	0,5233	0,2503	0,1127	0,0414	-0,003
b/4	-0,0074	0,0141	0,0489	0,1171	0,2540	0,5273	0,2526	0,1081	0,0172
b/2	0,0036	0,0080	0,0259	0,0607	0,1304	0,2689	0,5400	0,2529	0,0713
3b/4	0,0083	0,0162	0,0285	0,0504	0,0909	0,1657	0,3026	0,5521	0,1954
B	0,0295	0,0397	0,0545	0,0778	0,1137	0,1678	0,2422	0,3423	0,4626

b) Détermination des valeurs de $\overline{\varepsilon}_\alpha$ pour $\theta = 0,692$ et $\alpha = 0,113$:

$$\text{Si : } |y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0) \cdot \alpha$$

$$\text{Si : } |y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

✚ Tableau 6.26: les valeurs de $\overline{\varepsilon}_\alpha$ pour $\theta=0,692$ et $\alpha = 0,113$:

$\theta=0,692$		$\overline{\varepsilon}_\alpha$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0039	0,0834	0,1619	0,2373	0,2958	0,2373	0,1619	0,0835	0,0039
b/4	-0,0389	0,0172	0,0886	0,1630	0,2377	0,2991	0,2473	0,1635	0,0912
b/2	-0,0530	-0,0157	0,0280	0,0899	0,1639	0,2491	0,3857	0,3024	0,2433
3b/4	-0,0579	-0,0355	-0,0088	0,0294	0,0890	0,1828	0,3190	0,5042	0,4789
B	-0,0544	-0,0474	-0,0359	-0,0102	0,0431	0,1418	0,3007	0,5282	0,8087

c) Tableaux de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ correspondent aux positions réelles des poutres pour $\theta = 0,692$:

✚ Tableau 6.27: Les valeurs $\overline{\varepsilon_\alpha}$ Pour la poutre 1 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0,0039	0,0834	0,1619	0,2373	0,2958	0,2373	0,1619	0,0835	0,0039

➤ $\overline{\varepsilon_\alpha}$ Pour la poutre 2 :

➤ $y = 2,9$

$$1.8125 \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(1.8125)$$

$$2.9 \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(2.9)$$

$$3.625 \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(3.625)$$

$$\overline{\varepsilon_\alpha}(2.9) = 0.6 \overline{\varepsilon_\alpha}(3.625) + 0.4 \overline{\varepsilon_\alpha}(1.8125)$$

✚ Tableau 6.28: Les valeurs $\overline{\varepsilon_\alpha}$ Pour la poutre 2 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0473	-0,0025	0,0522	0,1191	0,1934	0,2691	0,3303	0,2468	0,1824

➤ $\overline{\varepsilon_\alpha}$ Pour la poutre 3 :

➤ $y = 5,8$

$$5.4375 \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(5.4375)$$

$$5.8 \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(5.8)$$

$$7.25 \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(7.25)$$

$$\overline{\varepsilon_\alpha}(5.8) = 0.2 \overline{\varepsilon_\alpha}(7.25) + 0.8 \overline{\varepsilon_\alpha}(5.4375)$$

✚ Tableau 6.29: Les valeurs $\overline{\varepsilon_\alpha}$ Pour la poutre 3 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0572	-0,0379	-0,0142	0,0215	0,0799	0,1746	0,3154	0,5090	0,5448

✚ Tableau 6.30: Tableau récapitulatif des $\overline{\varepsilon_\alpha}$:

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₁	0,0039	0,0834	0,1619	0,2373	0,2958	0,2373	0,1619	0,0835	0,0039
P ₂	-0,0473	-0,0025	0,0522	0,1191	0,1934	0,2691	0,3303	0,2468	0,1824
P ₃	-0,0572	-0,0379	-0,0142	0,0215	0,0799	0,1746	0,3154	0,5090	0,5448

6.5. Calcul des moments et des efforts réels dans chaque poutre :**6.5.1. Combinaison d'action [5]:**

Combinaison	ELU	ELS
I	1.35G+1.6 (Max (A, B,))	G+1.2 (Max (A, B))
II	1.35G+1.35 (Max (M C 120, D 240))	G+Max (M C 120, D 240)

Les valeurs des efforts internes (moment fléchissant réel $M(x)$. effort tranchant réel $T(x)$), Ainsi que pour leur combinaison pour chaque poutre sont données dans les tableaux ci-après.

6.5.2. Les moments :

✚ **Tableau 6.31: Les valeurs des moments dans les différentes poutres à $X=0.25L$:**

Système		$M_0 = M/5$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$
A(l)	1Voie	93,328	1.0016	93,4773	1.6116	150,4074	2.0202	188,5412
	2Voies	186,655	1.2406	231,5642	1.4057	262,3809	1.3428	250,6403
	3Voies	251,986	1.1955	301,2493	1.1049	278,4193	0.916	230,8192
Bc	1File	86,751	1.4750	127,9577	1.6002	138,8190	2.3857	206,9619
	2Files	159,044	1.4298	227,4011	1.553	246,9953	1.8223	289,8259
	3Files	206,034	1.3226	272,5006	1.3913	286,6551	1.3724	282,7611
Bt	1 tandem	48,235	1.475	71,1466	1.6002	77,1856	2.3857	115,0742
	2 tandems	96,469	1.3923	134,3138	1.5186	146,4978	1.7276	166,6598
Mc120		157,489	1.4138	222,6579	1.5467	243,5882	2.1001	330,7426
D240		267,299	1.4851	396,9657	1.2898	344,7623	0.6651	177,7806

✚ **Tableau 6.32: Les valeurs des moments dans les différentes poutres à $X=0.5L$:**

Système		$M_0 = M/5$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$
A(l)	1Voie	124,437	1.0016	124,6361	1.6116	200,5427	2.0202	251,3876
	2Voies	248,874	1.2406	308,7531	1.4057	349,8422	1.3428	334,1880
	3Voies	335,981	1.1955	401,6653	1.1049	371,2254	0.916	307,7586
Bc	1File	109,884	1.4750	162,0789	1.6002	175,8364	2.3857	262,1503
	2Files	201,455	1.4298	288,0404	1.553	312,8596	1.8223	367,1114
	3Files	260,976	1.3226	345,1669	1.3913	363,0959	1.3724	358,1635
Bt	1 tandem	63,553	1.475	93,7407	1.6002	101,6975	2.3857	151,6184
	2 tandems	127,106	1.3923	176,9697	1.5186	193,0232	1.7276	219,5883
Mc120		209,987	1.4138	296,8796	1.5467	324,7869	2.1001	440,9937
D240		356,399	1.4851	529,2882	1.2898	459,6834	0.6651	237,0410

✚ Tableau 6.33: Les valeurs des moments maximums dans les différentes poutres:

Système		$M_0 = M/5$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$
A(l)	1Voie	124,437	1.0016	124,6361	1.6116	200,5427	2.0202	251,3876
	2Voies	248,874	1.2406	308,7531	1.4057	349,8422	1.3428	334,1880
	3Voies	335,981	1.1955	401,6653	1.1049	371,2254	0.916	307,7586
Bc	1File	111,003	1.4750	163,7294	1.6002	177,6270	2.3857	264,8199
	2Files	203,505	1.4298	290,9714	1.553	316,0433	1.8223	370,8472
	3Files	263,631	1.3226	348,6784	1.3913	366,7898	1.3724	361,8072
Bt	1 tandem	63,573	1.475	93,7702	1.6002	101,7295	2.3857	151,6661
	2 tandems	127,147	1.3923	177,0268	1.5186	193,0854	1.7276	219,6592
Mc120		209,987	1.4138	296,8796	1.5467	324,7869	2.1001	440,9937
D240		356,399	1.4851	529,2882	1.2898	459,6834	0.6651	237,0410

✚ Tableau 6.34: La poutre la plus sollicitée :

Poutre	Position	M (C.P)	M (Surcharges)	M_{tot}
Poutre 1	0.5L	904.979	529,2882	1434,267
	0.25L	678.73	396,9657	1075,696
	Max	904.979	529,2882	1434,267
Poutre 2	0.5L	904.979	459,6834	1364,662
	0.25L	678.73	344,7623	1023,492
	Max	904.979	459,6834	1364,662
Poutre3	0.5L	889.214	440,9937	1330,208
	0.25L	666.91	330,7426	997,6526
	Max	889.214	440,9937	1330,208

➤ Les valeurs des moments majorés dans les différentes poutres :

✚ Tableau 6.35: Combinaison des moments ELU :

ELU	Poutre 1			poutre 2			Poutre 3		
	0.25L	0.5L	max	0.25L	0.5L	max	0.25L	0.5L	max
1.35G+1.6 (A(L))	1398,284	1864,386	1864,386	1361,756	1815,682	1815,682	1301,353	1735,14	1735,13971
1.35G+1.6 (Bc)	917,8855	1773,989	1779,607	1374,934	1802,675	1808,585	1364,05	1787,817	1793,79436
1.35 (G+Mc120)	1216,874	1622,509	1622,509	1245,13	1660,184	1660,184	1346,831	1795,78	1795,78039
1.35 (G+ D 240)	1452,189	1936,261	1936,261	1536,858	1842,294	1842,294	1140,332	1520,444	1520,44422

✚ Tableau 6.36: Combinaison des moments ELS :

ELS	Poutre 1			poutre 2			Poutre 3		
	0.25L	0.5L	max	0.25L	0.5L	max	0.25L	0.5L	max
G+1.2(A(L))	1040,229	1386,977	1386,977	1012,833	1350,449	1350,449	967,678	1290,240	1290,240
G+1.2 (Bc)	1005,731	1319,179	1323,393	1022,716	1340,694	1345,127	1014,701	1329,748	1334,231
G+Mc120	901,388	1201,859	1201,859	922,318	1229,766	1229,766	997,653	1330,208	1330,208
G+ D 240	1075,696	1434,267	1434,267	1023,492	1364,662	1364,662	844,691	1126,255	1126,255

6.5.3. Les efforts tranchants :

✚ Tableau 6.37: Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à X=0.0L :

Système		$T_0 = T/5$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			$\overline{\epsilon}_{\text{amoy}}$	$T_{\text{réel}}$	$\overline{\epsilon}_{\text{amoy}}$	$T_{\text{réel}}$	$\overline{\epsilon}_{\text{amoy}}$	$T_{\text{réel}}$
A(l)	1Voie	12,763	0.1558	1,9885	0.2944	3,7574	0.3397	4,3356
	2Voies	25,526	0.2219	5,6642	0.249	6,3560	0.2196	5,6055
	3Voies	34,459	0.2069	7,1296	0.1889	6,5093	0.095	3,2736
Bc	1File	12,636	0.2635	3,3296	0.2903	3,6682	0.4079	5,1542
	2Files	23,165	0.2442	5,6569	0.2787	6,4561	0.3037	7,0352
	3Files	30,010	0.226	6,7823	0.2435	7,3074	0.2254	6,7643
Bt	1 tandem	6,634	0.2635	1,7481	0.2903	1,9259	0.4079	2,7060
	2 tandems	13,268	0.2442	3,2400	0.2703	3,5863	0.2874	3,8132
Mc120		21,541	0.2425	5,2237	0.2644	5,6954	0.3575	7,7009
D240		36,547	0.2699	9,8640	0.1937	7,0792	0.0879	3,2125

✚ Tableau 6.38: Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à X=0.25L :

Système		$T_0 = T/5$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			ϵ_{amoy}	$T_{\text{réel}}$	ϵ_{amoy}	$T_{\text{réel}}$	ϵ_{amoy}	$T_{\text{réel}}$
A(l)	1Voie	6,381	0.1585	1,0114	0.2775	1,7707	0.4897	3,1248
	2Voies	12,763	0.1941	2,4773	0.2393	3,0542	0.2148	2,7415
	3Voies	17,229	0.1977	3,4062	0.1858	3,2011	0.1438	2,4775
Bc	1File	7,771	0.2551	1,9824	0.2749	2,1362	0.3888	3,0214
	2Files	14,247	0.2518	3,5874	0.2652	3,7783	0.2936	4,1829
	3Files	18,457	0.2228	4,1122	0.2344	4,3263	0.2199	4,0587
Bt	1 tandem	4,102	0.2551	1,0464	0.2749	1,1276	0.3888	1,5949

	2 tandems	8,204	0.2378	1,9509	1.0299	8,4493	0.2781	2,2815
Mc120		15,699	0.2405	3,7756	0.2593	4,0708	0.3419	5,3675
D240		24,552	0.2596	6,3737	0.1919	4,7115	0.0908	2,2293

✚ Tableau 6.39: La poutre la plus sollicitée :

Poutre	Position	T (C.P)	T (Surcharges)	T tot
Poutre 1	0.25L	46,41	6,3737	52,7837
	0.00L	92,82	9,8640	102,6840
Poutre 2	0.25L	46,41	4,7115	51,1215
	0.00L	92,82	7,3074	100,1274
Poutre3	0.25L	45,609	5,3675	50,9765
	0.00L	91,201	7,7009	98,9019

- Tableau donnant les valeurs des efforts tranchants majorées dans les différentes poutres :

✚ Tableau 6.40: Combinaison à ELU :

ELU	Poutre 1		poutre 2		Poutre 3	
	0L	0,25L	0L	0,25L	0L	0,25L
1.35G+1.6 (A(L))	136,7143	68,1034	135,7219	67,7753	132,0902	66,5718
1.35G+1.6 (Bc)	136,1586	69,2331	136,9989	69,5756	134,3777	68,2648
1.35 (G+ Mc120)	132,3590	67,7506	132,9958	68,1490	133,5176	68,8183
1.35 (G+ D 240)	138,6234	71,2580	134,8639	69,0141	127,4582	64,5817

✚ Tableau 6.41: Combinaison à ELS :

ELS	Poutre 1		poutre 2		Poutre 3	
	0L	0,25L	0L	0,25L	0L	0,25L
G+1.2 (A(L))	101,3755	50,4974	100,6312	50,2514	97,9276	49,3587
G+1.2(Bc)	100,9587	51,3447	101,5889	51,6016	99,6433	50,6285
G+Mc120	98,0437	50,1856	98,5154	50,4808	98,9019	50,9765
G+D240	102,6840	52,7837	99,8992	51,1215	94,4135	47,8383

✚ **Tableau 6.42: Les combinaisons max des moments dans chaque poutre :**

Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0.25L	0.50L	max
Poutre 1	ELU	I	M (t.m)	1398.284	1864.386	1864.386
		II	M (t.m)	1452.189	1936.261	1936.261
	ELS	I	M (t.m)	1040.229	1386.977	1386.977
		II	M (t.m)	1075.696	1434.267	1434.267
Poutre 2	ELU	I	M (t.m)	1374.934	1815.682	1815.682
		II	M (t.m)	1536.858	1842.294	1842.294
	ELS	I	M (t.m)	1022.716	1350.449	1350.449
		II	M (t.m)	1023.492	1364.662	1364.662
Poutre 3	ELU	I	M (t.m)	1364.05	1787.817	1793.7943
		II	M (t.m)	1346.831	1795.7803	1795.7803
	ELS	I	M (t.m)	1014.701	1329.748	1334.231
		II	M (t.m)	997.653	1330.208	1330.208

✚ **Tableau 6.43: Les combinaisons max des efforts dans chaque poutre :**

Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0.00L	0.25L
Poutre 1	ELU	I	T(t)	136.7143	69.2331
		II	T(t)	138.6234	71.2580
	ELS	I	T(t)	101.3775	51.3447
		II	T(t)	102.6840	52.7837
Poutre 2	ELU	I	T(t)	136.9989	69.5756
		II	T(t)	134.8639	69.0141
	ELS	I	T(t)	101.5889	51.6016
		II	T(t)	99.8992	51.1215
Poutre 3	ELU	I	T(t)	134.3777	68.2648
		II	T(t)	133.5176	68.8183
	ELS	I	T(t)	99.6433	50.6285
		II	T(t)	98.9019	50.9765

6.6. Conclusion :

Une étude de la répartition transversale des sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement, et de déduire la poutre la plus sollicitée pour notre ouvrage a été effectuée par l'utilisation de la méthode de Guyon-Massonnet.

D'après les résultats de cette étude, on constate clairement que les efforts internes maximums sont obtenus dans la poutre 3, donc la poutre la plus sollicitée est la poutre intermédiaire.

Chapitre 07: Modélisation et comparaison.

7.1. 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.

La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des matériaux, permet de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif. Cette description se traduit par des lois exprimant en tout point matériel une relation plus au moins complexe entre les tenseurs de contrainte et de déformation et leurs accroissements respectifs. Les progrès réalisés permettent aujourd'hui une analyse plus fine de comportement non linéaire des matériaux utilisés dans la construction des ouvrages.

L'analyse numérique fournit les moyens de résoudre par « discrétisation » les équations aux dérivées partielles associées à un problème physique citant dans notre cas la méthode des éléments finis. L'introduction des lois de comportement dans un code en éléments finis est aujourd'hui assez bien maîtrisée. Le logiciel de calcul se situe ainsi au bout d'une chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable par l'ingénieur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud. Cela est basée sur une équation appelée *équation fondamentale de la MEF* :

$$[\mathbf{K}] \{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{F}\}.$$

Donc la **MEF** est l'extension des méthodes matricielles utilisées dans l'analyse des systèmes treillis pour étudier les structures continues.

$[\mathbf{K}]$ - matrice de rigidité caractérisant le système ($n \times n$).

$\{U\}$ - vecteur des **DDL** – Degrés De Libertés (n), inconnus ; par exemple, les déplacements et les rotations des nœuds en mécanique des solides et des structures.

$\{F\}$ - vecteur des sollicitations appliquées {vecteur forces} ;(n), connu.

Pour une modélisation exacte du comportement des ouvrages, l'ingénieur est appelé à suivre la démarche suivante :

- Définir les nœuds et les éléments (Créer le maillage).
- Pour chaque élément, établir la matrice de rigidité élémentaire $[K_e]$ reliant les degrés de libertés (déplacements) nodaux $\{u_e\}$ et les forces $\{f_e\}$ appliquées aux nœuds :
 $[K_e] \{u_e\} = \{f_e\}$.
- Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global
 $[K] \{U\} = \{F\}$ de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds.
- Modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites.
- Résoudre le système $[K] \{U\} = \{F\}$ et obtenir les déplacements $\{U\}$ aux nœuds.
- Calculer les gradients (déformations et contraintes) dans les éléments et les réactions aux nœuds sur lesquels les conditions aux limites sont imposées.

7.2. Présentation de logiciel :

ROBOT Millénium 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 Millénium 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.

ROBOT Millénium permet de roulantes, 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).

ROBOT Millénium 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 Millénium permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

ROBOT Millénium 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 Millénium a été conçu spécialement pour l'environnement Windows 2000/NT/XP. Lors de la création de ROBOT Millénium, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet profitant des outils performants de la société Microsoft. Tous ces facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à ROBOT Millénium de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules.

7.3. La modélisation :

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec quatre travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 26 cm d'épaisseur avec 05 poutres de longueur de 40m).

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas où le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré. [3].

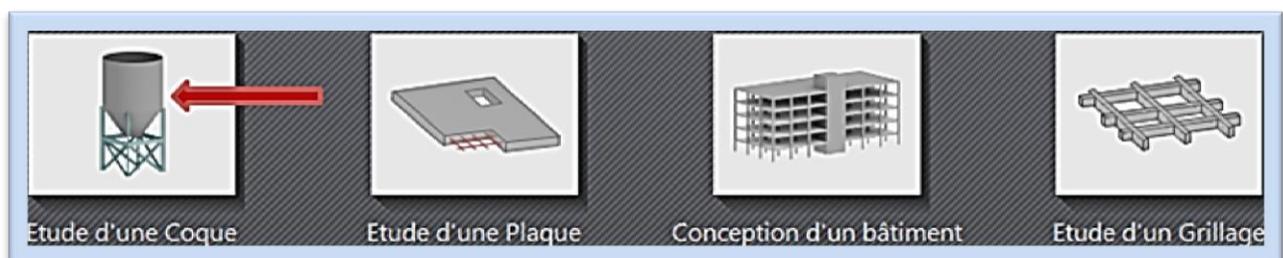


Figure 7.1. Choix de l'affaire.

7.3.1. Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

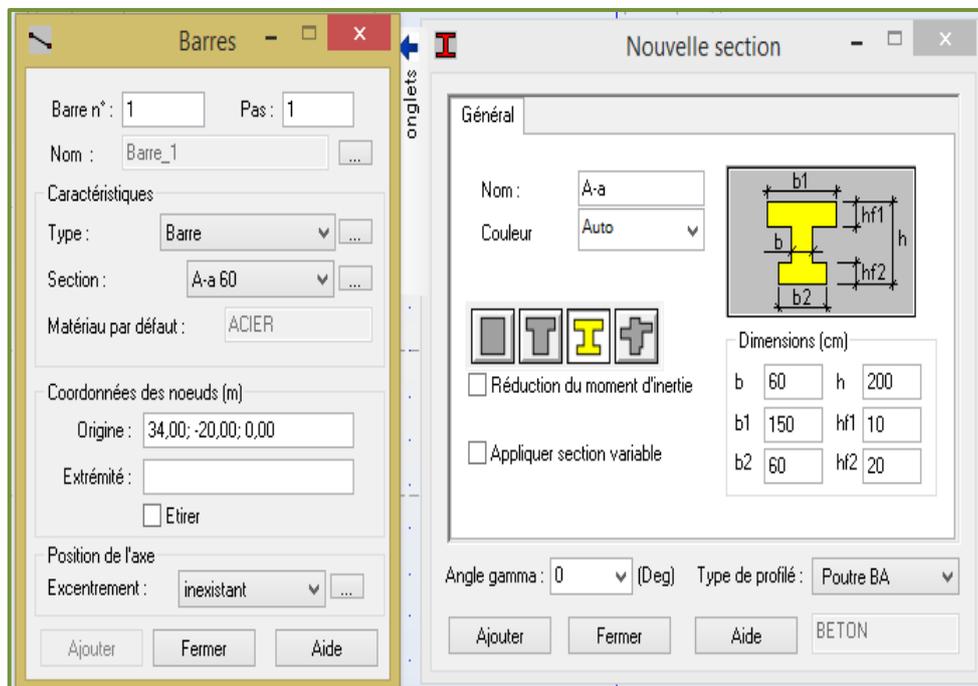


Figure 7.2. Modélisation des poutres.

7.3.2. Modélisation de la dalle :

La dalle constituée le tablier est modélisée de la manière suivante :

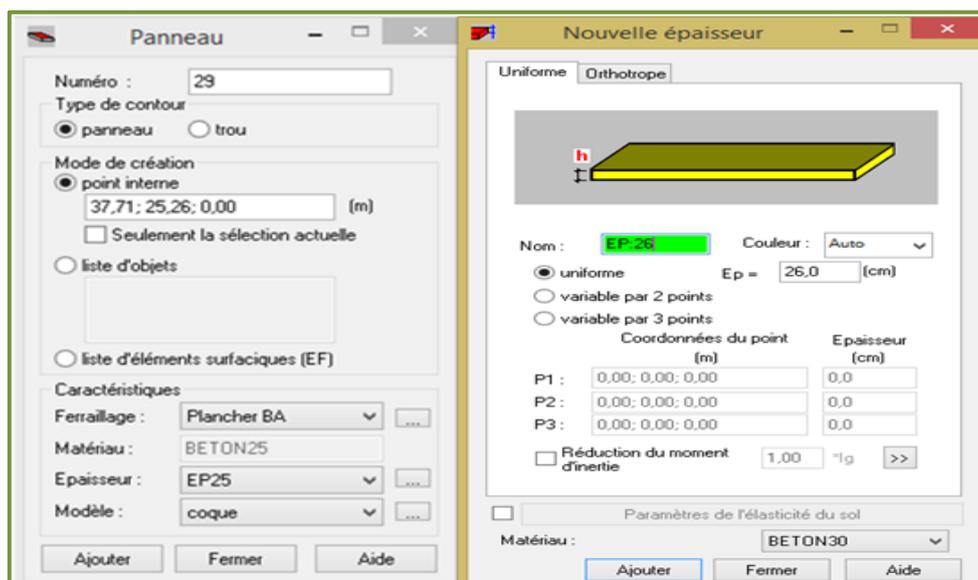


Figure 7.3. Modélisation de la dalle.

7.3.3. Modélisation du tablier :

Le tablier est modélisé de la manière suivante :

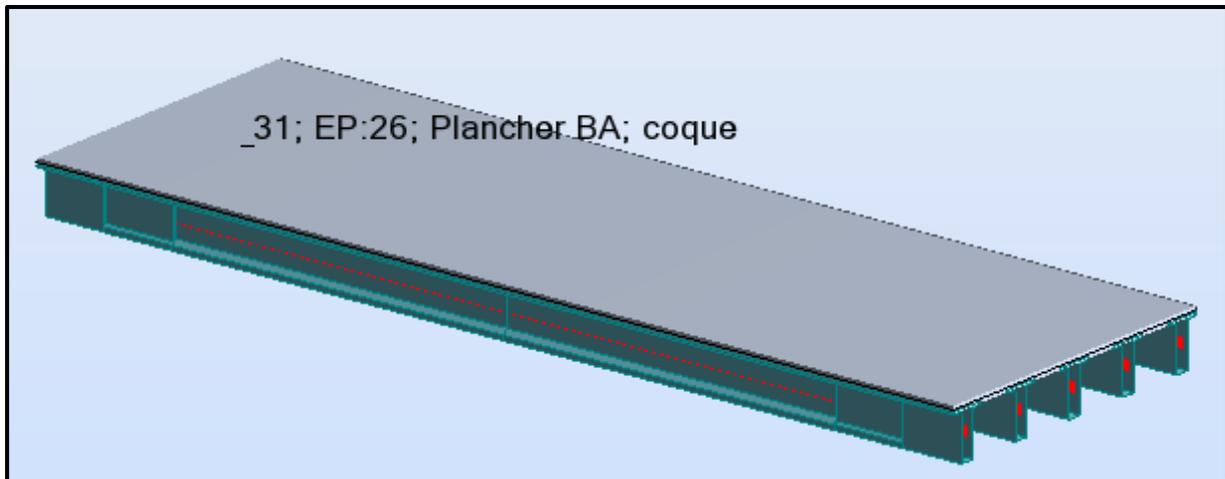


Figure 7.4. Modélisation du tablier.

7.3.4. Définition de différents cas de charge :

7.3.4.1. Système de charge A(L) 03 voies chargées :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{39+12} = 935,882 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$A(L) = 0.935 \text{ t} / \text{m}^2$$

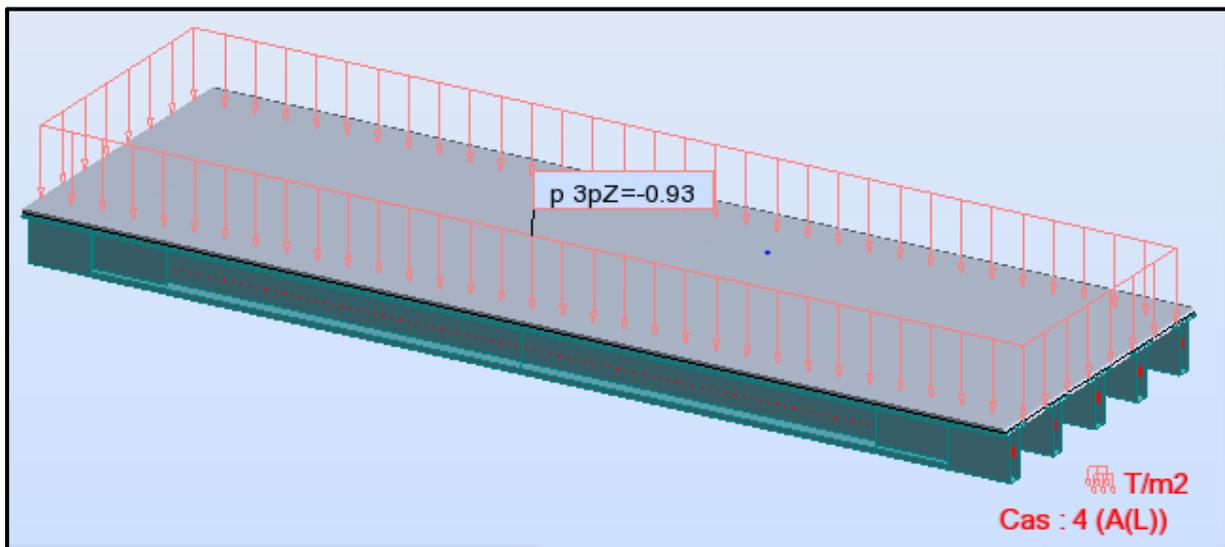


Figure 7.5. Système de charge A (L) 03 VC.

7.3.4.2. Sous système B_c 03 voies chargées :

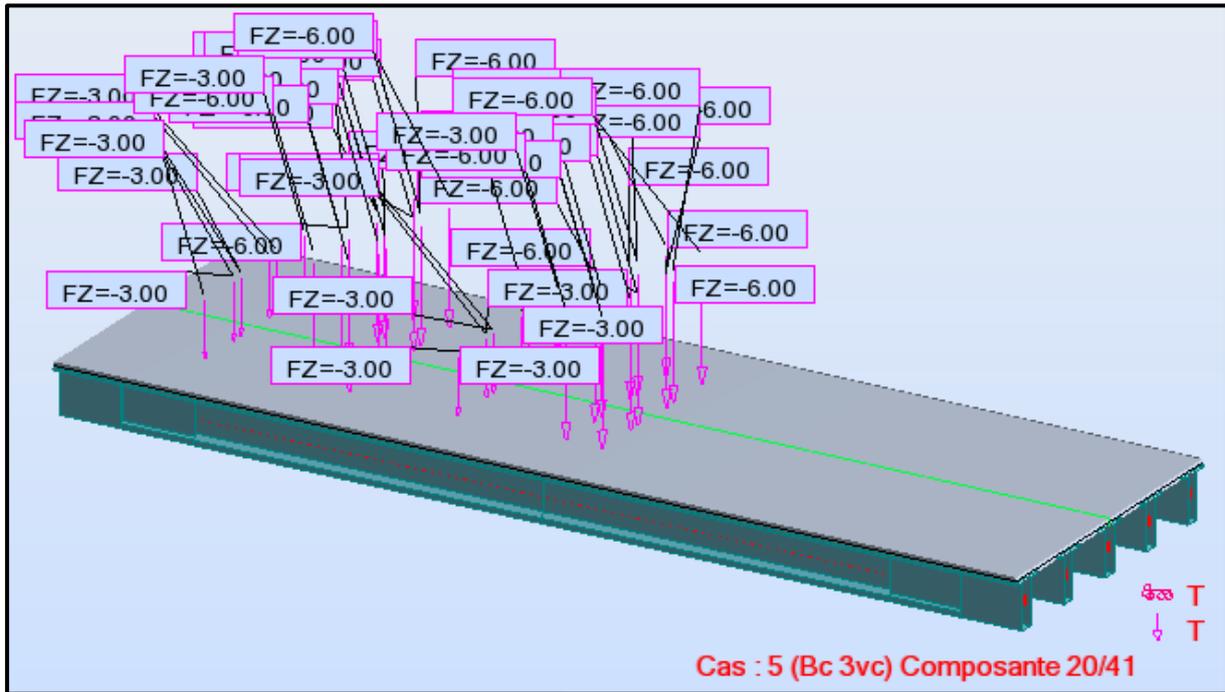


Figure 7.6. Sous système Bc 03 VC.

7.3.4.3. Système militaire Mc120 :

La charge par chaque chenille est :

$$P_{chenille} = \frac{55}{6.1} = 9,016t / m^2$$

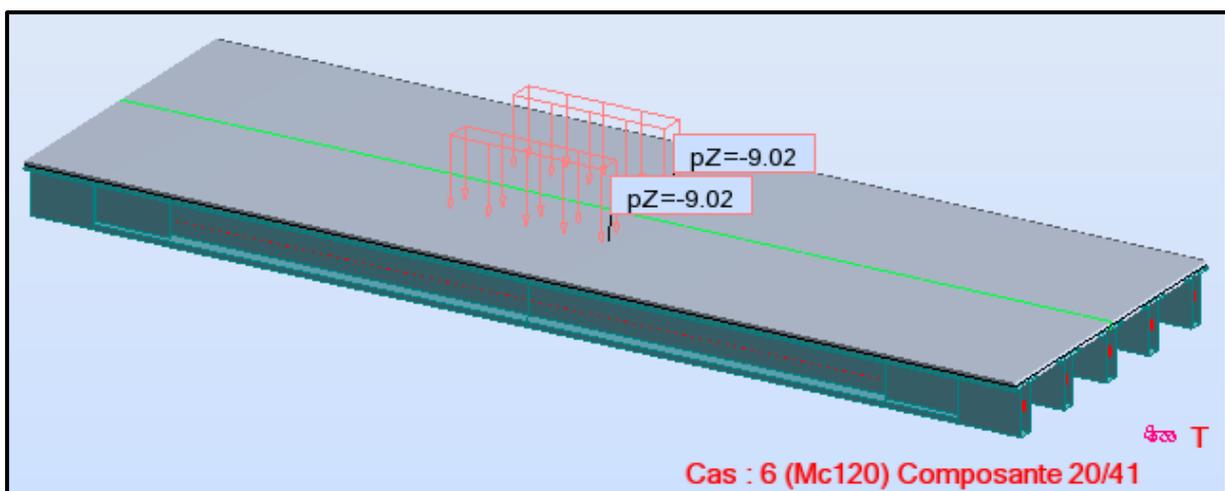


Figure 7.7. Système militaire Mc120.

7.3.4.4. Charge exceptionnelle D240 :

$$P_{D240} = \frac{240}{18.6 \times 3,2} = 4,032t / m^2$$

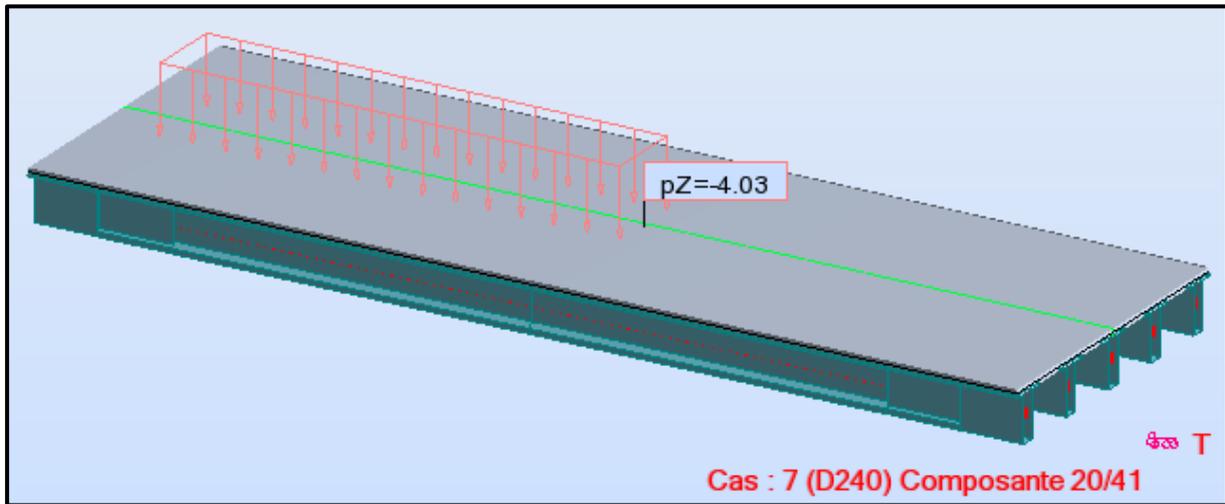


Figure 7.8. Charge exceptionnelle D240.

7.3.5. Valeur des moments fléchissant réels :

Pour la détermination des sollicitations maximum (M et T), on doit prendre en considération les combinaisons d'actions selon BPAEL [5] (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

- à l'état limite de service (E.L.S) :

a- $G + 1,2(A(L))$

b- $G + 1,2(Bc)$

c- $G + Mc120$

d- $G + D240$

▪ à l'état limite ultime (E.L.U) :

a- $1,35G+1,6(A(L))$

b- $1,35G+1,6(Bc)$

d- $1,35G+1,35Mc120$

e- $1,35G+1,35D240$

Les combinaisons d'action : [5]

COMBINAISON	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G+1,6[\text{Max (A, B)]}$	$G+1,2[\text{Max (A, B)}]$
II	$1,35G+1,35\text{Max [Mc}_{120}, \text{D240}]$	$G+ \text{Max [Mc}_{120}, \text{D240}]$

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

		Type de combinaison	Moment fléchissant	
			0,25L	0,5L
POUTRE 03	E.L.U	I	1403.02	1872.90
		II	1420.17	1896.63
	E.L.S	I	1042.86	1402.49
		II	1061.85	1428.85
POUTRE 02	E.L.U	I	1366.96	1825.27
		II	1343.62	1794.00
	E.L.S	I	1023.55	1366.60
		II	1011.17	1349.48
POUTRE 01	E.L.U	I	1305.96	1743.34
		II	1205.15	1616.68
	E.L.S	I	973.09	1304.83
		II	907.35	1212.80

7.3.5.1. Les valeurs extrêmes du moment:

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		E.L.U		E.L.S	
Poutre: 03	$1,35G+1,35D240$ $G+D240$	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
			1896.63		1428.85

7.3.5.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT :

✓ A l'E.L.U :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		ROBOT		G.MASSONET	
Poutre: 03	1,35G+1,35D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		1420.17	1896.63	1452.18	1936.26

✓ à l'E.L.S :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		ROBOT		G.MASSONET	
Poutre: 03	1,35G+1,35D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		1061.85	1428.85	1075.69	1434.26

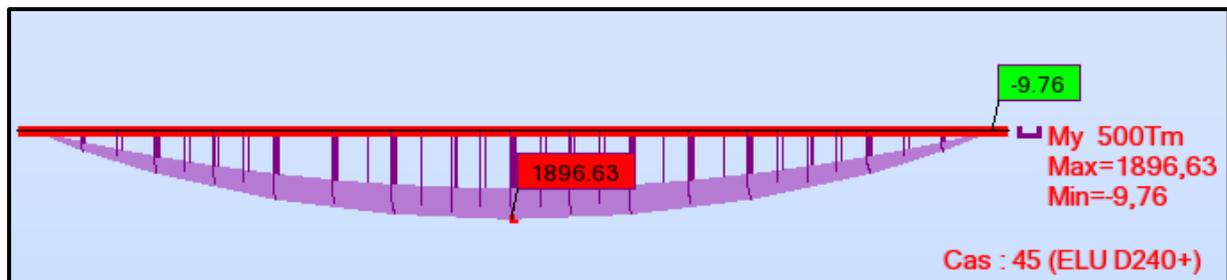


Figure 7.9: Moment max à l'E.L.U.

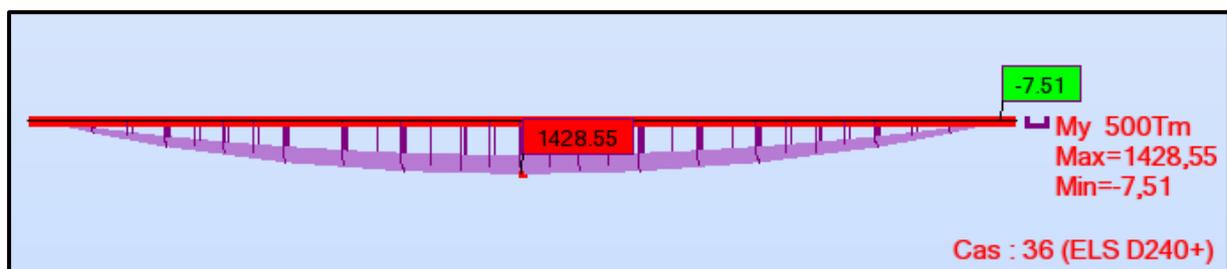


Figure 7.10: Moment max à l'E.L.S.

7.4. Conclusion :

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

Chapitre 08: Etude de la précontrainte.

8.1.Introduction :

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression, mais par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser à pleine la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

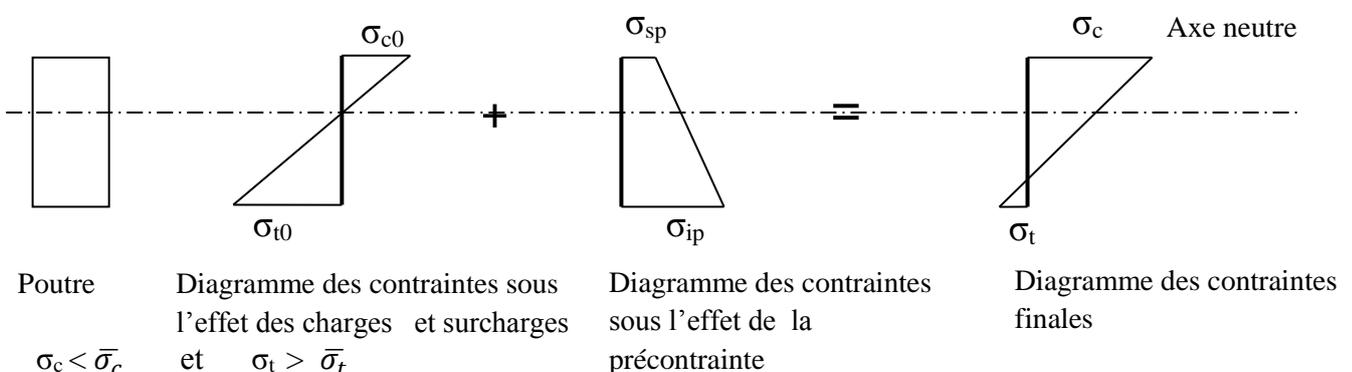
8.1.1. Histoire du béton précontraint :

L'idée de la précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble des forces internes de façon telle que la variation des contraintes qui faisait naître de la traction, ne provoque qu'une décompression du matériau.

L'idée de la technique du béton précontraint est due à **M. FREYSSINET**, qui chercha à se placer dans des conditions voisines de certains arcs où l'effort normal compense les tractions, produisant ainsi, exclusivement les compressions auxquelles le béton résiste convenablement. Bien avant **M. FREYSSINET**, d'autres ingénieurs tels que **KOENER** et **LUNDT** (en 1907) avaient essayé de pré comprimer des éléments en béton en les traversant par des barres d'acier doux filetées et tendues par serrage d'un écrou ; mais leurs essais n'avaient abouti qu'à des échecs, en raison de l'intervention des déformations différées (retrait, fluage, et la relaxation de l'acier.). A partir d'études théoriques et expérimentales, **M. FREYSSINET** découvre en 1962 les lois régissant le retrait, les déformations lentes sous charges, et les hygrométriques. En 1928, il déposa ses brevets qui définissent à la fois le fonctionnement théorique du matériau et les dispositifs à mettre en œuvre pour réaliser pratiquement la mise en place du béton (câble, grâce, ancrages, vérins, ... etc.).

8.1.2. Le principe de la précontrainte :

Le principe du précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la construction (la poutre), avant la mise en service à l'aide des forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisait naître de la traction ne provoque aucune décompression du matériau, afin de limiter la traction en valeurs et de vérifier les conditions de sécurités. [7]



8.1.3. Types 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. [7]

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

- La précontrainte par pré-tension.
- La précontrainte par post-tension.

a. 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 doit tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur les culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

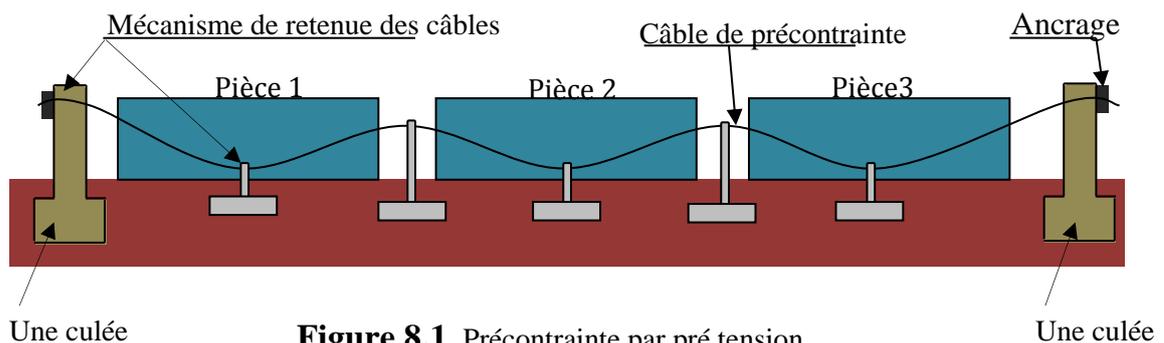


Figure 8.1. Précontrainte par pré tension.

b. Précontrainte par post-tension :

Son principe est de tendre les armatures en prenant appuis sur la pièce à précontrainte pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé présente un léger raccourcissement, pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Les armatures elles-mêmes peuvent avoir été enfilées dans les gaines avant coulage du béton au contraire, si le procédé d'ancrage le permet, l'être après durcissement du béton. La première solution peut faire naître un danger de corrosion des aciers qu'il est souvent difficile de protéger pendant un délai assez long. Quant à l'enfilage des armatures, il n'est applicable que si le tracé des gaines n'est si trop long.

Après mise en tension et fixation de l'ancrage de l'armature au béton, la gaine dans laquelle elle pouvait coulisser, est remplie de ciment. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier dur vis-à-vis la corrosion et de plus il solidarise Pour effet d'améliorer le comportement des pièces fléchies ou tendue vis à vis de la fissuration.

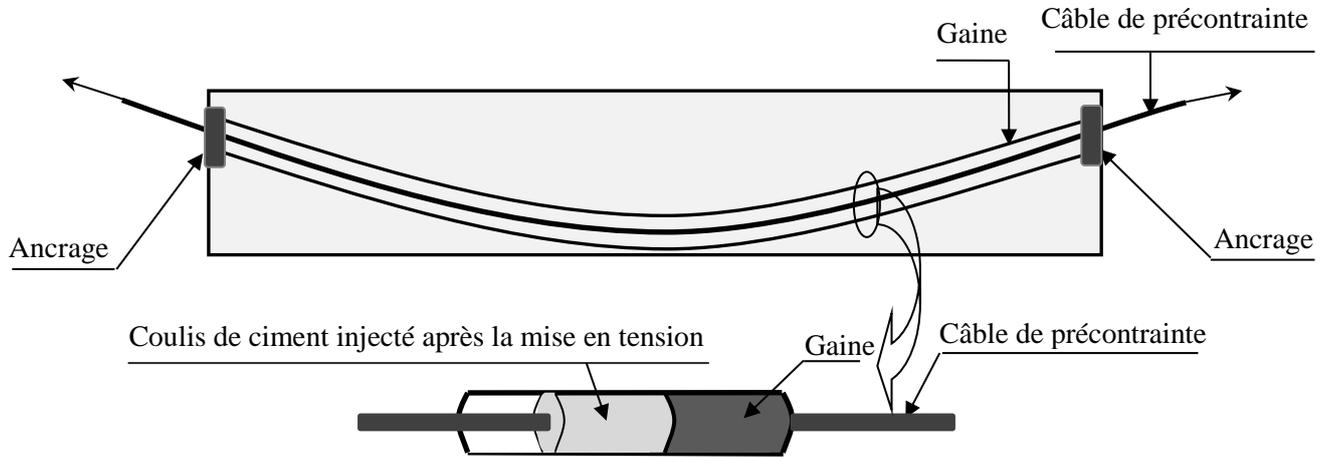


Figure 8.2. Précontrainte par post-tension.

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

8.2. Dimensionnement de la précontrainte :

8.2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre centrale P_3), position « $\frac{1}{2}L$ » et dans la section médiane, alors, on prend en compte la section nette.

section	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	c' = ρ.v (cm)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	7053.75	38113784.87	89.583	110.417	46.484	51.89	200
Poutre + dalle	14216.75	77909579.78	63.898	162.102	32.115	50.26	226

Tableau 8.1. Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

C' : centre de pression.

✓ L'enrobage :

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ cm} \quad \text{on adopte } d = 11 \text{ cm}$$

8.2.2. L'effort de précontraint minimum :

La résistance caractéristique à 28 jours égale a $f_{c28} = 41 \text{ MPA}$

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

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 3.06 \text{ MPA}$$

Contrainte admissible du béton :

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \cdot j}{1.4 + 0,95 \cdot j}$$

➤ **En exploitation :**

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = 24.6 \text{ MPA.}$$

- Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -3.06 \text{ MPA.}$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -4.59 \text{ MPA.}$$

➤ **En construction (à 14 jours) :**

$$f_{c14} = 39.047 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 23.428 \text{ MPA.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1.5f_{t14} = -1.5(0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -4.41 \text{ MPA.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = (0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -2.942 \text{ MPA.}$$

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

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

➤ **En section sous critique :**

$$p_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{B_n}{h} (V \bar{\sigma}_{ti} + V' \bar{\sigma}_{ts})$$

On a:

$$\Delta M = M_{Max} - M_{Min} = 1434.267 - 904.979 = 529.288 \text{ t.m}$$

Donc :

$$p_1 = \frac{529.288}{0.5026 \times 2.26} + \frac{1.421675}{2.26} [0.63898 \times (-306) + 1.62102 \times (-459)]$$

$$p_1 = 125.076t$$

➤ **En section sur critique :**

$$p_2 = \frac{M_{Max} + \rho B_n V \overline{\sigma_{ti}}}{\rho V + V' - d'} = \frac{1434.267 + 0.5026 \times 1.421675 \times 0.63898 \times (-306)}{0.5026 \times 0.63898 + 1.62102 - 0.11}$$

$$p_2 = 706.569t$$

Donc : $P_2 > P_1$ (la section est sur critique)'

8.2.3. Calcul du nombre des câbles :

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 32%.

$$0.68 \times P_0 = P_{min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0.68} = \frac{706.569}{0.68} = \mathbf{1039.072t.}$$

$$P_0 = \mathbf{1039.072t.}$$

➤ **Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble :**

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles 10T15.2 et 7T15.2, les torons de classe 1770 à très basse relaxation (TBR).

- Section nominale de l'acier : $A_p = 139 \text{ mm}^2$
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1656 \text{ MPA}$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$.
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$
- Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2.5\%$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000 \text{ MPA}$.

➤ **La force de la précontrainte par torons :**

$$\sigma_{p0} = \min\{0,9 f_{peg} ; 0,8 f_{prg}\}$$

$$\sigma_{p0} = \min\{0,9 (1656); 0,8 (1860)\} = 1488 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPA.}$$

$$P_0 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{1039.072 \times 10^4}{139 \times 1488} = 50.237 \Rightarrow n \geq 51$$

On adopte (51 torons T15.2)

La valeur des pertes de précontraintes totales après calcul est de 32% de la précontrainte initiale appliquée, nous adopterons donc 51 torons ce qui équivaut à 6 câbles (3*(10T15.2) + 3*(7T15.2)).

Soit (51 torons T15.2) : $P = 51(139 \times 1488 \cdot 10^{-4}) = 1054.843 \text{ t.}$

8.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension :

La mise en tension se fera en 14 jours :

a. Les contraintes limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0,95j} \\ f_{tj} = 0.6 + 0,06f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 39.047 \text{ MPA.} \\ f_{t14} = 2.942 \text{ MPA.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 23.428 \text{ MPA.} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -4.413 \text{ MPA.} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,942 \text{ MPA.} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{ci}, \bar{\sigma}_{cs}$: 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.

A la mise en tension, on prend juste la section de la poutre seule soumise à la précontrainte et la charge de poids propre de cette poutre.

Avec : $K1 = 0,9$

➤ En fibre supérieure :

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

Avec : M_{min} est le moment sous le poids propre de la poutre seul.

$$M_{\text{min}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 407,77 \text{ t. m}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(110.417 - 11) \Rightarrow e_0 = -99.417 \text{ cm.}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) = 0.859 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{ts} = -4.413 \text{ MPA} \dots \dots \text{ (CV).}$$

➤ En fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{min}} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) = 28.988 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{ci} = 23,428 \text{ MPA} \dots \dots \text{ (C. N. V).}$$

On propose comme solution de faire la mise en tension en deux familles, l'une avant le coulage de la dalle et l'autre après le coulage de la dalle.

b. Détermination du nombre de câbles ancrés en intrados :

La mise en tension peut être à partir du 7^{ème} jour de l'âge du béton, on doit vérifier pour notre cas les contraintes dans le béton au 7^{ème} jour et au 14^{ème} jour.

$$\text{Au 7^{ème} jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 21.39MPa \\ \overline{\sigma_{ts}} = -4.108MPa \end{cases}$$

$$\text{Au 14^{ème} jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 23.428MPa \\ \overline{\sigma_{ts}} = -4.413MPa \end{cases}$$

On prend quatre (04) câbles : $P = 34 \times P_0 \times 0,94 = 661.03t$

$$\text{Au 7^{ème} jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 21.39MPa > 18.1MPa \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ts}} = -4.108MPa < 4.11MPa \Rightarrow c.v \end{cases}$$

$$\text{Au 14^{ème} jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 23.428MPa > 18.1MPa \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ts}} = -4.413MPa < 4.11MPa \Rightarrow c.v \end{cases}$$

Donc :

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, quatre (04) câbles à l'about leur tirage à 100% au 14^{ème} jour et deux (02) câbles à l'extrados leur tirage après le coulage de la dalle.

8.2.5. Principe de positionnement des câbles :

On subdivise la moitié de la poutre en 3 zones :

Zone d'about : on dispose chaque deux câbles de telle sorte que le centre de gravité des (02) câble ou s'approche avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

Zone centrale : où tous les câble sont placés à l'excentricité maximum (avec signe négatif) afin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respectant l'enrobage.

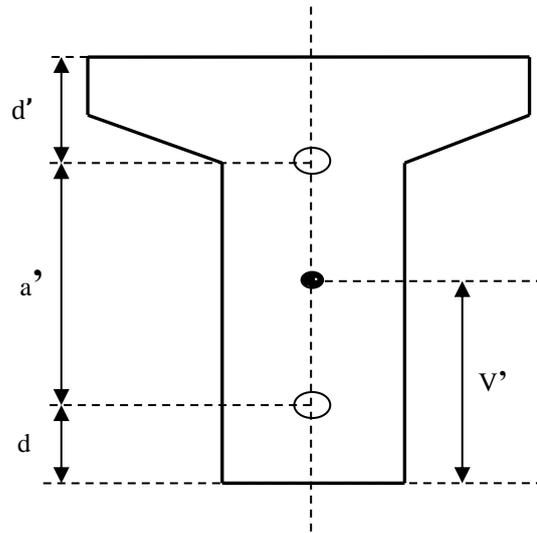
Zone intermédiaire : ou zone de relevage, ou les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about.

Positionnement des câbles : généralement les maximums des câbles est placé à l'about toute en respectant les conditions fixées par le règlement (c'est un avantage en point de vue économique et réalisation)

8.2.6. Distribution constructive des câbles :

8.2.6.1. La disposition des câbles à l'about :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about, nous avons une seule file d'ancrage à l'about, quatre (04) câbles disposés verticalement.



• **Détermination de d, a', d' :**

Pour les ouvrages d'about.

D'après les conditions fixées par le document SETRA [12]:

$$d \geq 16.5 \text{ cm} , a' \geq 28 \text{ cm} , d' \geq 16.5 \text{ cm}$$

• **Pour N_1 et N_4 :**

$$p_1 = p_2 = p = 72.39 \text{ t.}$$

$$M / \text{fibre inférieure} : (P_1 + P_2). V' = P_2 (a' + d) + P_1. d$$

En fixant $a' = 112 \text{ cm}$

$$\text{Comme : } P_1 = P_2 = P \Rightarrow 2V' = a' + 2d$$

$$d = 54 \text{ cm} \Rightarrow d = \frac{2 \times 110.417 - 112}{2} = 54 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d' = 200 - (112 + 54) = 34 \text{ cm}$$

• **Pour N_2 et N_3 :**

$$p_1 = p_2 = p = 103.41 \text{ t.}$$

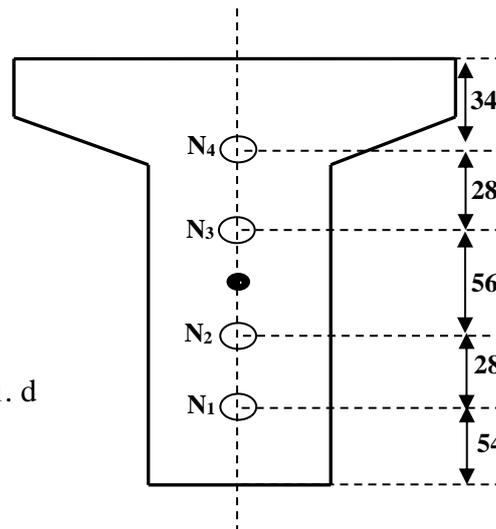
$$M / \text{fibre inférieure} : (P_1 + P_2). V' = P_2 (a' + d) + P_1. d$$

En fixant $a' = 56 \text{ cm}$

$$\text{Comme : } P_1 = P_2 = P \Rightarrow 2V' = a' + 2d$$

$$d = 82 \text{ cm} \Rightarrow d = \frac{2 \times 110.417 - 56}{2} = 82 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d' = 200 - (82 + 56) = 62 \text{ cm}$$



8.2.6.2. Disposition des câbles à mi travée :

Φ : diamètre de la gaine.

$$\Phi : 7,2 \text{ cm}$$

On prend:

$$e_H = 15 \text{ cm}$$

$$e_v = 9 \text{ cm}$$

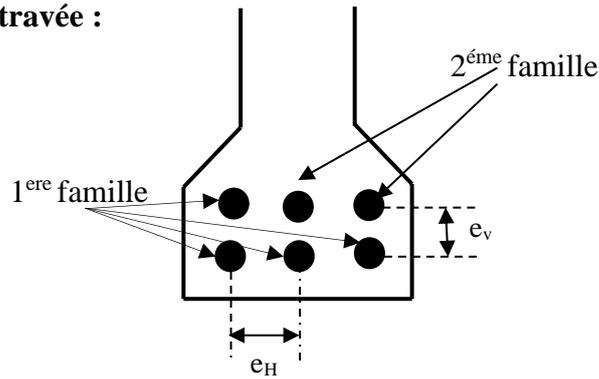


Figure 8.3. disposition des câbles à mi travée.

8.2.7. Les traces des câbles :

a. Trace de câble sortant à l'extrados :

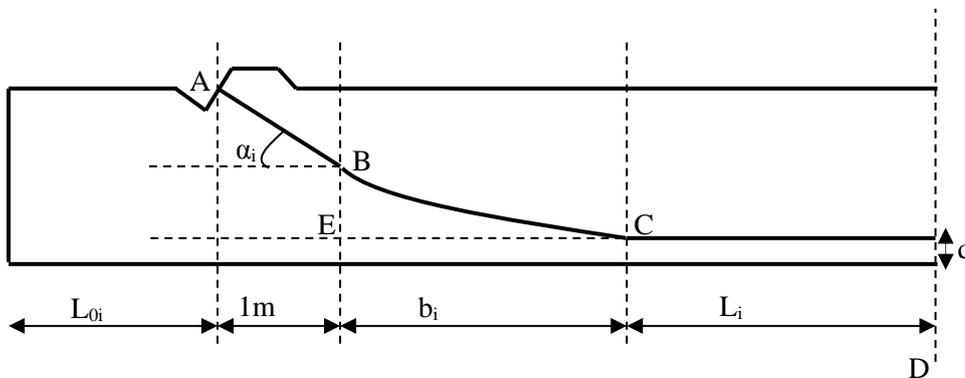


Figure 8.4. trace de câble à l'extrados.

a.1. Pour le câble N₅ :

$\alpha_5 = 24,15^\circ$ (l'angle d'inclinaison pour le câble relevé à l'extrados).

AB : partie rectiligne (1m sur l'horizontal).

BC : partie parabolique.

CD : partie droite.

$$L_{0i} \leq \frac{L}{4} = \frac{40}{4} = 10 \Rightarrow \text{prand} : L_{01} = 4m$$

$$\text{L'équation de la parabole : } y = a x^2 \Rightarrow BE = ab^2 \Rightarrow a = \frac{BE}{b^2}$$

$$BE = 200 - (11 + 100 \cdot \text{tg} 24,15^\circ) = 144.16 \text{ cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{d(y)}{d(x)} = 2 \cdot a \cdot x = 2abi \text{ (Au point B)}$$

$$\text{tg}(\alpha) = 2ab \Rightarrow b_1 = \frac{2 \times BE}{\text{tg} \alpha} = \frac{2 \times 144.16}{\text{tg} 24.15^\circ} = 643 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L}{2} - (b_1 + 4 + 1) = 20 - (6.43 + 4 + 1) = 8.57m$$

$$\Rightarrow a_1 = \frac{tg\alpha}{2 \times b_1} = \frac{tg24.15^0}{2 \times 643} = 3.486 \times 10^{-4}$$

a.2. pour le câble N₆ :

$\alpha_6 = 24,15^\circ$ (l'angle d'inclinaison pour le câble relevé à l'extrados).

AB : partie rectiligne (1m sur l'horizontal).

BC : partie parabolique.

CD : partie droite.

$$L_{0i} \leq \frac{L}{4} = \frac{40}{4} = 10 \Rightarrow \text{prand} : L_{02} = 5m$$

L'équation de la parabole : $y = a x^2 \Rightarrow BE = ab^2 \Rightarrow a = \frac{BE}{b^2}$

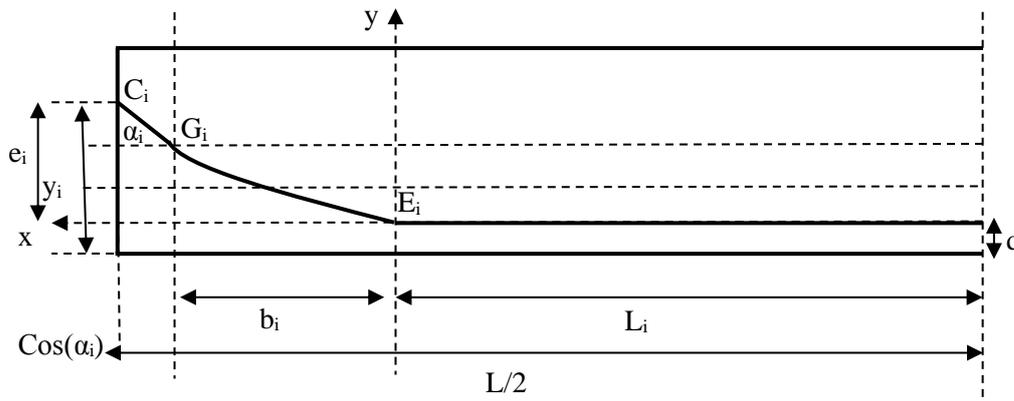
$$BE = 200 - (11 + 100.tg24,15^0) = 144.16cm$$

$$tg(\alpha) = \frac{d(y)}{d(x)} = 2.a.x = 2abi \text{ (Au point B)}$$

$$tg(\alpha) = 2ab \Rightarrow b_2 = \frac{2 \times BE}{tg\alpha} = \frac{2 \times 144.16}{tg24.15^0} = 643cm$$

$$L_2 = \frac{L}{2} - (b_2 + 5 + 1) = 20 - (6.43 + 5 + 1) = 7.57m$$

$$\Rightarrow a_2 = \frac{tg\alpha}{2 \times b_2} = \frac{tg24.15^0}{2 \times 643} = 3.486 \times 10^{-4}$$

b. Équation et inclinaison des câbles d'about :

Figure 8.5. trace de câble à l'intrados.

$E_i G_i$: tronçon parabolique.

$G_i C_i$: tronçon rectiligne.

E_i : point de relevage du câble.

α_i : angle d'inclinaison.

C_i : point d'ancrage du câble.

b_i : projection de la parabole sur l'horizontale.

Y_i : projection de la parabole sur la verticale.

$C_i G_i$: tronçon rectiligne sur **01** mètre afin de répartir la précontrainte convenablement, ce tronçon est incliné d'un angle (α) variant entre **2°** à **20°** pour limiter les pertes de précontrainte et l'effort tranchant (about) en suite le tronçon parabolique $E_i G_i$ et puis redevenir rectiligne.

Au milieu de la travée, tous les câbles sont groupés dans le tronçon pour avoir un moment max, négatif puis ils sont relevés progressivement afin de ne pas créer de contrainte normale trop grandes en fibre inférieure et de diminuer l'effort tranchant.

b.1. Équation de la parabole :

$$y^2 = a_i x^2 \quad \Rightarrow \quad \frac{d(y)}{d(x)} = 2 \cdot a_i \cdot x \quad \text{Au point } G_i \quad \frac{d(y)}{d(x)}(G_i) = 2a_i b_i = \text{tg}(\alpha_i)$$

$$\text{Donc : } a_i = \frac{\text{tg}(\alpha_i)}{2b_i}$$

b.2. Calcul les angles α_i et les distances b_i :

(Selon le document de SETRA) : [12]

$$tg(\alpha_i) = \frac{2 \times \left(\frac{L}{2} + 1,00 - L_i \right)}{e_i \left[\left(\frac{\frac{L}{2} + 1,00 - L_i}{e_i} \right)^2 - 1 \right]}, \quad a_i = \frac{tg(\alpha_i)}{2.b_i}$$

$$b_i = e_i \times \left(\frac{1}{\sin(\alpha_i)} + \frac{1}{tg(\alpha_i)} \right) - (1 + \cos(\alpha_i))$$

Comme les (L_i) forment une progression arithmétique de raison 1,5 (principe de Guyon-Massonnet) donc on se fixe L_5 et L_6 de 5^{ème} et 6^{ème} câble (à l'extrados) au départ puis on calcule les autres afin de calculer les α_i .

$$L_5 = 20 - (6.43 + 4 + 1) = 8.57m$$

$$L_6 = 20 - (6.43 + 5 + 1) = 7.57m$$

D'où :

$$L_4 = 8.57 + 2.00 = 10.57m$$

$$L_3 = 10.57 + 2.00 = 12.57m$$

$$L_2 = 12.57 + 2.00 = 14.57m$$

$$L_1 = 14.57 + 2.00 = 16.57m$$

• **Calcul de e_i :**

$$e_1 = 54 - 11 = 43cm$$

$$e_2 = 43 + 28 = 71cm$$

$$e_3 = 71 + 56 = 127cm$$

$$e_4 = 127 + 28 - 9 = 146cm$$

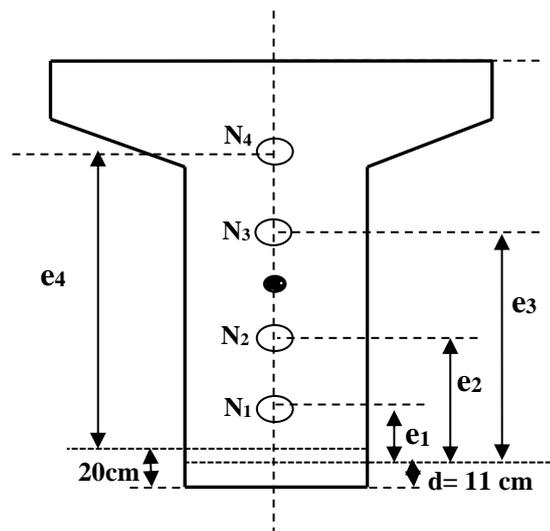
D'où :

$$tg(\alpha_1) = 0,195 \Rightarrow \alpha_1 = 12.26gr$$

$$tg(\alpha_2) = 0,22 \Rightarrow \alpha_2 = 14gr$$

$$tg(\alpha_3) = 0,3 \Rightarrow \alpha_3 = 19.02gr$$

$$tg(\alpha_4) = 0,2885 \Rightarrow \alpha_4 = 17.7gr$$



Donc :

$b_1 = 2.43$ et $a_1 = 39.47 \times 10^{-3}$

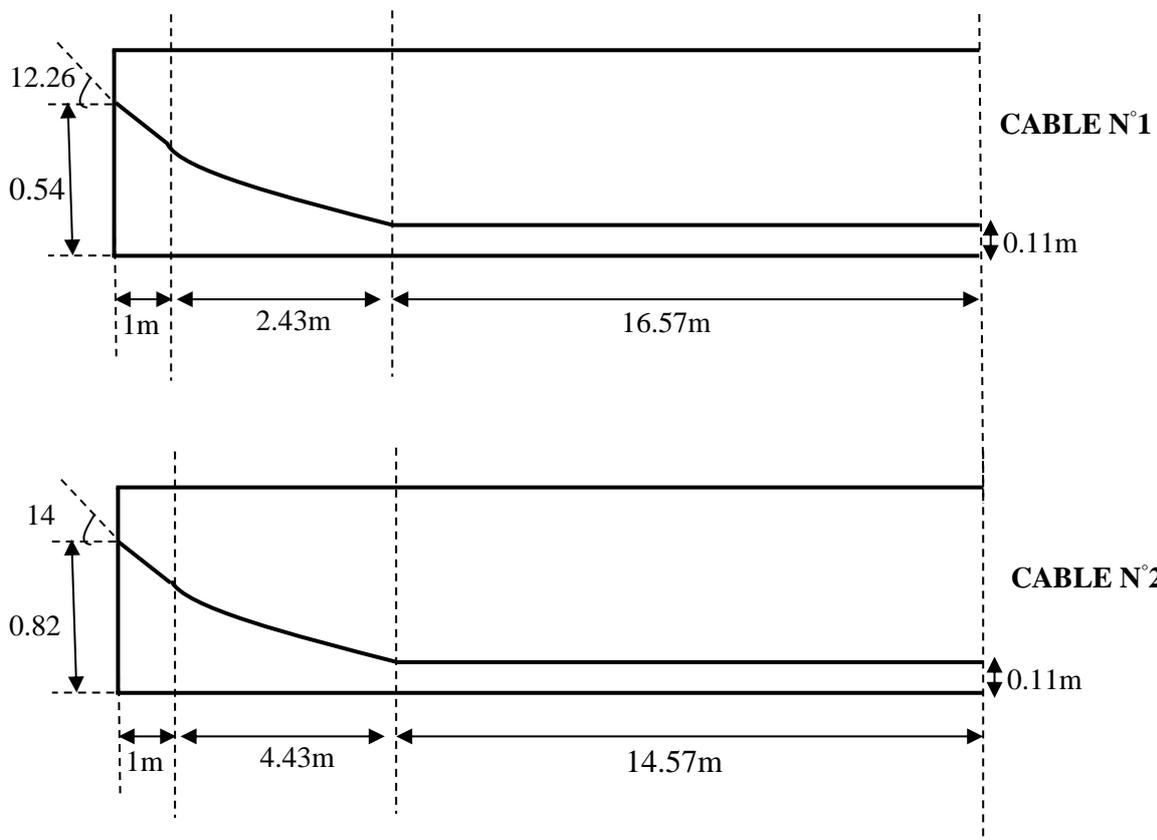
$b_2 = 4.43$ et $a_2 = 25.07 \times 10^{-3}$

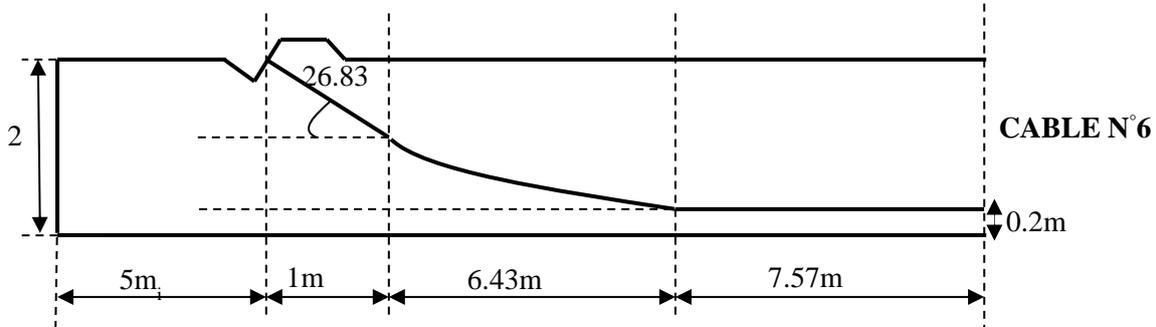
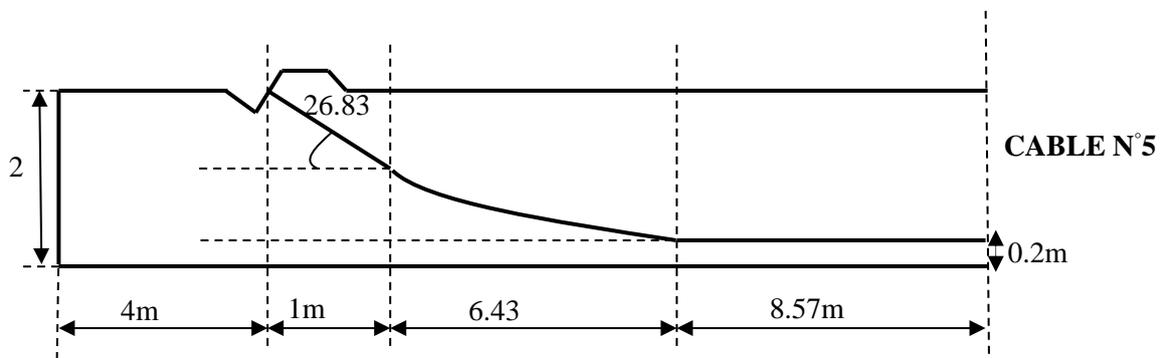
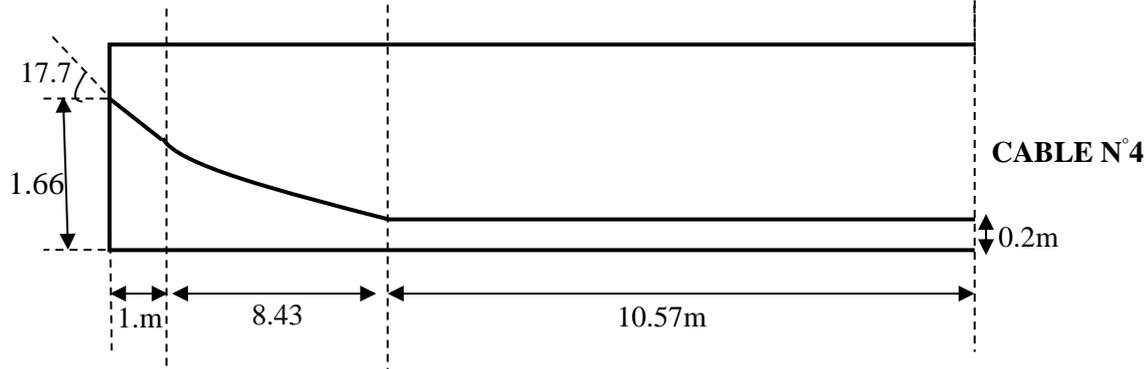
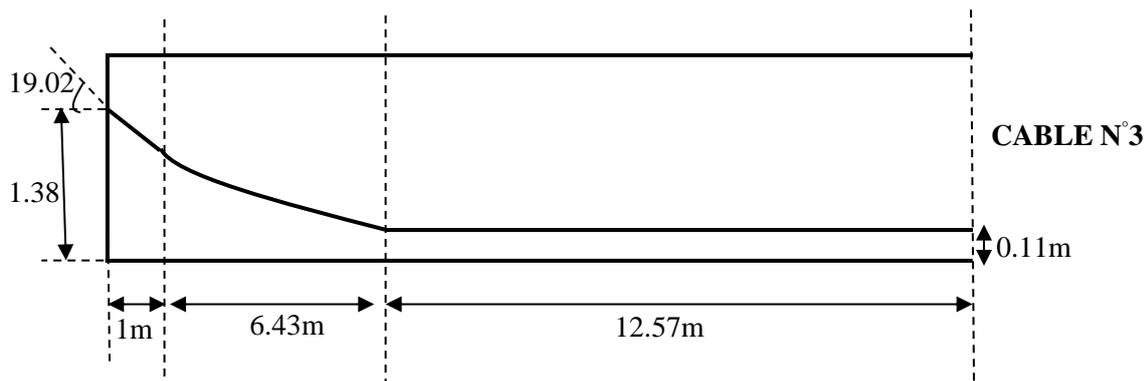
$b_3 = 6.43$ et $a_3 = 23.76 \times 10^{-3}$

$b_4 = 8.43$ et $a_4 = 15.05 \times 10^{-3}$

• Tableau récapitulatif :

N°des câbles	$e_i (m)$	$d' (m)$	$\alpha_i (gr)$	$a_i \times 10^{-3}$	$b_i (m)$	$l_i (m)$
1	0.43	0,11	12,26	39,47	2,43	16,57
2	0.71	0,11	14	25,07	4,43	14,57
3	1,27	0,11	19,02	23,76	6,43	12,57
4	1,46	0,20	17,7	15,05	8,43	10,57
5	1,8	0,20	26,83	34,86	6,43	8,57
6	1,8	0,20	26,83	34,86	6,43	7,57





c. Longueur totale du câble :

$$L_t = 2(L_r + L_c + L_i)$$

Avec : L_r : longueur du tronçon rectiligne permettant la transmission convenable d'effort entre

L'appareil d'ancrage et le câble. $L_r = \frac{1}{\cos(\alpha)}$

L_c : Longueur du tronçon parabolique, et donnée par la formule ci-après.

$$L_c = \frac{1}{4a_i} \left[\ln \left(2a_i b_i + \sqrt{1 + (2a_i b_i)^2} \right) + 2a_i b_i \sqrt{1 + (2a_i b_i)^2} \right]$$

L_i : Longueur du tronçon droit du câble.

Les longueurs des câbles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble n°	L_r (m)	L_c (m)	L_i (m)	$L(total)$
1	1,018	2.444	16.57	40.064
2	1,024	4.466	14.57	40.12
3	1,046	6.53	12.57	40.292
4	1.039	8.52	10.57	40.258
5	1.095	6.64	8.57	32.61
6	1.095	6.64	7.57	30.61

Tableau 8.2. Longueurs des câbles.

8.2.8. Câble moyen fictif :

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peut être remplacée par leur résultante « P » appliquée en un point (E) de la section. L'ensemble des câbles peut être assimilé pour la section a un câble unique passant au point E tangent a la ligne d'action de « P ».le lieu de tous les points (M) le long de la poutre donne le tracé du câble dit « câble moyen fictif équivalent » .Il se détermineront dans chaque section par le calcul de la distance « e » du centre de gravité des câbles à la fibre inférieur.

La position du câble moyen sera déterminée dans les sections suivantes :

Section	y_i , $\text{tg } \alpha_i$	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4	Câble 5	Câble 6	Câble moy
Section d'appui $X = 0\text{m}$	y_i	0.54	0.82	1.38	1.66	/	/	1,1
	$\text{tg } \alpha_i$	0.195	0.224	0.308	0.285	/	/	0,253
	α_i	12.26	14	19.02	17.7	/	/	15,745
Section à 1m de l'appui (câbles 1,2,3 et 4)	y_i	0.345	0.596	1.072	1.375	/	/	0,847
	$\text{tg } \alpha_i$	0.195	0.224	0.308	0.285	/	/	0,253
	α_i	12.26	14	19.02	17.7	/	/	15,745
Section à 4m de l'appui (avec les câbles 1,2,3,4 et 5)	y_i	0.11	0.161	0.389	0.644	2	/	0,661
	$\text{tg } \alpha_i$	0	0.072	0.163	0.163	0.448	/	0,169
	α_i	0	4.556	10.286	10.314	26.83	/	10,397
Section à 5m de l'appui (avec les câbles 1,2,3,4,5 et 6)	y_i	0.11	0.12	0.168	0.266	1.552	2	0,703
	$\text{tg } \alpha_i$	0	0.022	0.115	0.133	0.448	0.448	0,194
	α_i	0	1.379	7.37	8.43	26.83	26.83	11,807
Section à $\frac{L}{4}$ (10m) de l'appui (avec tous les câbles)	y_i	0.11	0.11	0.11	0.2	0.27	0.405	0,201
	$\text{tg } \alpha_i$	0	0	0	0	0.099	0.169	0,045
	α_i	0	0	0	0	6.32	10.68	2,833
Section médiane $X = 0,5L = 20\text{m}$	y_i	0.11	0.11	0.11	0.2	0.2	0.2	0,155
	$\text{tg } \alpha_i$	0	0	0	0	0	0	0,00
	α_i	0	0	0	0	0	0	0,00

Tableau 8.3. Position de câble moyen.

8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

- **Composante de la précontrainte à la section d'appui :**

Soit P_i la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum_i P_i \sin \alpha_i = P \sum_i \sin \alpha_i \\ N = \sum_i P_i \cos \alpha_i = P \sum_i \cos \alpha_i \end{cases}$$

Appelons Z_i la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ($Z_i = y_i$) :

$$\sum M /_{\text{fibre inf}} = N.Z \Rightarrow \sum_i Z_i . P \cos \alpha_i = N.Z \Rightarrow Z = \frac{\sum_i Z_i \cos \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i}$$

N° câble	X=0,00m				X=1m				X=5m					
	N° :01	N° :02	N° :03	N° :04	N° :01	N° :02	N° :03	N° :04	N° :01	N° :02	N° :03	N° :04	N° :05	N° :06
α gr	12.26	14	19.02	17.7	12.26	14	19.02	17.7	0	1.3 79	7.3 7	8.4 3	26. 83	26. 83
$\sin \alpha$	0.191	0.218	0.294	0.274	0.191	0.218	0.294	0.274	0	0.0 21	0.1 15	0.1 32	0.4 09	0.4 09
$\cos \alpha$	0.981	0.975	0.955	0.961	0.981	0.975	0.955	0.961	1	0.9 99	0.9 93	0.9 91	0.9 12	0.9 12
$Z_i(m)$	0.54	0.82	1.38	1.66	0.345	0.596	1.072	1.375	0.1 1	0.1 2	0.1 68	0.2 66	1.5 52	2
$Z_i \cos \alpha$	0,530	0,800	1,318	1,595	0,338	0,581	1,024	1,321	0,1 10	0,1 20	0,1 67	0,2 64	1,4 15	1,8 24
$Z_i^2 (m^2)$	0,292	0,672	1,904	2,756	0,119	0,355	1,149	1,891	0,0 12	0,0 14	0,0 28	0,0 71	2,4 09	4,0 00
$Z(m)$	1,096				0,843				0,672					

N° câble	X=10m						X=20m	
	N° :01	N° :02	N° :03	N° :04	N° :05	N° :06	N° :1,2et3	N° :4,5et6
α gr	0	0	0	0	6.32	10.68	0	0
$\sin \alpha$	0	0	0	0	0.099	0.166	0	0
$\cos \alpha$	1	1	1	1	0.995	0.985	1	1
$Z_i(m)$	0.11	0.11	0.11	0.2	0.27	0.405	0.11	0.2

$Z_i \cos \alpha$	0,11	0,11	0,11	0,2	0,26865	$\frac{0,39892}{5}$	0,11	0,2
$Z_i^2 (m^2)$	0,0121	0,0121	0,0121	0,04	0,0729	$\frac{0,16402}{5}$	0,0121	0,04
$Z(m)$	0,200						0,155	

Tableau 8.4. Les distances du point d'application.

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques des sections particulières, en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_g^2$$

Le moment d'inertie de la gaine, par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_g^2}{4} \sum_i Z_i^2$$

$$S_{(\Delta)} = \sum B \cdot Z_i \quad (\text{Pour les trous des gaines}).$$

Avec : $\phi_g = 7,2 \text{ cm}$

a. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre :

• **A $x=0,00\text{m}$:**

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(\text{cm}^2)$	13125	162.86	12962.14	20665	162.86	20502.14
$Z(\text{cm})$	/	109.6	/	/	109.6	/
$S_{\Delta}(\text{cm}^3)$	1417874.9	17849.456	1400025.44	3023894.9	17849.456	3006045.14
$I^{(\Delta)}(\text{cm}^4)$	202207003	2290341.56	199916661.4	544714016.3	2290341.56	542423674.7

Tableau 8.5. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=0.00\text{m}$.

- A x=1,00m :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	13125	162.86	12962.14	20665	162.86	20502.14
$Z(cm)$	/	84.3	/	/	84.3	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	1417874.9	54916.392	1362958.508	3023894.9	54916.392	2968978.508
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	202207003	1431254.2	200775748.8	544714016.3	1431254.2	543282762.1

Tableau 8.6. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=1.00m.

- A x=5m : (sans le câble N° : 06) :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	8384.57	203.575	8180.995	15924.57	203.575	15720.995
$Z(cm)$	/	67.2	/	/	67.2	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	925802.05	68401.2	857400.85	2581417.88	68401.2	2513016.68
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	145263375.9	1032378.71	144230997.2	501356071.9	1032378.71	500323693.2

Tableau 8.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=5m.

- A x=5m : (avec le câble N° : 06) :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	8384.57	244.29	8140.28	15924.57	244.29	15680.28
$Z(cm)$	/	67.2	/	/	67.2	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	925802.05	98497.728	824304.322	2581417.88	98497.728	2482920.152
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	145263375.9	2661112.26	142602263.6	501356071.9	2661112.3	498694959.6

Tableau 8.8. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=5m.

- A x=10m :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	7425	244.29	7180.71	14965	244.29	14720.71
$Z(cm)$	/	20	/	/	20	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	819848.87	29314.8	790534.07	2425868.87	29314.8	2396554.07
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	128638745.5	128321.186	128510424.3	471145758.8	128321.18	471017437.6

Tableau 8.9. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=10m.

- A x=20m :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	7425	244.29	7180.71	14965	244.29	14720.71
$Z(cm)$	/	15.5	/	/	15.5	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	819848.87	22718.97	797129.9	2425868.87	22718.97	2403149.9
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	128638745.5	22004.036	128616741.5	471145758.8	22004.036	471123754.8

Tableau 8.10. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=20m.

b. Les caractéristiques des différentes sections nettes :

$$v' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \quad , \quad v = h - v'$$

$$I_G = I^{(\Delta)} - B.v'^2 \quad , \quad \rho = \frac{I_G}{B.v.v'}$$

$$e_p = Z - v'$$

Les caractéristiques des différentes sections nettes sont illustrées dans le tableau suivant :

Section		B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)	h(cm)
d'about	p seule	12962.14	108.00	92	48726260.44	37,83	1,6	200
	p+h	20502.14	146.62	79.38	101680470,0	42,61	-37,02	226
à 1 m de l'about	p seule	12962.14	105.49	94.51	56531238.88	43,74	-21,19	200
	p+h	20502.14	144.81	81.19	113354196,4	47,03	-60,51	226
à 5m sans le câble 6	p seule	8180.995	104.80	95.2	54378801,9	66,62	-37,6	200
	p+h	15720.995	159.85	66.15	98620475,2	59,33	-92,65	226
à 5 m avec le câble 6	p seule	8140.28	101.26	98.74	59135189,5	72,66	-34,06	200
	p+h	15680.28	158.34	67.66	105565947,8	62,84	-91,14	226
à L/4=10m de l'about	p seule	7180.71	110.09	89.91	41481597,1	58,36	-90,09	200
	p+h	14720.71	162.8	63.2	80862095,1	53,39	-142,8	226
à L/2=20 m (mi travée)	p seule	7180.71	111.00	89	40143213,6	56,59	-95,5	200
	p+h	14720.71	163.24	62.76	78856614,5	52,29	-147,74	226

• Fuseau limite :

Le fuseau limite est la zone ou on doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Il est limité par deux courbes, il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des deux courbes où les fuseaux limitent. Ce domaine est donné par la formule suivant :

$$-a' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{P}$$

$$-a' = \text{SUP} \begin{cases} \sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} - c' \\ -\sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} + c \end{cases} \quad a = \text{INF} \begin{cases} \sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} - c' \\ -\sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} + c \end{cases}$$

$$C' = v' \times \rho, \quad C = v \times \rho, \quad \sigma_t = -3,06 \text{MPa}, \quad \sigma_c = 24,6 \text{MPa}, \quad P = K.P. \sum \cos(\alpha_i)$$

$$p_0 = 175,806 \text{t} \quad K = 0,7 (\text{coef de perte})$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
$v'(cm)$	146.62	162.8	163.24
$v(cm)$	79.38	63.2	62.76
$\rho(\%)$	42,61	53,39	52,29
$C(cm)$	33,82	33,74	32,82
$C'(cm)$	62,47	86,92	85,36
$I(cm^4)$	101680470,0	80862095,1	78856614,5
$\sum \cos \alpha_i$	3,872	5,98	6
$P(t)$	476,507	735,928	738,389
$M_{\min}(t.m)$	0	678,73	904,979
$M_{\max}(t.m)$	0	1075,696	1434,262
$-a'(cm)$	-144,732	-140,119	-137,4287
$-a' - M_{\min} / p(cm)$	-144,733	-232,347	-259,990
a	78,35830679	54,395173	52,836452
$a - M_{\max} / p(cm)$	78,358	-91,773	-141,406
$e_p(cm)$	-37,02	-142,8	-147,74
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

8.3. Les pertes et des chutes des tensions :

8.3.1. Introduction :

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, chutes de tension et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension, ces pertes et chutes sont les suivantes :

✓ Pertes instantanées :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.

➤ Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

✓ **Pertes différées :**

- Chutes dues au fluage du béton.
- Chutes dues au retrait du béton.
- Chutes dues à la relaxation des aciers.

8.3.2. Les pertes instantanées :

a) Pertes par frottement :

On distingue deux types de frottement :

- ✓ **Frottement en courbe :** le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.
- ✓ **Frottement en lignes droites :** à cause des défauts de la réalisation en pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, donc elle présente des courbures d'où l'existence de frottement.

La tension en un point est donnée par :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot L_x}$$

Avec :

σ_{P_0} : Tension à l'origine : $\sigma_{P_0} = 1488 \text{ Mpa}$

f : Coefficient de frottement uniforme (rd^{-1}) = 0.18 rd^{-1} .

φ : Coefficient de frottement par unité de longueur (m^{-1}) = 0.002 m^{-1} .

α : Fonction de « x », désigne la somme des déviations angulaires arithmétiques entre le point d'origine A et le point c d'abscisse x.

La perte par frottement est donc : $\Delta\sigma_\varphi(L_x) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(L_x)$

sections	0.00	5	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0	5	10	20
Câble n°1	0	0.193	0.193	0.193
Câble n°2	0	0.198	0.220	0.220
Câble n°3	0	0.183	0.299	0.299
Câble n°4	0	0.146	0.278	0.278
Câble n°5	/	0	0.322	0.421
Câble n°6	/	0	0.254	0.421

Tableau 8.11. Différentes valeurs de $\alpha(\text{rd})$

Abscisse (m)	0.00	5	0.25L	0.5L
Câble n°1	0	5.032	10.032	20,032
Câble n°2	0	4.033	10.06	20,06
Câble n°3	0	4.062	10.146	20,146
Câble n°4	0	4.042	10.129	20,129
Câble n°5	/	1.095	5.163	16,305
Câble n°6	/	0	4.006	15,305

Tableau 8.12. Les longueurs L_x en (m).

- Exemple de calcul :

à $x=5$ m pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.193rd$$

$$L_x = 5m$$

$$\sigma_p(5) = 1488 \times e^{-0.18 \times 0.193 - 0.002 \times 5.032} = 1422.8MPa$$

$$\Delta\sigma_p(5) = \sigma_{p0} - \sigma_p(5) = 1488 - 1422.8 = 65.2Mpa$$

Les résultats de calcul des pertes par frottement dans les sections considérées pour tous les câbles sont récapitulés dans le tableau suivant :

sections	0.00	5	0.25L	0.5L
Câble n°1	0	65,20	79,35	107,25
Câble n°2	0	63,63	86,26	114,02
Câble n°3	0	12,04	29,89	58,76
Câble n°4	0	59,81	106,24	133,60
Câble n°5	/	41,77	87,17	118,04
Câble n°6	/	0	95,00	150,18
Valeur moy pour 4 câbles	0	50,17	75,44	103,41
Valeur moy. pour les 6 câbles	/	40,41	80,65	113,64

Tableau 8.13. Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPA).

b) Les pertes par recul d'ancrage :

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 conséquent 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.

$$d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \left(\frac{f \cdot \alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec : g : l'intensité du recul d'ancrage : $g = 6mm$.

E_p : Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000Mpa$.

L : longueur du câble en (m).

σ_{p0} : tension à l'origine : $\sigma_{p0} = 1488Mpa$.

f, φ : Coefficients de frottement ($f = 0.18rd^{-1}$, $\varphi = 0.002m^{-1}$).

α : angle d'inclinaison du câble en (rd).

Si $d \leq \frac{L}{2}$ il faut tirer le câble de deux ses extrémités afin d'obtenir une tension plus élevée.

Si $d > \frac{L}{2}$ (l'influence de glissement dépasse le mi travée de la poutre) il faut tirer le câble d'une seule extrémité.

N° câble	α^{rd}	L (m)	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	d (m)
1	0.193	40.064	0,0029	16,560
2	0.220	40.12	0,0030	16,224
3	0.299	40.292	0,0033	15,353
4	0.278	40.258	0,0032	15,571
5	0.421	32.61	0,0043	13,485
6	0.421	30.61	0,0045	13,254

Tableau 8.14. Calcul de la longueur du câble.

- **Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :**

$$\Delta\sigma' = 2\sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thales »appliqué au diagramme des tensions.

$$\Delta\sigma'_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right).$$

Avec :

$$\Delta\sigma' = 142,919 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (1).}$$

$$\Delta\sigma' = 144,848 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (2).}$$

$$\Delta\sigma' = 150,779 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (3).}$$

$$\Delta\sigma' = 148,286 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (4).}$$

$$\Delta\sigma' = 172,565 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (5).}$$

$$\Delta\sigma' = 177,498 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (6).}$$

• **Exemple de calcul :**

- A $X = 5 \text{ m}$ pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.193 \quad rd$$

$$Lx = 5m$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1488 \times 16.560 \left(0.18 \frac{0.193}{40.064} + 0.002 \right) = 142.919 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 142.919 \times \left(1 - \frac{5}{16.560} \right) = 99.767 \text{ Mpa}$$

- A $X = 10 \text{ m}$ pour le câble n°6 :

$$Lx = 10m$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1488 \times 13.245 \left(0.18 \frac{0.421}{30.61} + 0.002 \right) = 177.498 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 177.498 \times \left(1 - \frac{(10-5)}{13.254} \right) = 110.538 \text{ Mpa}$$

sections	0.00	5	0.25L	0.5L
Câble n°1	142,919	99,767	56,615	-29,688
Câble n°2	144,848	100,208	55,568	-33,712
Câble n°3	150,779	101,675	52,571	-45,637
Câble n°4	148,286	100,670	53,054	-42,178
Câble n°5	/	159,768	95,784	-32,184
Câble n°6	/	177,498	110,538	-23,382
Valeur moy pour 4 câbles	146,708	100,580	54,452	-37,804
Valeur moy. pour les 6 câbles	/	123,264	70,688	-34,464

Tableau 8.15. Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.

c) Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Lorsque, dans un même élément plusieurs câbles sont tendus successivement le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension du $j^{\text{ème}}$ Câble provoque un raccourcissement du béton au droit des autres câbles tendus auparavant, ce qui entraîne une diminution de leur force de précontrainte.

La mise en tension des câbles se fera en deux familles :

La 1^{ère} famille : elle constituée de 4 câbles ancrée à l'about, leur tirage à 100% au 14^{ème} jour.

La 2^{ème} famille : elle constituée de 02 câble, ces 02 câbles débouchant en extrados seront tirés après le coulage de la dalle (après le 28^{ème} jour) à 100%.

c.1) les pertes de La 1^{ème} famille de câble :**• Sous l'effet d'elles-mêmes :**

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanée de la mise en tension (raccourcissement élastique), la perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \dots \dots \dots (1) \quad \text{Avec : } E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

n : le nombre des câble par famille.

E_p : module d'élasticité longitudinale de câble.

σ_{bn} : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de langue durée.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{p_i}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \dots \dots \dots (2)$$

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 973 \text{ mm}^2$ pour 7T15.2 et $A_p = 1390 \text{ mm}^2$ pour 10T15.2.

I_G, B : moment d'inertie et aire de la section nette (poutre seule).

M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre.

e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section considérée.

$\sigma_{p_i}(x)$: Contrainte normale du câble après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{p_i}(x) = \sigma_{p_0}(x) - [\Delta\sigma_{p_f}(x) + \Delta\sigma_{p_g}(x) + \Delta\sigma_{p_{racc}}(x)] \dots \dots \dots (3)$$

$\Delta\sigma_{p_f}, \Delta\sigma_{p_g}$ et $\Delta\sigma_{p_{racc}}$: pertes moyennes dues au frottement, glissement (recul d'ancrage) et raccourcissement des câbles du 1^{ère} famille.

Après développement (en remplaçant (3) dans (2), et l'expression résultante de (2) dans (1)), la formule (1) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{p_{racc}}(x) = \frac{(n-1)E_p}{2 \cdot n \cdot E_{ij}} \left[\frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{p_f} - \Delta\sigma_{p_g})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right) \right]$$

Pour « n=4 » :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{3E_p}{8E_{ij}} \times \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{3E_p}{8E_{ij}} \times \frac{n \cdot A_p [\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_p - \sigma_g(x)]}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

• **Exemple de calcul :**

- Pour Section d'about :

$$B = 12962.14 \text{ cm}^2, \quad I = 48726260.44 \text{ cm}^4, \quad e_p = 1.6 \text{ cm}, \quad A_p = 9.73 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 37930.389 \text{ MPA}, \quad M_g = 0, \quad g = 2,144 \text{ t/ml}$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0) = \frac{(3)1.95 \cdot 10^5}{8(37930.389)} \cdot \frac{4(9.73)(1488 - 0 - 146,7)}{12962.14} \left[1 + \frac{12962.14(1.6)^2}{48726260.44} \right]$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{p_i}(0) = 7.769 \text{ MPa}$$

Section	X=0.00 m	X=10 m	X=20 m
B(cm²)	12962.14	7180.71	7180.71
I_G (cm⁴)	48726260.44	41481597,1	40143213,6
M_g (t.m)	0	305,828	407,77
e_p(cm)	1.6	-90,09	-95,5
Δσ_{pf}(MPa)	0	75,44	103,41
Δσ_{pg}(MPa)	146,708	54,452	-37,804
Δσ_{pra}(x)(7T15)	7.769	34.129	39.11
Δσ_{pra}(x)(10T15)	11.099	48.756	55.872

Tableau 8.16. Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections.

• **sous l'effet de la 2^{ème} famille :**

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après le coulage du hourdis (après le 28^{ème} jour), donc la section résistante est celle de la poutre avec l'hourdis.

La perte de tension dans la première famille est donnée comme suit :

$$\Delta\sigma_{pra}(x) = \Delta\sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \dots\dots\dots (1)$$

Avec : Δσ_{bn} : variation du contrainte du béton au niveau de câble moyen de la 1^{ère} famille due à la mise en tension du câble de la 2^{ème} famille.

$$\Delta\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{p_{i2}}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \dots\dots\dots (2)$$

A_p : Section nominale de l'acier : A_p=1668 mm²

I_G,B: moment d'inertie et aire de la section nette 'poutre + hourdis'.

M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre plus hourdis.

n : le nombre des câbles par la 2^{ème} famille.

e_p : Excentricité du câble équivalent dans les sections du 'poutre + hourdis'.

$\sigma_{pi2}(x)$: Contrainte normale du câble de la 2^{ère} famille après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{pi2}(x) = \sigma_{p0}(x) - [\Delta\sigma_{pf2}(x) + \Delta\sigma_{pg2}(x) + \Delta\sigma_{prac2}(x)] \dots\dots\dots (3)$$

$\Delta\sigma_{pf2}$, $\Delta\sigma_{p2}$ et $\Delta\sigma_{pra2}$: pertes dues au frottement, glissement (recul d'ancrage) et raccourcissement dans les câbles de la 2^{ère} famille. (Avec : $\Delta\sigma_{prac}(2^{ère} \text{ famille}) = 0.00$ MPA, comme elle montre dans les calculs concernant au 2^{ème} famille).

En remplaçant (3) dans (2), et l'expression résultante de (2) dans (1), on trouve pour « $n=2$ » la formule suivante qui donne directement σ_{pra} :

$$\Delta\sigma_{prac}(x) = \frac{E_p}{E_{ij}} \left[\frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + A_p \cdot \frac{[\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pf2}(x) - \Delta\sigma_{pg2}(x)]}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G}\right) \right]$$

$$M_g = \frac{(2,144 + 1.885) \times 39^2}{8} = 766.15 \text{ t.m}$$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Section	X=0.00 m	X=10 m	X=20 m
B(cm²)	20502.14	14720.71	14720.71
I_G (cm⁴)d	101680470,0	80862095,1	78856614,5
M_g (t.m)	0	574.6	766.15
e_p(cm)	-37,02	-142,8	-147,74
Δσ_{pf}(MPA)	0	80,65	113,64
Δσ_{pg}(MPA)	146,708	70,688	-34,464
Δσ_{pra}(x)(7T15)	4.177	21.40	24.29
Δσ_{pra}(x)(10T15)	5.967	30.576	34.70

Tableau 8.17. Pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 1^{ère} famille sous l'effet de 2^{ème} famille.

c.2) Pertes subies par la deuxième famille :

- **effet sur elle-même :**

$$\Delta\sigma_{P_2}(x) = \frac{n-1}{2n} \Delta\sigma_{P_2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \Rightarrow \Delta\sigma_{P_2}(x) = 0$$

Donc les pertes de la 2^{ème} famille sont nulles.

- ❖ **pertes instantanées totales :**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_0(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{P_i}(x)$$

Les pertes instantanées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0,000	10,000	20,000
Câble n°1	154,865	191,494	140,962
Câble n°2	161,914	221,160	170,880
Câble n°3	167,845	161,793	103,695
Câble n°4	160,232	214,823	154,822
Câble n°5	/	182,954	85,856
Câble n°6	/	205,538	126,798
Valeur moy .pour 4câbles	161,214	197,318	142,590
Valeur moy. pour les 6 câbles	/	196,294	130,502

Tableau 8.18. Pertes instantanées totales aux différentes sections.

La perte initiale probable pour chaque câble et aux différentes sections est répertoriée dans le tableau ci-après :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	10	20
Câble n°1	1333,135	1296,506	1347,038
Câble n°2	1326,086	1266,840	1317,120
Câble n°3	1320,155	1326,207	1384,305
Câble n°4	1327,768	1273,177	1333,178
Câble n°5	/	1305,046	1402,144
Câble n°6	/	1282,462	1361,202
Valeur moy .pour 4câbles	1326,786	1290,683	1345,410
Valeur moy. pour les 6 câbles	/	1291,706	1357,498

Tableau 8.19. La tension probable dans différentes sections

8.3.3. Les pertes différées :

Elles sont dues à évaluation dans le temps de l'état de déformation et de contrainte des matériaux, en présence, retrait, fluage du béton et relaxation des aciers.

a. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, qu'a pour conséquence de détendre les armatures, donc chute de tension.

La perte de tension engendrées par le retrait est donnée par :

$$\Delta\sigma_\gamma = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)] E_p$$

$$\text{Avec : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \quad r_m = \frac{B}{p}$$

ε_r : Retrait final pris égale à $3 \cdot 10^{-4}$ pour le nord algérien.

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p = 195000 \text{MPa}$).

r_m : Rayon moyen de section du béton en (cm).

B, P : aire et périmètre de la section nette.

t_0 : le jour de la mise en tension des câbles.

t : le jour où nous voulons déterminer les pertes.

- **Pertes dans les câbles de la 1^{ère} famille :**

Il y'a trois phases pour cette famille des câbles :

- De 14^{ème} jours au 28^{ème} jour :

La mise en tension à 100% des câbles au 14^{ème} jour jusqu'au 28^{ème} jour.

La section considérée est de la poutre seule.

a) Pour la section d'about (x=0.00) : B=12962.14cm² et P= 690.55 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{12962.14}{690.55} = 18.77 \text{cm}$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 18.77} = 0.0765$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 18.77} = 0.142$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.142 - 0.0765] \times 195000 = 3.829 \text{MPa}$$

b) Pour les autres sections (x=10, x=20 m) : B=7180.71cm² et P= 728.67cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{7180.71}{728.67} = 9.854 \text{cm}$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 9.854} = 0.136$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 9.854} = 0.239$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [0.239 - 0.136] \times 195000 = 6.005 \text{ MPa}$$

- De 28^{ème} jours au 63^{ème} jours :

La mise en tension 100% des câbles aux 28^{ème} jours.

La section considérée est de la poutre seule.

c) Pour la section d'about (x=0.00) : B=12962.14cm² et P= 690.55 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{12962.14}{690.55} = 18.77 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 18.77} = 0.142$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 18.77} = 0.271$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [0.271 - 0.142] \times 195000 = 7.546 \text{ MPa}$$

d) Pour les autres sections (x=10 x=20 m) : B= 7180.71cm² et P= 728.67cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{7180.71}{728.67} = 9.854 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 9.854} = 0.239$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 9.854} = 0.415$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [0.415 - 0.232] \times 195000 = 10,705 \text{ MPa}$$

- Après le 63^{ème} jour :

Après le coulage de la dalle, la section considérée est de 'poutre + hourdis'.

e) Pour la section d'about (x=0.00) : B=20502.14cm² et P= 1022.55 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{20502.14}{1022.55} = 20.05 \text{ cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 20.05} = 0.258$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.258] \times 195000 = 43.407 \text{ MPa}$$

f) Pour les autres sections (x=10m, x=20 m) : B=14720.71cm² et P= 1060.67 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{14720.71}{1060.67} = 13.878 \text{ cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 13.878} = 0.335$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.335] \times 195000 = 38.902 \text{ MPa}$$

• **Pertes dans le câble de 2^{ème} famille :**

Pour ce câble, il y'a une seule phase, de sa mise en tension au 63^{ème} jour et durant toute la vie de l'ouvrage. La section considérée est de 'poutre + hourdis'.

g) Pour les autres sections (x=10m, x=20 m) : B=14720.71cm² et P= 1060.67 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{14720.71}{1060.67} = 13.878 \text{ cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 13.878} = 0.335$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.335] \times 195000 = 38.902 \text{ MPa}$$

• **La perte moyenne due au retrait pour l'ensemble des câbles :**

Par exemple pour x=10m :

$$\Delta\sigma_r^m = \frac{4(59.312) + 2(38.902)}{6} = 52.508 \text{ MPa}$$

Et en fin, on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Abcisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
1ere famille	54.782	55.612	55.621
2eme famille	/	38.902	38.902
Moyenne	54.782	47.257	47.2615

Tableau 8.20. Les pertes dues au retrait du béton en (MPa).

b. Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

- ❖ à relaxation normale, RN.
- ❖ à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, faite choisir en général les aciers TBR.

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

$\rho_{1000} = 2.5\%$: Valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1860$ MPA : Contrainte de la rupture garantie.

➤ **Exemple de calcul :**

Pour le 1^{er} câble à la section d'abscisse $x = 10$ m :

$$\Delta\sigma_{pi}(10) = 1296,506 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_p(10) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1296,504}{1860} - 0.43 \right] \times 1296,504 = 51,933 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_p(10) = 51,933 \text{ Mpa}$$

De même façon, on détermine les pertes de tension dues à la relaxation des aciers de chaque câble aux différentes sections.

Les valeurs des pertes sont représentées sur le tableau suivant

Section		X=0.00 m	X=10 m	X=20 m
Câble n°1	$\sigma_{pi}(x)$	1333,135	1296,506	1347,038
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	57,339	51,934	59,448
Câble n°2	$\sigma_{pi}(x)$	1326,086	1266,840	1317,120
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	56,282	47,715	54,949
Câble n°3	$\sigma_{pi}(x)$	1320,155	1326,207	1384,305
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,399	56,300	65,253
Câble n°4	$\sigma_{pi}(x)$	1327,768	1273,177	1333,178
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	56,534	48,604	57,346

Câble n°5	$\sigma_{pi}(x)$	/	1305,046	1402,144
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	/	53,175	68,111
Câble n°6	$\sigma_{pi}(x)$	/	1282,462	1361,202
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	/	49,919	61,628
Valeur moyenne de 1 ^{ère} famille		56,389	51,138	59,249
Valeur moyenne totale		56,389	51,274	61,122

Tableau 8.21. Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPa).

c. Pertes dues au fluage du béton :

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage. La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L 91 est donnée par la formule suivante :[6]

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b(x) + \sigma_M(x)) \frac{E_P}{E_{bij}} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma_M(x)$: Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées).
 $\sigma_b(x)$: Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes).
 } Au niveau du câble moyen.

Avec :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G} \right]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + \frac{n \cdot A_p}{B} \cdot [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G} \right]$$

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) : \text{Les pertes différées totales}$$

La simplification de l'expression (1) nous donne :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_P}{E_{bij}} \times \left(2\sigma_M(x) - n \cdot \frac{A_p}{B} \left[\Delta\sigma_{pr}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) \right] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G} \right] \right)$$

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1181,5 \text{ mm}^2$

I_G, B : moment d'inertie et aire de la section nette 'poutre +hourdis'.

M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la 'poutre+hourdis'.

n : le nombre des câbles.

e_p : Excentricité du câble équivalent.

$\Delta\sigma_{pre}$; $\Delta\sigma_{pp}$: pertes moyennes dues au retrait du béton ; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

$$E_p = 195000 \text{ MPA}, \quad E_{bij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{41} = 37930,389 \text{ MPA}.$$

Des mêmes étapes de calcul, on obtient le tableau suivant donnant la perte moyenne aux différentes sections :

Section	X=0.00 m	X=10 m	X=20 m
B (cm ²)	20502.14	147	14720.71
I _G (cm ⁴)	101680470,0	80862095,1	78856614,5
e _p (cm)	-37,02	-142,8	-147,74
M _g (t.m)	0	574 ,608	766,15
n (câbles)	4	6	6
$\sigma_{pi}(x)$ (MPA)	1326,786	1291,706	1357,498
$\sigma_M(x)$ (MPA)	3,90	19,165	18,82
$\Delta\sigma_{pre}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x)$ (MPA)	101.772	89.985	98.188
$\Delta\sigma_{pfl}$ (MPA)	38,527	185,943	180,511

Tableau 8.22. Les pertes dues au fluage du béton en (MPA).

h) Les pertes différées totales :

Les pertes différées totales sont données par la formule

$$\text{On a: } \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_\gamma + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Les pertes différées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
Câble n°1	141,091	284,833	285,672
Câble n°2	140,21	281,317	281,922
Câble n°3	139,474	288,471	291,089
Câble n°4	140,42	282,058	283,92
Câble n°5	/	269,157	268,953
Câble n°6	/	266,444	270,769
Valeur moyenne de 1^{ère} famille	140.299	284,169	285,65
Valeur moyenne de 2^{ème} famille	/	267,8	269,861
Valeur moyenne totale	140.299	275.984	277,755

Tableau 8.23. Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPA).

- **les pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{p_i total}(MPa) = \Delta\sigma_{p_i instant}(MPa) + \Delta\sigma_{p_i différ}(MPa)$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	10	20
$\Delta\sigma_{p_i instant}(MPa)$	161,214	196,294	130,502
$\Delta\sigma_{p_i différ}(MPa)$	140.299	275.984	277,755
$\Delta\sigma_{p_i total}(MPa)$	301.513	472.278	408.257

Tableau 8.24. Les pertes totales moyennes dans les différentes sections.

Pourcentage des pertes totales :

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{p_i total}}{\sigma_{p_0}} \times 100$$

σ_{p_0} : Tension à l'origine. ($\sigma_{p_0} = 1488\text{Mpa}$)

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	10	20
$\Delta\sigma_{p_i total}(MPa)$	301.513	472.278	408.257
% des pertes	20,26	31,73	27.43

Tableau 8.25. La tension finale probable dans différentes sections.

- **Conclusion :**

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,25L$ (31.73%, le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 32% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

8.4.Vérification des contraintes normales :

Comme l'exécution de l'ouvrage est effectuée en plusieurs phases de construction et de mise en service, la vérification des contraintes normales engendrées par les sollicitations extérieures et le précontraint est nécessaire durant l'exécution de chaque phase.

On aura donc à faire des vérifications des contraintes au niveau des fibres extrêmes pour chaque phase d'exécution de la poutre.

- **1^{ère} phase :**

Coffrage puis bétonnage de la poutre, aucune vérification ne sera faite étant donné que la poutre n'est pas sollicitée.

- **2^{ème} phase (à 14^{ème} jour) :**

Mise en tension des (04) câbles ancré à l'about, tirée à 100 % de la précontrainte, la section résistante est de la poutre seule, les contraintes seront engendrées par le poids propre de la poutre seul et la précontrainte, on tient compte seulement des pertes instantanées.

- **3^{ème} phase (à 28^{ème} jour) :**

La Mise en tension des quatre (04) câbles est de 100 % du précontraint en estime que 20 % des pertes différées sont consommées.

- **4^{ème} phase (à 56^{ème} jour) :**

Coulage de la dalle, la section résistante est celle de la poutre seule vue que l'hourdis n'aurait pas atteint encore son durcissement suffisant.

Les contraintes seront engendrées par :

- le poids propre de la poutre + hourdis.

- La précontrainte :

 - *Force de précontrainte de 04 câbles.

 - *Pertes instantanées de 1^{ère} famille (pour 04 câble) +40% des pertes différées de la 1^{ère}(pour 04 câble) famille.

- **5^{ème} phase (à 63^{ème} jours) :**

Mise en tension des deux (02) câbles débouchant en extradados avec 100 % de la précontrainte, la Section résistante est de la (poutre +hourdis), les contraintes seront engendrées par :

- Le poids de la poutre + hourdis.

- La précontrainte :

 - *Force de précontrainte des 06 câbles.

 - *Pertes instantanées des 04 câbles +60% des pertes différées de 1^{ère} famille.

- **6^{ème} phase (à 84^{ème} jours) :**

Mise en place de la superstructure (revêtement, corniche, glissière...).

- Les contraintes seront engendrées par :

- Le poids propre du tablier.

- La précontrainte.

 - *Force de précontrainte des 06 câbles.

 - *les Pertes totales.

- **7^{ème} phase (mise en service)>90^{ème} jour :**

Vérification de l'ouvrage en service en classe **II**, les contraintes de traction sont tolérées, mais elles ne doivent pas dépasser les contraintes limites de cette classe.

Les contraintes seront engendrées par :

- Poids propre du tablier + Surcharges.
- Précontrainte des câbles.

a) Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L) :

La précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques :

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{P2} = 0,98\sigma_{P0} - 1,2\Delta\sigma_j$$

σ_{P0} : Tension à l'origine.

$\Delta\sigma_j$: Somme des pertes à l'âge considéré.

b) Les conditions limites des contraintes :

La classe de vérification est la classe II :

	La phase	En construction	En exploitation
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	$-f_{t28}$
	Hors section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	$-1,5f_{t28}$
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0,6.f_{cj}$	$0,6f_{c28}$

Dans les six premières phases (phases de construction) on va vérifier en fibre supérieure (hors la section d'enrobage) la contrainte de traction, et en fibre inférieure la contrainte de compression.

Dans la 7^{ème} phase (phase de la mise en service) on va vérifier en fibre supérieure la contrainte de compression, et en fibre inférieure (section d'enrobage) la contrainte de traction.

c) Les valeurs de f_{cj}, f_{tj} :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Avec : $f_{c28} = 41 \text{ Mpa}$

Jour	7	14	28
$f_{cj} [\text{MPa}]$	35.652	39.047	41
$f_{tj} [\text{MPa}]$	2.739	2.943	3.06

d) Les contraintes normales admissibles à chaque phase

Phase	2	3	4	5	6	7
$\bar{\sigma}_s (\text{MPa})$	-4.415	-4,59	-4,59	-4,59	-4,59	24.6
$\bar{\sigma}_t (\text{MPa})$	23.428	24.6	24.6	24.6	24.6	-3.06

8.4.1. La vérification des contraintes :

$$P_1 = \sigma_{p1} \times A_p \dots\dots\dots (1)$$

$$P_2 = \sigma_{p2} \times A_p \dots\dots\dots (2)$$

Pour les six premières phases on utilise P_1 (La force qui donne le cas le plus défavorable sur ces phases).

Pour la 7^{ème} phase on utilise l'équation P_2 .

- Pour les six premières phases :

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B} + \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{Min} \cdot V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{TS}}$$

$$\sigma_l = \frac{N_1}{B} - \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{Min} \cdot V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{CS}}$$

- Pour la phase sept (07) :

$$\sigma_s = \frac{N_2}{B} + \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{CS}}$$

$$\sigma_l = \frac{N_2}{B} - \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{TI}}$$

$$\text{Avec : } N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i ; \quad N_2 = P_2 \times \sum \cos \alpha_i$$

- **Exemple de calcul :**

- **La phase N° 03 :**

Pour $x=0.00m$:

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_{28}$$

$$\sigma_{28} = 189.273MPa \text{ (Pertes instantanées totales de la 1^{ère} famille plus 20% de ces pertes différées)}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1488 - 0,8 \times 189.273 = 1366.341MPa.$$

$$P_1 = A_p \cdot \sigma_{p1} = 1366.341 \times 1181.5 = 16143326N$$

$$N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i = 16143326 \times 3,872 = 6.25MN$$

$$B = 12962.14 \text{ cm}^2, \quad M_{min} = 0t.m$$

$$\sigma_i = \frac{6.25 \times 10^4}{12962.14} - \frac{6.25 \times 1.6 \times 108}{48726260.44} \times 10^4 = 4.821Mpa \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.59Mpa$$

$$\sigma_s = \frac{6.25 \times 10^4}{12962.14} + \frac{6.25 \times 1.6 \times 92}{48726260.44} \times 10^4 = 5.01 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 24.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = 4.821 \text{ Mpa} \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.59 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C. vérifier}).$$

$$\sigma_s = 5.01 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 24.6 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C. vérifier}).$$

- La section d'about (x=0.00 m) :

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	12962.14	108.00	92	48726260.44	1,6
poutre+hourdis	20502.14	146.62	79.38	101680470,0	-37,02

Tableau 8.26. Caractéristiques géométriques de la section à x=0.00m.

Les résultats de vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

Phase	2	3	4	5	6	7
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M _{min} (t.m)	0	0	0	0	0	0
M _{max} (t.m)	/	/	/	/	/	0
Δσ _p (MPA)	161,214	189.273	217.333	245.393	301.513	301.513
Σ cosα _i	3,872	3,872	3,872	3,872	3,872	3,872
σ _{p1}	1388,789	1366,342	1343,894	1321,446	1276,550	/
σ _{p2}	/	/	/	/	/	1096.424
N(MN)	6,353	6,251	6,148	6,045	5,840	5,016
σ _s (MPA)	5,093	5,011	4,929	1,201	1,161	0,997
σ _i (MPA)	4,676	4,821	4,525	6,176	5,966	5,124
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.27. Vérification des contraintes à x=0.00 m.

- La section d'abscisse x=10 m :

Section	B (cm ²)	V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	7180.71	110.09	89.91	41481597,1	-90,09
poutre+hourdis	14720.71	162.8	63.2	80862095,1	-142,8

Tableau 8.28. Caractéristiques géométriques de la section à x=10m.

Phase	2	3	4	5	6	7
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{min} (t.m)	305,828	305,828	574.608	574.608	678.73	678.73
M_{max} (t.m)	/	/	/	/	/	1075.696
Δσ_p (MPa)	197.318	254.151	310.985	367.819	472.222	472.222
Σ cosα_i	4	4	4	5.98	5.98	5.98
σ_{p1}	1359,906	1314,439	1268,972	1223,505	1139,982	/
σ_{p2}	/	/	/	/	/	891,574
N(MN)	6,427	6,212	5,997	8,645	8,054	6,299
σ_s(MPa)	3,029	3,150	9,096	0,715	1,787	5,656
σ_i(MPa)	16,200	15,387	7,441	19,157	14,963	0,733
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.29. Vérification des contraintes à x=10m.

- La section d'abscisse x=20m :

Section	B (cm ²)	V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	7180.71	111.00	89	40143213,6	-95,5
poutre+hourdis	14720.71	163.24	62.76	78856614,5	-147,74

Tableau 8.30. Caractéristiques géométriques de la section à x=20m.

Phase	2	3	4	5	6	7
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{min} (t.m)	407,77	407,77	766.15	766.15	904.979	904.979
M_{max} (t.m)	/	/	/	/	/	1434.267
Δσ_p (MPa)	142.590	199.72	256.85	313.98	409.201	409.201
Σ cosα_i	4	4	4	6	6	6 0
σ_{p1}	1403,688	1357,984	1312,280	1266,576	1190,399	/
σ_{p2}	/	/	/	/	/	967,199
N(MN)	6,634	6,418	6,202	8,979	8,439	6,856
σ_s(MPa)	4,233	4,390	12,492	1,640	3,013	8,011
σ_i(MPa)	15,481	14,610	3,829	17,700	12,807	-1.06
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.31. Vérification des contraintes à x=20.

- Conclusion

Les contraintes limites sont respectées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage, soit en service ou en construction.

8.4.2. Ferrailage passif longitudinal :

On a deux types des armatures :

- Armatures de peau.
- Armatures dans les zones tendues.

a) Armatures longitudinales de peau :

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiel et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_{L\min} = \max \begin{cases} 3\text{cm}^2 & \text{par 1m de longueur mesuré perpendiculairement à leur direction.} \\ 0,1\% & \text{de la section de béton de la poutre} \end{cases}$$

$$A_{L\min} = 0,1\% \cdot B = \frac{0,1 \times 7425}{100} = 7.425\text{cm}^2$$

On adopte comme armature des HA10 tous les 15cm.

b) Armatures dans la zone tendue :

D'une façon analogue, on dispose des armatures passives dans les zones tendues du béton pour limiter à l'ouvrage des fissures et des déformations excessives, dès que la hauteur fixe de cette partie tendue dépasse 5cm.

La section sera égale :

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

B_t : Section du béton tendu.

N_{Bt} : Résultante de la traction du béton tendu.

f_e : La limite élastique de l'acier passif utilisé.

Cette formule, conduit en pratique à des sections d'acier représentant 0,4% à 0,7% de l'aire de la zone tendue.

La section d'armatures tendues n'est pas à cumuler avec celle des armatures de peau

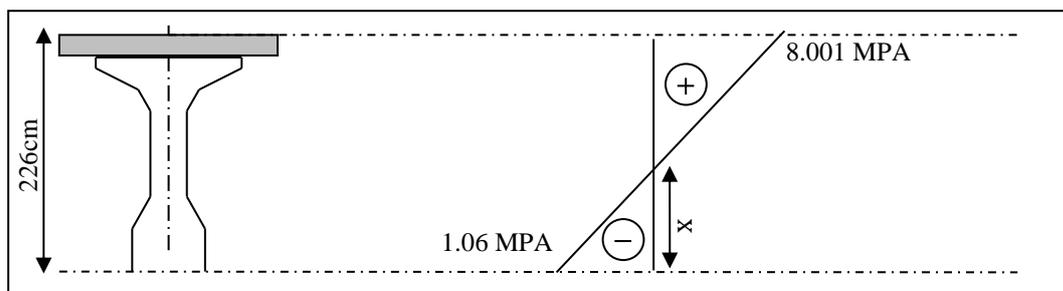


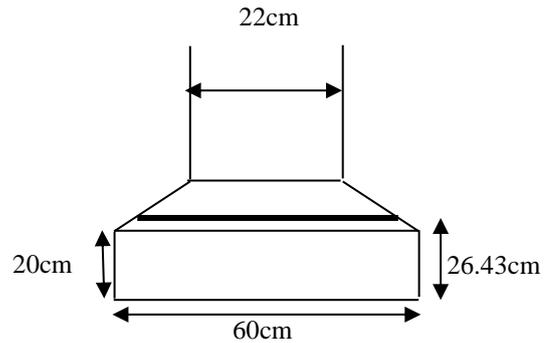
Figure 8.6. Diagramme des contraintes normales (phase 5).

$$\frac{1.06}{x} = \frac{8.001}{226-x} \Rightarrow x = 26.438 \text{ cm}$$

$$Bt = 26.43 \times 60 = 1585.8 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{1585.8 \times 1.06}{2 \times 10^4} = 0.084 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1585.8}{1000} + \frac{0.084}{500} \times \frac{3.06}{1.06} \times 10^4 = 6.43 \text{ cm}^2$$



Nous adoptons comme section : **5HA14** ($A_s=7.70 \text{ cm}^2$).

8.4.3. Ferrailage passif transversal (armatures du talon) :

Ces cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon et pour aussi servir de continuité avec les armatures transversales de l'âme. [5]

$$\begin{cases} Ac \cdot fe \geq c \cdot t \cdot fc_{28} & \text{si } \phi_{ext(gaine)} < c < 1,3\phi_{ext(gaine)} \\ Ac \cdot fe \geq 1,3 \cdot t \cdot fc_{28} \cdot \phi_{ext(gaine)} & \text{si } c > 1,3\phi_{ext(gaine)}. \end{cases}$$

Avec : t : espacement des armatures.

C=11cm (enrobage des câbles).

$$\phi_{ext(gaine)} = 7.2 \text{ cm}, \Rightarrow c > 1,3 \times \phi_{ext(gaine)} = 1,3 \times 7.2 \text{ cm} = 9.36 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{Ac}{t} = \frac{1,3 \cdot \phi_{ext} \cdot ft_{28}}{fe} = \frac{1,3 \times 7.2 \times 3.06}{500} = 0.0573 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section : cadre **HA12** ($A_s=2,26 \text{ cm}^2$)

$$\Rightarrow t \leq 39.45 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } t=25 \text{ cm}$$

8.4.4. Justification aux E.L.U :

Les justifications de la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M, N) sont données par les règles B.P.E.L 9.

• Hypothèses de calcul :

- Non intervention du béton tendu.
- Conservation de la planéité des sections droites.

- Absence de glissement entre les aciers et le béton.
- Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots.

• **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.

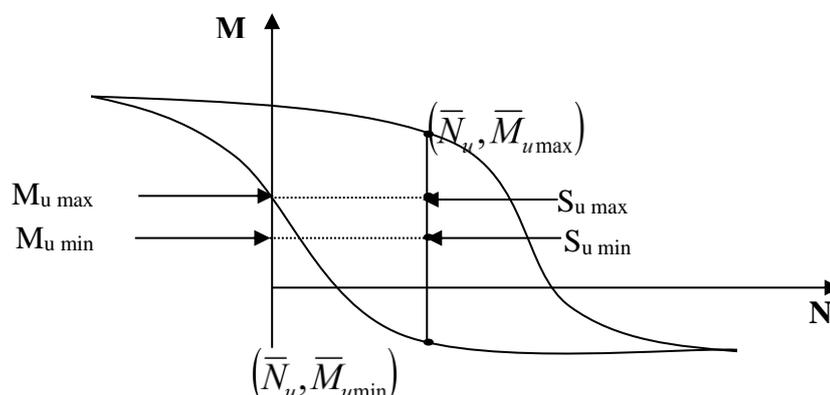


Figure 8.7. Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.

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 constituée par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_u(\bar{M}_u, \bar{N}_u)$ 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.

• **Démarche à suivre :**

- On fixe \bar{N}_u .
- On détermine les deux moments résistant ultimes $(\bar{M}_{u\min}, \bar{M}_{u\max})$ correspondants à N_u .
- On procède à la justification sur le moment M_u et on doit avoir :

$$M_{u\min} \leq M_u \leq M_{u\max}$$

Avec :

$$M_{u \max} \leq \bar{M}_{u \max} \text{ et } M_{u \min} \leq \bar{M}_{u \min}$$

• les sollicitations à L'E.L.U :

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

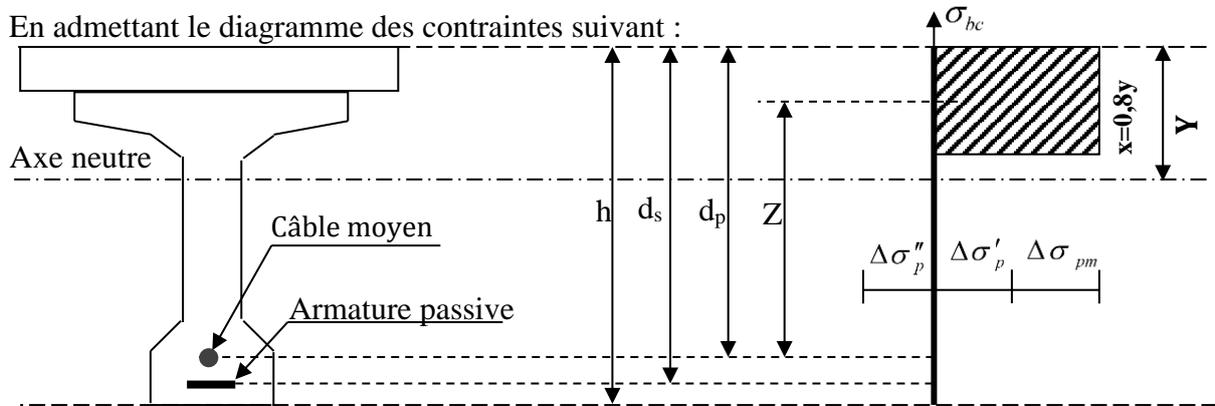


Figure 8.8. Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec : $\Delta\sigma_{pm}$: Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$: 1^{ère} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$: 2^{ème} complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

Les sollicitations à L'E.L. U sont :

$$N_u = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s \quad (1)$$

$$\bar{M}'_{u \max} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad (2)$$

(1) et (2) constituent les équations d'équilibres.

Avec :

$A_p \times \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte.

$A_s \times \Delta\sigma_s$: 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.

• **Equations 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 :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8d_p}{x} - 1 \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8d_s}{x} - 1 \quad (4)$$

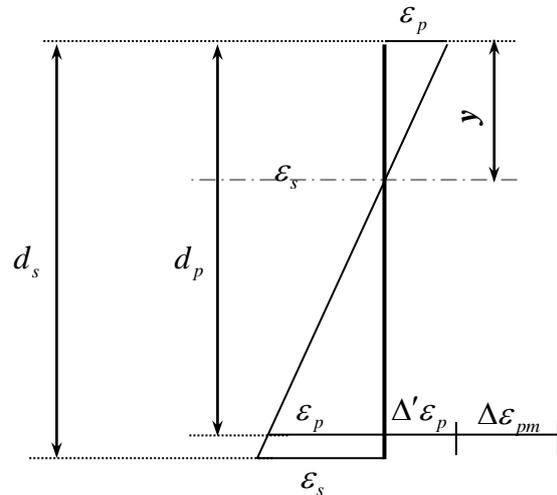


Figure 8.9. Diagramme des déformations et des contraintes à l'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

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).

• **Équations traduisant le comportement de l'acier :**

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \quad (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta \sigma_p = f \cdot (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \quad (6)$$

(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 ($\Delta \varepsilon_{pm}$).

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

$$\text{Nous avons dans (1) : } N_{ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \sigma_s = \bar{N}_u$$

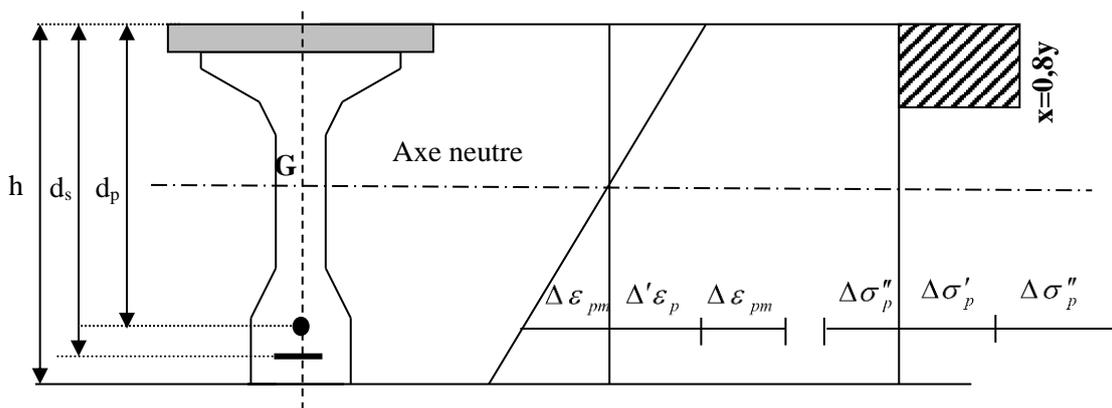
On fait une comparaison entre N_{ul} et N_u :

☞ Si $N_{ul} = N_u$: on calcule directement M_u .

☞ Si $N_{ul} > N_u$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de A, c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_{bc} .

☞ Si $N_{ul} < N_u$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant ε_{bc} autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{ul} = N_u$.

• 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 (cm^2)	A_s (cm^2)	$M_{u \min}$ (t.m)	$M_{u \max}$ (t.m)
226	-147.74	221	210.5	70.89	4.472	1221.722	1936.261

$$\text{Donc : } N_u = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma) n \cdot A_p \Rightarrow N_u = (1488 - 408.257) \times 70.89 \times 10^{-4} = 7.65429 MN$$

$$\text{Dans (1) : } N_{ul} = B(x) \times \frac{0,85 \times 41}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 7.089 \cdot \Delta \sigma_p - 0,4472 \cdot \sigma_s$$

$$7654.29 = B(x) \times 23.23 \times 10^3 - 7.089 \times \Delta \sigma_p - 0,4472 \times \sigma_s$$

$$\text{Dans (2) : } \bar{M}_{u \max} = B(x) \cdot 23.23 \cdot Z + 0.4472 \times (0.105) \times \sigma_s$$

• Équations liées le l'hypothèse des sections planes :

$$\text{De (3)} : \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{210.5 - y}{y} = \frac{168.4}{x} - 1$$

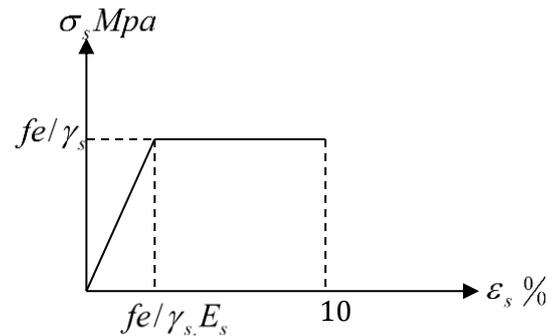
$$\text{De (4)} : \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0.8 \times d_s}{x} = \frac{0.8 \times 221}{x} - 1 = \frac{176.8}{x} - 1$$

• Équation traduisant le comportement des aciers

- Armatures passives (FeE50) :

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

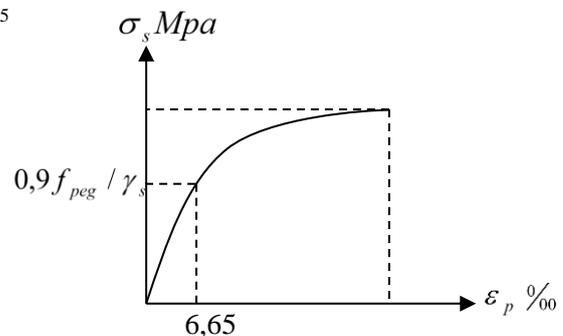
$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



- Armature actives (torons) :

$$\sigma_p > \frac{0.9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0.9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$



$$\frac{0.9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1296 \text{Mpa}$$

$$\text{Donc : } \Delta \sigma_p = \sigma_p (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - \sigma_p (\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_p) = 1079.743 \text{MPa}$$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1079.743}{195000} = 5.537 \cdot 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte.).

$$\begin{aligned} \sigma_{bpm} &= \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{u\min}) \frac{e_p}{I} \\ &= \frac{7654.29 \times 10^3}{1472071} + (7654.29 \times 10^3 \cdot (-1.4774) + 1221.722 \cdot 10^4) \cdot \frac{(-147.74)}{78856614.5} \\ &\Rightarrow \sigma_{bpm} = 3.497 \text{Mpa} \end{aligned}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} :

$$\varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \times \sigma_{bpm}}{E_b \times E_p} \quad \text{Avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{bpm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 0.897 \times 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{De l'équation (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \frac{10}{3.5} = \frac{221 - y}{y} \Rightarrow y = \frac{221}{3.857} = 57.298 \text{ cm}$$

$$\text{De l'équation (5) : } \sigma_s = 435 \text{ Mpa}$$

$$\text{De l'équation (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{210.5 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{5.537 \times 10^{-3} (210.5 - 57.298)}{57.298}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 14.804 \times 10^{-3}$$

De(6) :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (14.804 \cdot 10^{-3} + 0.0897 \cdot 10^{-3} + 5.537 \cdot 10^{-3} = 20.43 \times 10^{-3}) - \sigma_p \text{ pour } (5.537 \cdot 10^{-3})$$

- **Déterminations de σ_p**

$$5.537 \times 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6.65 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \Rightarrow \sigma_p (5.537 \times 10^{-3}) = 1.95 \times 10^5 \times 5.537 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (5.537 \cdot 10^{-3}) = 1079.715 \text{ Mpa}$$

$$20.43 \times 10^{-3} > 6.65 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (20.43 \times 10^{-3}) = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right) \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \quad \text{Avec } y = 0,5729 \text{ m}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis+table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{1,5 + 2,9}{2} = 2.2 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,5729 \times 2.2 = 1.008 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{uL} = 20.765 \text{ MN}$$

$$N_{uL} = 20.765 \text{ MN} \geq N_u = 7.654 \text{ MN}$$

- **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 A.

Il faudra calculer N_{uL} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_b

ε_b	Y(cm)	$\Delta \varepsilon''$	B(x)	Nul
1.2	23.679	0.04367	4167.504	7.028
1.25	24.555	0.04192	4321.680	7.385
1.287	25.199	0.04073	4435.024	7.651

D'après le tableau au-dessus, pour $\varepsilon_b = 1.287\text{‰}$ $N_{uL} = 7.651MN \approx N_u = 7.654MN$.

Donc le diagramme d'équilibre a atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 1.287\text{‰} \end{cases}$$

$$\bar{M}_{u\max} = B(x).23.23.Z + 0.4472 \times (0.105) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0.8 \times y = 210.5 - 0.8 \times 25.199 = 190.34 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{u\max} = 4435.024 \times 23.23 \times 190.34 + 4.472 \times (10.5) \times 435 = 1963.03 \text{ t.m}$$

$$M_{u\max} = 1936.261 \text{ t.m} < \bar{M}_{u\max} = 1963.03 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

8.5. Justifications des contraintes tangentielles :

8.5.1. Introduction :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, celui-ci sera donc dimensionné pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armatures et les gaines de précontrainte.
- Selon le B.P.E.L.91 [6], on procède :
- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles.
- En E.L.U à une vérification de la section transversale.

8.5.2. Justification à l'E.L. S :

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification doit porter sur les trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section :

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque est présentée une précontrainte transversale).

Les contraintes σ_x, τ , et σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{ij} \left[f_{ij} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{ij} - \sigma_x - \sigma_t) \left[f_{ij} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

Si $\sigma_x < 0$ Alors les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{ij} \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots (2)$$

Puisque $\sigma_t = 0$ dans notre cas, alors (1) et (2) peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} \left[f_{ij} + \frac{2}{3}(\sigma_x) \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \left[f_{ij} + \frac{2}{3}(\sigma_x) \right] \end{cases} \dots\dots\dots (1)'$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} f_{cj} \dots\dots\dots (2)'$$

Et comme σ_x au niveau du centre de gravité (G) est strictement positive, donc on applique le système $\rightarrow (1)'$

• **Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :**

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_V(y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

Avec : $V_{red} = V - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \sin \alpha_i$

S: Moment statique par rapport à l'axe G_Z .

b_n : Largeur de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \Phi$

Avec : $\begin{cases} m : \text{Nombre de câbles par lit.} \\ K = 0,50 \end{cases}$

Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe G_Z .

• **en résumé :**

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, quatre (04) câbles qu'y arrivant.

La vérification des contraintes se fera par phases de construction.

	$B(\text{cm}^2)$	$v'(\text{cm})$	$v(\text{cm})$	$I_G(\text{cm}^4)$	$e_p(\text{cm})$
P seule	12962.14	108.00	92	48726260.44	1.6
P + d	20502.14	146.62	79.38	101680470,0	-37.02

Tableau 8.32. Caractéristiques géométriques de la section nette à X=0,00L.

• **Exemple de vérification à la Phase (II) :**

- **J=28Jours:**

Les câbles de la 1^{ère} famille est de 100 % de la Mise en tension :

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{MPa}, \Delta\sigma_{28} = 189.273 \text{MPa}$$

$$g = 2,144 \text{t/ml} \Rightarrow V_{gl} = \frac{g \cdot L}{2} = 41.823 \text{t}$$

$$\sigma_{pI} = 1,02 \times 1488 - 0,8 \times 189.273 = 1366.342 \text{MPa}$$

$$P_I = 2 \times (9.73 + 13.9) \times 1366.342 \times 10^{-2} = 645.733 \text{t}$$

$$V_{red} = V_{gl} - P_I \sum_{i=1}^2 \frac{\sin \alpha_i}{n} = 41.823 - 645.733 \times \frac{0,977}{4} \Rightarrow V_{red} = -115.897 \text{t}$$

• **Contrainte de cisaillement (τ) :**

$$\text{Approximativement : } S = \frac{I_G}{0,8 \cdot h} \Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8 \cdot h}$$

$$\text{Avec : } b_n = b_0 - \frac{\Phi}{2} = 60 - \frac{7.2}{2} = 56.4 \text{Cm}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-115.897 \times 10^{-2}}{0.564 \times 0.8 \times 2} = -1.284 \text{MPa}$$

• **Contrainte du centre de gravité (σ_G)(au niveau de l'axe neutre) :**

$$\sigma_s = \frac{N_l}{B} \left(1 - \frac{e_p \cdot V}{r^2} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{N_l}{B} \left(1 + \frac{e_p \cdot V'}{r^2} \right)$$

Avec : $N_l = \frac{P_l}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \Rightarrow N_l = 6.45 \times \frac{3.872}{4} = 6.244 MN$

$$r^2 = v \cdot v' \cdot \rho = 0,3783 \times 108 \times 92 = 3758.78 cm^2$$

$$\sigma_s = 4,628 Mpa$$

$$\sigma_i = 4.595 Mpa$$

Au niveau du centre de gravité G :

$$\Rightarrow \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 4.628 + \frac{4.595 - 4.628}{200} \times 92 = 4.612 MPa$$

A partir des résultats trouvés, on doit vérifier les inégalités de la formule (1').

$$\left\{ \begin{array}{l} (-1,284)^2 < 0,4 \times 3.06 \times \left(306 + \frac{2}{3} \times 4.612 \right) \\ (-1,284)^2 < 2 \times \frac{3.06}{41} (0,6 \times 41 - 4.612) \times \left(3.06 + \frac{2}{3} \times 4.612 \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,648 < 7,508 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ 1,648 < 18.303 \end{array} \right.$$

De même procédée on fait la vérification pour toutes les phases d'exécution.

N° phase	V (t)	P (t)	v _{red} (t)	τ(y)(Mpa)	σ _G (Mpa)	vérification	
						Inéquation 1	Inéquation 2
2	41.823	656,342	-118,489	-1,313	4,694	1.724 < 7,148	1.724 < 17,148
3	41.823	645,733	-115,897	-1,284	4,618	1.648 < 7,514	1.648 < 18,310
4	78.581	635,124	-76,548	-0,848	4,542	0.720 < 7,452	0.720 < 18,228
5	78.581	624,515	-73,957	-0,725	5,216	0.526 < 8,002	0.526 < 18,915
6	92.82	603,297	-54,535	-0,535	5,038	0.286 < 7,856	0.286 < 18,742
7	195.50	603,297	48,145	0,472	5,038	0.223 < 7,856	0.223 < 18,742

Tableau 8.33. Vérification des contraintes de cisaillement.

• **Conclusion :**

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage.

8.5.3. Justifications à l'E.L. U :**A) Minimum d'armatures transversales :**

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t).

$$S_t \leq \min\{1m; 0,8.h; 3b_0\} = \min\{1m; 0,8 \times 2; 3 \times 0,6\} \Rightarrow S_t \leq 1m$$

b_0 : Largeur du talon ($b_0 = 60\text{cm}$).

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6.b_n.\gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 56,4 \times 1,15}{500 \times 10^{-2}} = 7,7832 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Dans la zone médiane :

D'après les règlements BPEL [6], la section de ces armatures doit être au moins 2 cm²/ml de parement.

On prend un cadre HA12 soit; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0778 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0778} = \frac{2,26}{0,0778} = 29,04 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

• Dans la zone d'appuis :

Compte tenu de la position des gaines dans cette zone, et l'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend 2HA12 et 2HA14 (un cadre de HA12 et un cadre de HA14).

$$\Rightarrow A_t = 5,340 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0778 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0778} = \frac{5,34}{0,0778} = 68,637 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

B) 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.

$$\tau_{red}^u \leq \overline{\tau}_U = \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \text{Cotg}\beta + \frac{f_{ij}}{3}$$

- Le BPEL91 [6] donne : 2

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8.h.b_n}, \quad V_{red}^u = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \text{Sin}\alpha_i$$

$$P_u = \sigma_p(0,00) \times Ap$$

$$\sigma_p(0,00) = \sigma_{p_0}(0,00) - \Delta\sigma_p(0,00) = 1488 - 301,513 = 1186,487 \text{ MPa}$$

$$Ap = (13,9 + 9,73) \times 2 = 47,26 \text{ cm}^2 \quad P_u = 1186,487 \times 47,26 \times 10^{-4} = 5,607 \text{ MN}$$

$$V_u = V_{u\max} = 195,5 \text{ t} \quad V_{red}^u = 1,955 - \frac{5,607}{4} \times 0,977 = 0,585 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_{red}^u = \frac{0,585}{0,564 \times 0,8 \times 2,26} = 0,574 \text{ MPa}$$

✓ **Angle d'inclinaison β_u :**

$$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i = \frac{5,607}{4} \times 3,872 = 5,427 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{5427 \times 10}{20502,14} \times \left(1 - \frac{370,2 \times 793,8}{4959,248 \times 100} \right) = 1,0785 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{5427 \times 10}{20502,14} \times \left(1 + \frac{370,2 \times 1466,2}{4959,248 \times 100} \right) = 5,5442 \text{ MPa}$$

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 1,078 + \frac{5,544 - 1,078}{226} \times 79,38 = 2,6466 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 0,574}{2,646 - 0} = 0,433 \Rightarrow \beta_u \approx 11,72^\circ$$

$$\overline{\tau}_u = 3,71 \text{ MPa} > 0,547 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins 2 cm²/ml, soit un cadre HA10 tous les 25 cm.

C) Justification des bielles de compression du béton (B.P.E.L 91)[6] :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{red}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,574)^2 \leq \left(\frac{41}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,329 < 46,69 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul justificatif réglementaire en sections particulières :**

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés :

- ✓ Les zones d'application des réactions d'appuis.
- ✓ Les zones d'ancrages des armatures de précontraint.

• **Zone d'appui :**

On effectuera deux vérifications qui portent sur :

• **L'équilibre de la bielle d'about :**

L'appui transmet au béton une réaction **R** verticale (poids propre, charge d'exploitation) et un effort **H** horizontale (freinage, effet de température...etc.). Dans le béton ces efforts se décomposent en :

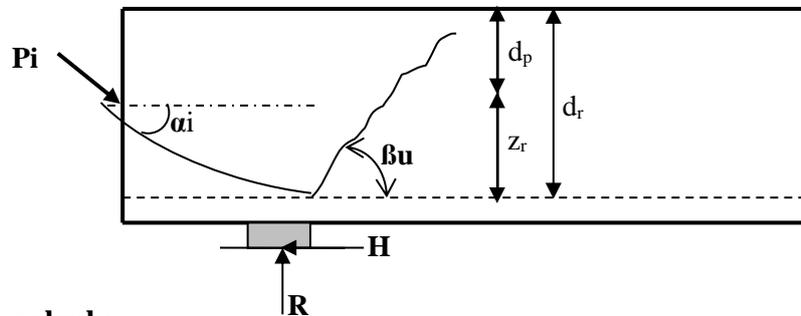
- ✓ Un effort horizontal : **H+R cotg B_u**.
- ✓ Un effort incliné : **R/sin B**.

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal, et coudrer par des étriers la fissuration qui tend à séparer la bielle du reste du béton.

La contrainte limite dans les armatures de couture et armature de précontrainte a pour valeur.

$$\sigma_{pi} = \min(1,2\sigma_{pm}; f_{prg} / \gamma_s)$$

$$P_i = \min(1,2Ap\sigma_{pm}; Ap(f_{prg} / \gamma_s))$$



• **Étapes de calcul :**

Le calcul consiste à chercher le niveau 'r' de la poutre tel que :

$$\sum p_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum p_i \sin \alpha_i) \cot g B_u \dots\dots\dots (a)$$

p_i : Effort correspondant à la contrainte limite.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui.

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

$$B_u \leq 30^\circ$$

On a : $R_u = 195.5t \Rightarrow \tau = \frac{R_u}{0,8.h.b_n} = \frac{195.5}{0.8 \times 226 \times 56.4} \times 100 = 1,917MPa$

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \sigma_{pm} = 1,2 \times 1186,487 = 1423,784MPa \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1860}{1,15} = 1617,39MPa \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow P_i = 1423,784 \times 13,9 \times 10^{-4} = 1,979MN \text{ Pour le câble (10T15.2).}$$

$$\Rightarrow P_i = 1423,784 \times 9,73 \times 10^{-4} = 1,385MN \text{ Pour le câble (7T15.2).}$$

On prend $\beta_u = 30^\circ$

Câble	α_i en (gr)	cos α_i	sin α_i	Pi cos α_i	Pi sin α_i
1	12,26	0.981	0.191	1.359	0.265
2	14	0.976	0.218	1.932	0.431
3	19.02	0.956	0.294	1.892	0.582
4	17.7	0.962	0.274	1.332	0.379

Tableau 8.34. Calcul Pi.

- **Calcul de H_u :**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC, l'accélération sismique horizontale est égale à 10%G (G le poids du tablier).

$$H_{ut} = 0,1 \times 945.36 = 94.536t$$

- **Recherche du niveau 'r' :**

Pour : r = 1 (cable1) :

$$H = \sum_i P_i \cos \alpha_i - H_u = (1979 \times 1.932 + 1385 \times 1.943) - 945.36 = 5569.123 \text{ KN}$$

$$R = \left(R_u - \sum_i P_i \sin \alpha_i \right) \cot g \beta_u = (1955 - 1657) \times \cot g 30^\circ = 516.151 \text{ KN}$$

Donc : $5569.123 \geq 515.151$

La condition (a) est vérifiée, d'où l'existence du rang.

-Le niveau r est le niveau à partir du quel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à partir de quel les armatures active ne sont pas suffisantes.

$$d_p = \frac{h}{10} : \text{Hauteur de la membrane comprimée.}$$

$$d_r = h - y_r : \text{Distance de R à la fibre supérieure.}$$

y_r : distance entre le câble du niveau r et la fibre inférieure.

$$z_r = d_r - d_p : \text{Hauteur de bielle.}$$

$$Z = 0,8H$$

Si: $Z_r < Z$ La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par (Z / Z_r) et placée sur la longueur $Z_r \cot g B_u$.

Si: $Z_r \geq Z$ La densité d'étrier déjà calculée et suffisante sur une longueur $Z \cot g B_u$.

➤ **Pour notre cas :**

$$dp = \frac{200}{10} = 20\text{cm}$$

$$y_r = (54 - 50 \operatorname{tg} 12.26^\circ) = 44.25\text{cm}$$

$$d_r = 200 - 44.25 = 155.75\text{cm}$$

$$Z_r = 155.75 - 20 = 135.75\text{cm}$$

$$Z = 0,8H = 0,8 \times 200 = 160\text{cm}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{Z}{Z_r}$.

Cette section est répartie sur une longueur L ($L = Z_r \cdot \cot \beta_u$) à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Donc : } L = 13575 \times \cot 30^\circ = 241,908\text{cm.}$$

$$\frac{Z}{Z_r} = \frac{160}{135.75} = 1.179$$

$$\text{Donc : } A_t = 3.83 \times 1,179 = 4.52\text{cm}^2$$

Nous prendrons une nouvelle armature de peau transversale, soit 2 cadres **HA12**

($A_t = 4.52\text{ cm}^2$) espacés tous les 20 Cm sur la longueur $L = 2.41\text{m}$.

• **Équilibre du coin inférieur :**

$$R = Ru - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -Hu + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal à P_i est inférieur à l'angle de frottement interne du béton.

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi \quad \text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{R \cdot \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \cdot \sin \theta + H \cdot \cos \theta}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - \operatorname{tg} \theta)}{1 + 1,5 \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontale A_1 tel que :

$$H + A_1 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \operatorname{tg} \theta)}{1 + 1,5 \cdot \operatorname{tg} \theta}$$

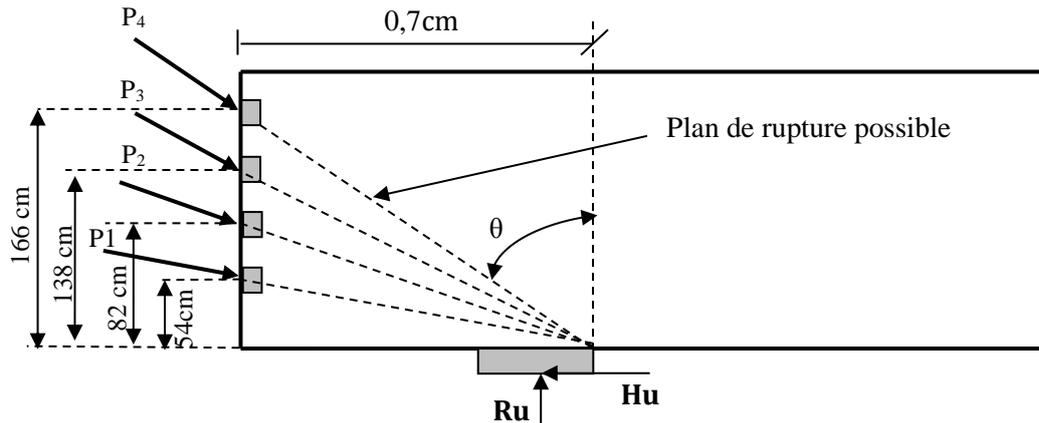


Figure 8.10. Rupture du coin inférieur.

Remarque :

En post tension une section d'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 vérifiée.

$$A_{t\min} = \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ Application de projet :

Câble (1) : $\theta = \arctg\left(\frac{0,7}{0,54}\right) = 52,35^\circ$

H = 5569.123KN et R=1690KN

$H = 5569.123KN > R \times (1,5 - tg\theta) / (1 + 1,5tg\theta) = 116.988KN$ *c.vérifier*

Câble (2) : $\theta = \arctg\left(\frac{0,7}{0,82}\right) = 40,48^\circ$, **R=1524 KN**

$H = 5569.123KN > R \times (1,5 - tg\theta) / (1 + 1,5tg\theta) = 432.108KN$ *c.vérifier*

Câble (3) : $\theta = \arctg\left(\frac{0,7}{1,38}\right) = 26,89^\circ$, **R=1373 KN**

$H = 5569.123KN > R \times (1,5 - tg\theta) / (1 + 1,5tg\theta) = 774.275KN$ *c.vérifier*

Câble (4) : $\theta = \arctg\left(\frac{0,7}{1,66}\right) = 22,86^\circ$, **R=1576 KN**

$H = 5569.123KN > R \times (1,5 - tg\theta) / (1 + 1,5tg\theta) = 1041.152KN$ *c.vérifier*

Donc :

L'équilibre du coin inférieur est vérifié suivant les quatre (04) plans de rupture possible.

La section d'armatures de couture est négligeable, néanmoins le BPEL [6] proposé une section minimale en vue de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

La section $A_{l_{\min}}$:

$$A_{l_{\min}} \geq \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $K=0.5$

$$\text{Donc : } A_{l_{\min}} \geq \frac{0,04 \times 1,955 \times 1,15}{500 \times 10^{-4}} (5 - 4 \times 0,5) = 5,396 \text{ cm}^2$$

Soit deux (02) cadre **HA14** ($A=6.16 \text{ cm}^2$). Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

a) 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.

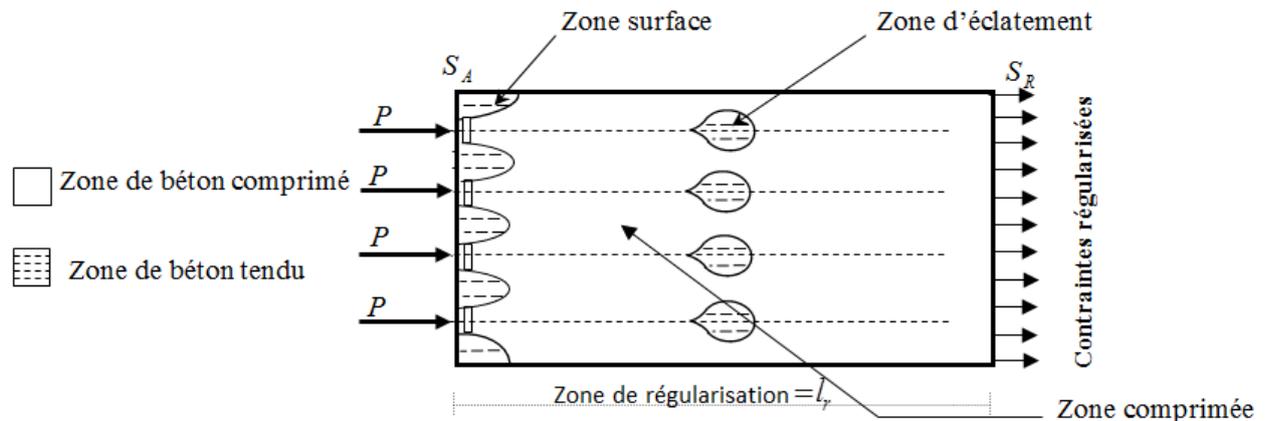


Figure 8.11: Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

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).

- **Effet de la surface :**

Au voisinage de la section (S_A), il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{\text{Max}(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \quad (8)$$

Avec :

F_{j0} : Force à l'origine du câble au niveau (j).

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

- **Plan Horizontal :**

Sur le plan de diffusion horizontal, la force F_{j0} considéré est celle résulte des quatre (04) câbles.

$$F_{j0} = 2 \times \sigma_{p0} \times Ap = 2 \times 1488 \times 2363 = 7032.288KN$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2 \times 1488 \times 23.63}{\frac{2}{3} \times 500} = 8.439Cm^2$$

On prend trois (04) cadres HA14 autour de chaque ancrage avec $A_v = 9.04 \text{ cm}^2$.

- **Plan vertical :**

$F_{j0} = \sigma_{p0} \times Ap$, $Ap = 1390 \text{ mm}^2$ (section de câble 10T15.2).

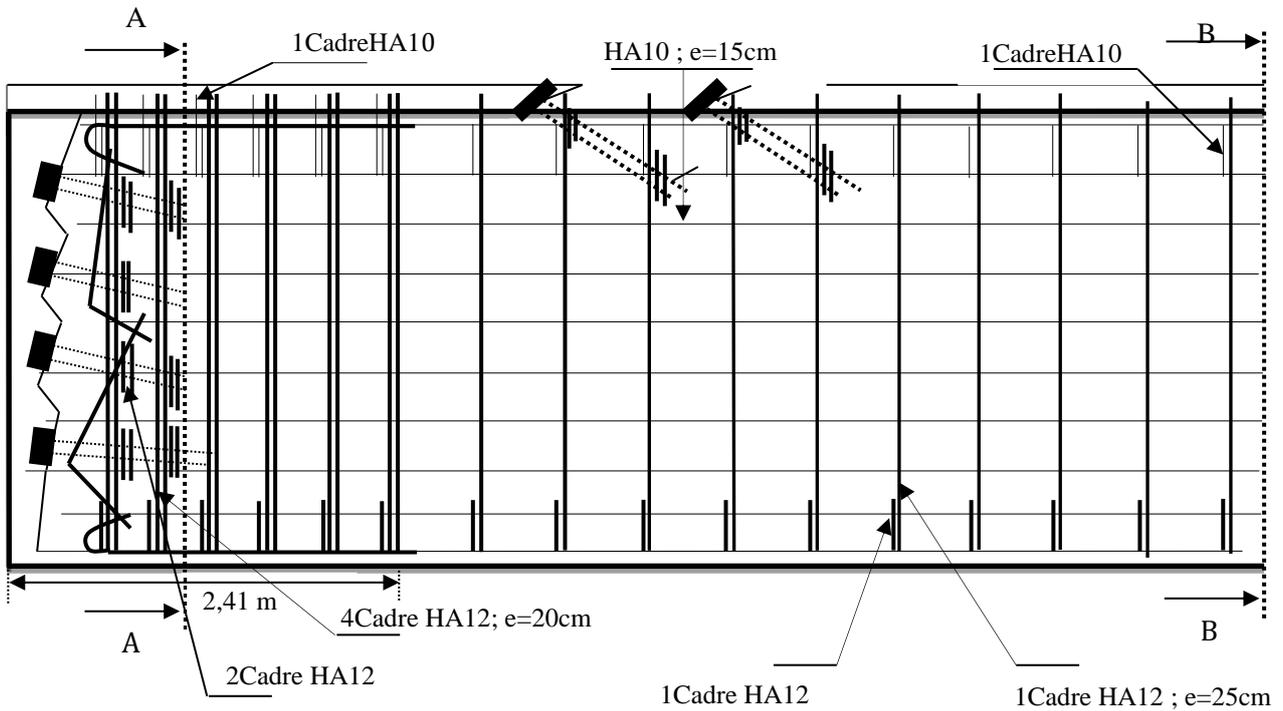
$$\text{Max}F_{j0} = 2068.32KN$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2068.32 \times 10}{\frac{2}{3} \times 500} = 2.482Cm^2$$

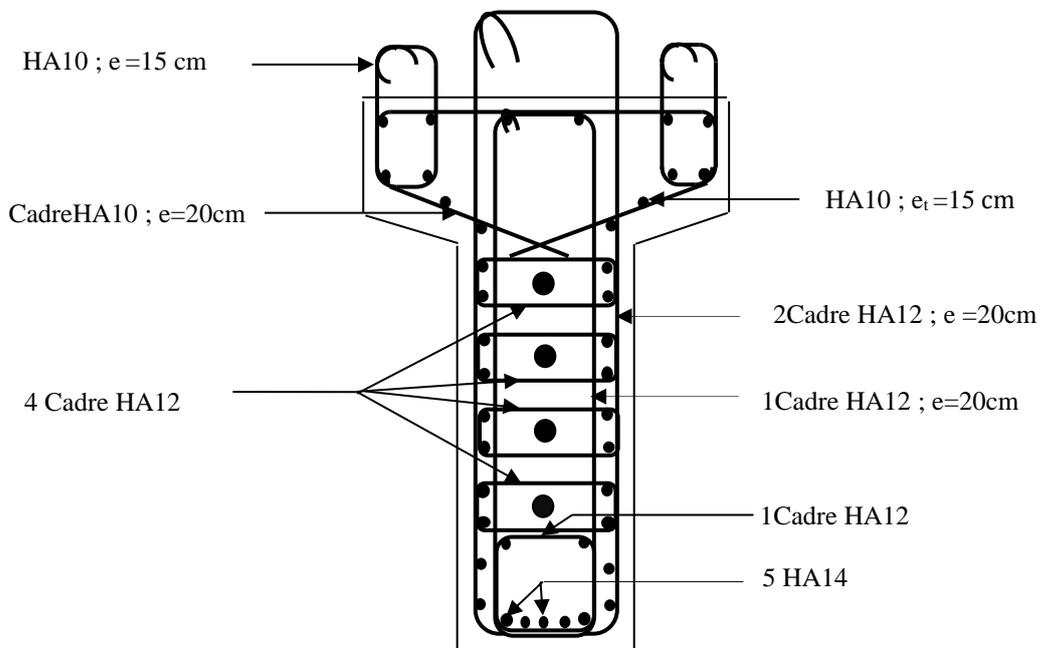
On prend deux (02) cadres HA12 avec $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

8.6.Ferrailage de la poutre :

- Longitudinalement :



- Transversalement :



La zone d'about Coupe A-A

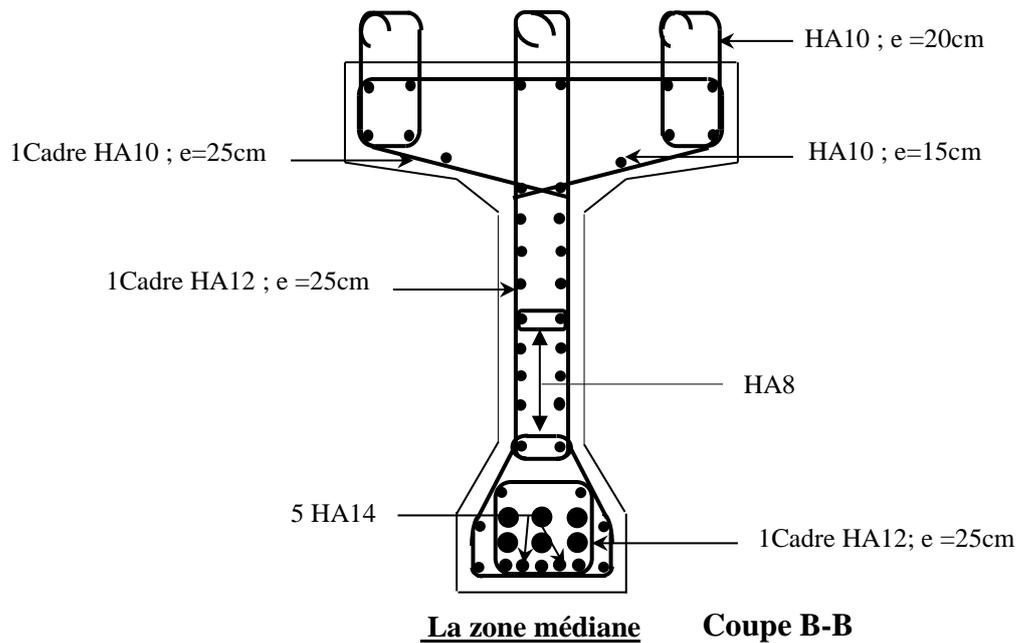


Figure 8.12: Le ferrailage de la poutre.

8.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, une étude de la précontrainte par poste tension a été effectuée avec la présentation des différentes vérifications correspond aux pertes des charges, avec un ferrailage décillé de la poutre.

Chapitre 09:
Étude de l'hourdis et de
l'entretoise d'about.

9.1.Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert comme couverture pour le pont, cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges est de les transmettre aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. On suppose que le pont soit rigidement entretoisé, ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restantes dans un même plan et les moments correspondants donnés par l'effort local (flexion locale).

9.2.Calcul du Ferrailage de l'hourdis :

Le ferrailage sera fait sous le moment maximum dû à la flexion simple (sont obtenus à l'aide de logiciel Robot Millenium), ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S : [5]

COMBINAISON	E.L.U	E.L.S
I	1,35G+1,6[Max (A, B)]	G+1,2[Max (A, B)]
II	1,35G+1,35Max [Mc ₁₂₀ , D240]	G+ Max [Mc ₁₂₀ , D240]

9.2.1. Etude de la flexion transversale :

ELU: (1.35G+1.35D240).....ROBOT.

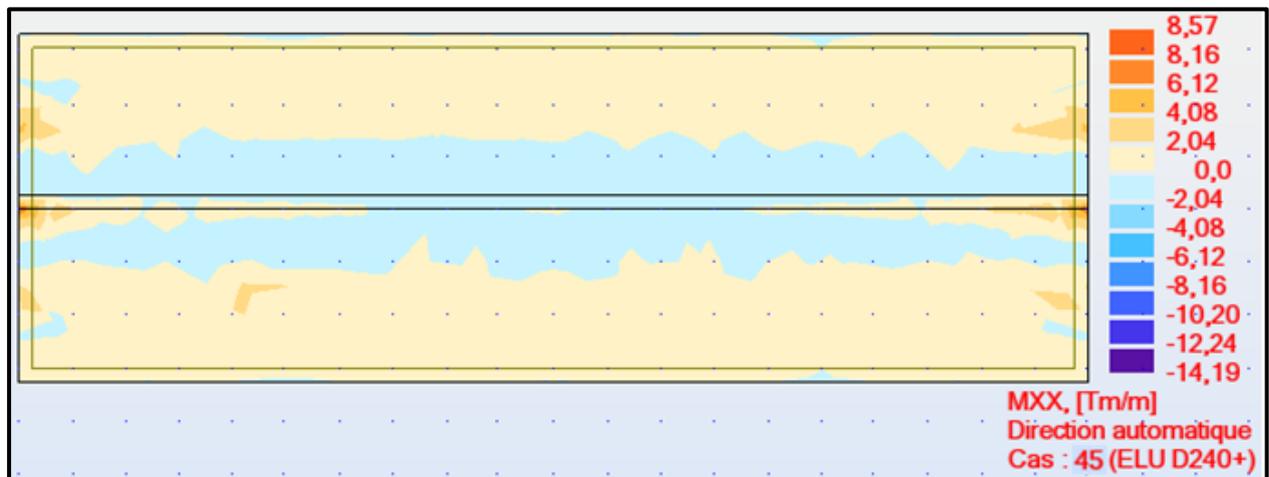


Figure.9.1. Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle.

Tableau du moment transversal de la dalle :

		A(L)	Bc	Mc120	D240
ELU	Sur appuis	-6.19	-9.35	-6.99	-14.19
	En travée	4.57	13.57	4.91	8.57
ELS	Sur appuis	-4.63	-7.00	-5.18	-10.62
	En travée	3.42	11.18	3.64	6.35

Moment sur appui :

$$M_{aU} = -14,19 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{aS} = -10,62 \text{ t.m/ml.}$$

Moment en travée :

$$M_{tu} = 13,57 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ts} = 11,18 \text{ t.m/ml.}$$

Ferraillage sous la flexion transversale :

- **Sur appui :**

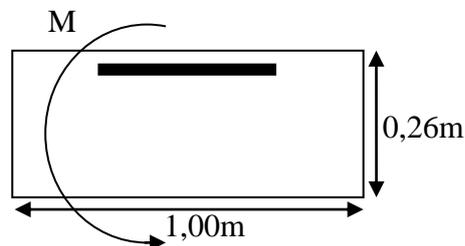
- **ELU :**

Le ferraillage à l'ELU se fait par le logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferraillage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\begin{cases} b = 100\text{cm} \\ h = 26\text{cm} \\ d_1 = 23\text{cm} \end{cases}$$



Les résultats obtenus par SOCOTEC sont : (Le moment utilisé est $M_u = -14.19 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 15,44 \text{ cm}^2$

- **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16.2\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) = 19.144 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 17.94 \text{ t.m}$$

$$17.94 \text{ t.m} \geq M_{as} = 10.62 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 23.11 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

- **ELU :**

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont : (Le moment utilisé est : $M_u = 13.57 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{st} = 14.68 \text{ cm}^2$

- **ELS :**

$$MR_b = 17.94 \text{ t.m} \geq M_{ts} = 11.18 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 24.33 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,22}{500} \times 100 \times 23 = 2,348 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s \text{ ser}}, A_{s \text{ min}})$$

- **Sur appui :**

$$A_s = \max (15.44; 23.11 ; 2,348) = 23.11 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA25 (24.54 cm²)

- **En travée :**

$$A_s = \max (14.68; 24.33 ; 2,348) = 24.33 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA25 (24.54 cm²)

9.2.2. Etude de la flexion longitudinale :

ELU: (1.35G+1.35D240).....ROBOT.

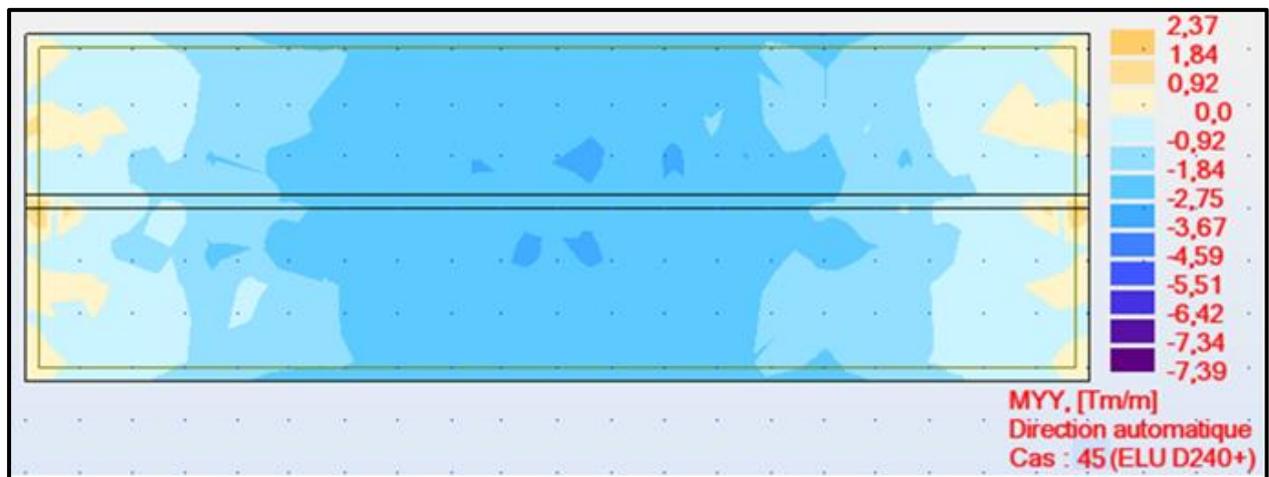


Fig.9.2. Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle

Tableau du moment longitudinal de la dalle :

		A(L)	Bc	Mc120	D240
ELU	Sur appuis	-5.86	-7.66	-7.03	-7.39
	En travée	1.25	3.95	1.76	2.37
ELS	Sur appuis	-4.32	-5.71	-5.21	-5.48
	En travée	0.94	2.93	1.29	1.75

Moment sur appui :

$$M_{au} = -7.66 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{as} = -5.71 \text{ t.m/ml.}$$

Moment en travée :

$$M_{tU} = 3.95 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{tS} = 2.93 \text{ t.m/ml.}$$

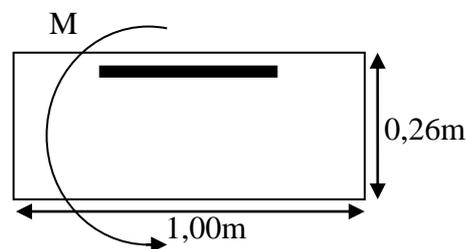
Ferraillage sous la flexion transversal :• **Sur appui**➤ **ELU :**

Le ferraillage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferraillage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 26\text{cm} \\ d_1 = 23\text{cm} \end{array} \right.$$



Les résultats obtenus par SOCOTEC sont : (Le moment utilisé est $M_u = -7.66 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 19.144 \text{ cm}$$

$$MR_b = 17.94 \text{ t.m} \geq M_{as} = 5.71 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{12.43 \text{ cm}^2}$$

- **En travée :**

➤ **ELU :**

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont (3.95)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 7,37 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**

$$MR_b = 17.94 \text{ t.m} \geq M_{ts} = 2.93 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 6.38 \text{ cm}^2$$

❖ **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s \text{ ser}}, A_{s \text{ min}})$$

- **Sur appui :**

$$A_s = \max (7.92 ; 12.43 ; 2.348) = 12.43 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 (15.71 cm^2)

- **En travée :**

$$A_s = \max (3,98 ; 6.38 ; 2.348) = 6.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 ($7,70 \text{ cm}^2$)

➤ **Espacement**

suitant X: $S_t \leq \text{Min}\{2h ; 22\text{cm}\} = \text{Min}\{2 \times 26 ; 22\text{cm}\} = 22\text{cm}$

suitant Y: $S_t \leq \text{Min}\{3h ; 33\text{cm}\} = \text{Min}\{3 \times 26 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

9.3.Schéma de ferrailage de la dalle :

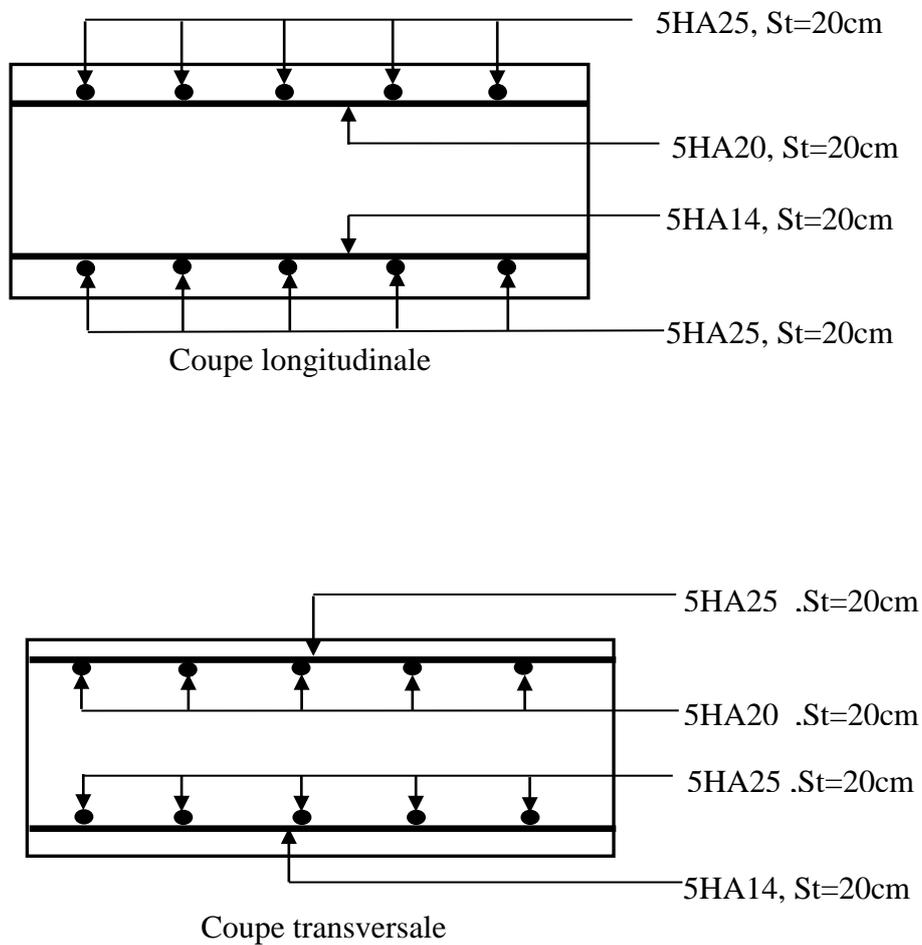


Figure 9.3. Schéma de ferrailage de la dalle.

9.4. Étude de l'entretoise d'about :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres assurent l'assemblage des 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 obligatoire pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

9.4.1. Dimensions de l'entretoise :

L'entretoise a une hauteur de 180cm, une largeur de 35cm et une longueur de 11,6 m.

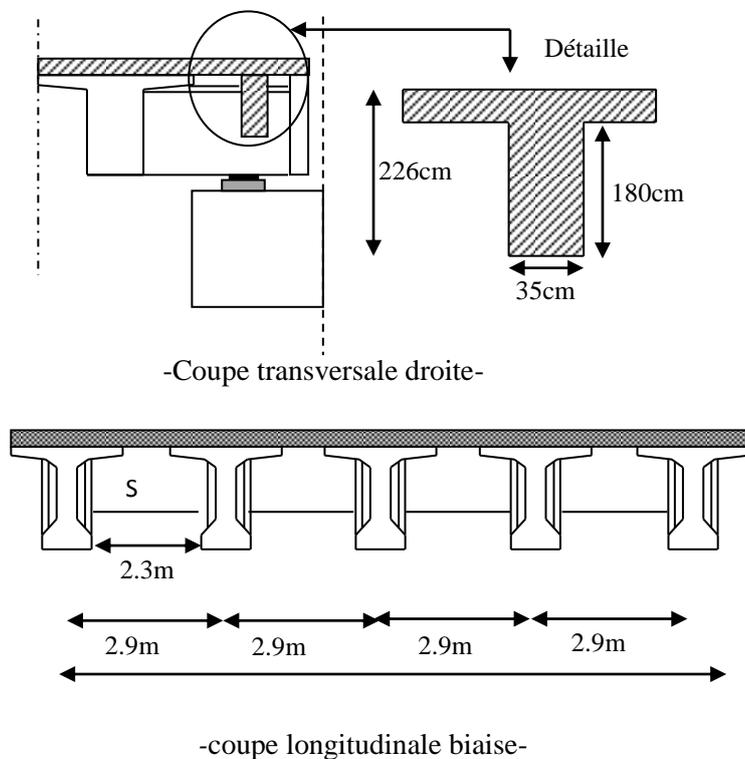


Figure 9.4. Dimensions de l'entretoise.

9.4.2. 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).

9.4.2.1. Calcul des efforts :**a. le poids propre :**

$$S_{net} = (1,8 \times 2,3) - (0,09 + 0,0225) = 4,0275 \text{ m}^2$$

$$S_{net} = 4,0275 \text{ m}^2$$

$$P_{net} = S_{net} \times 0,35 \times 4 \times 2,5 = 14,096 \text{ t}$$

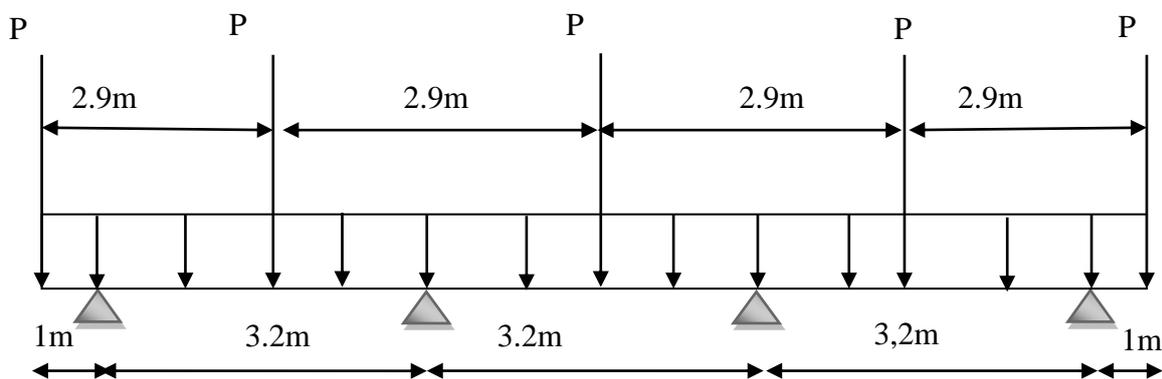
$$P_{ent} = \frac{P_{net}}{11,6} = 1,215 \text{ t/poutre .}$$

b. L'effort dû au tablier :

$$G_{tab} = G_{tot\ tab} - G_{ent} = 945,36 - 28,193 = 917,167 \text{ t}$$

$$P_{tab} = \frac{G_{tab}}{2} = 458,584 \text{ t/entretoise.}$$

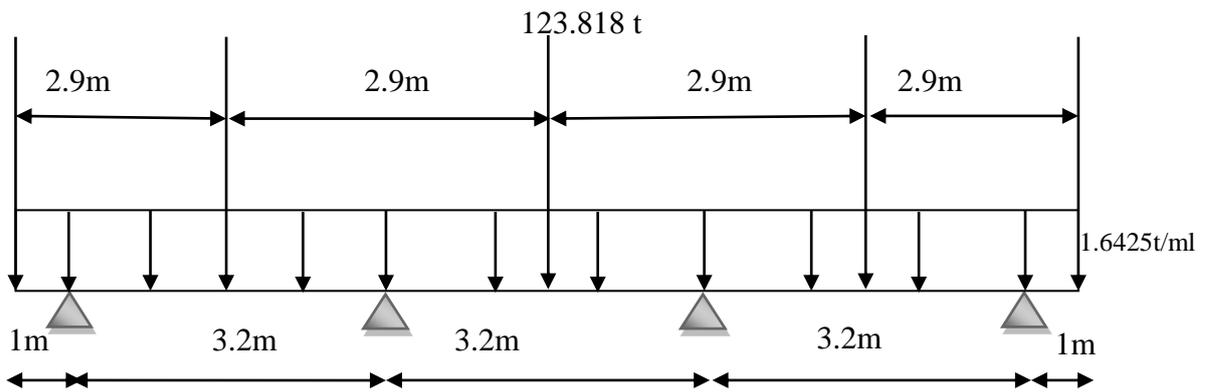
$$P_{tab} = \frac{P_{tab}}{5} = 91,717 \text{ t/poutre .}$$

9.4.2.2. Emplacement des vérins :**9.4.2.3. Calcul des sollicitations :**

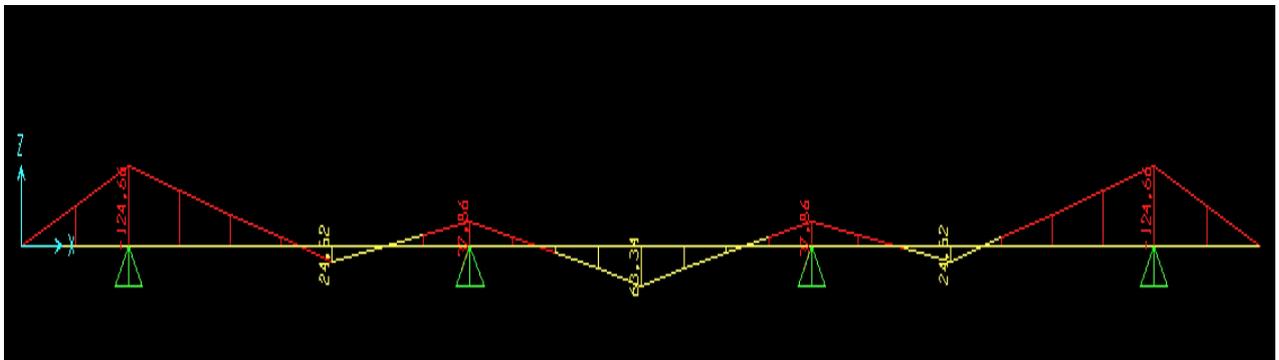
Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **SAP2000**, en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
ELU	$1,35 \times 1,215 = 1,6425$	$1,35 \times 91,717 = 123,818 \text{ t}$
ELS	1,215	91,717

ELU :



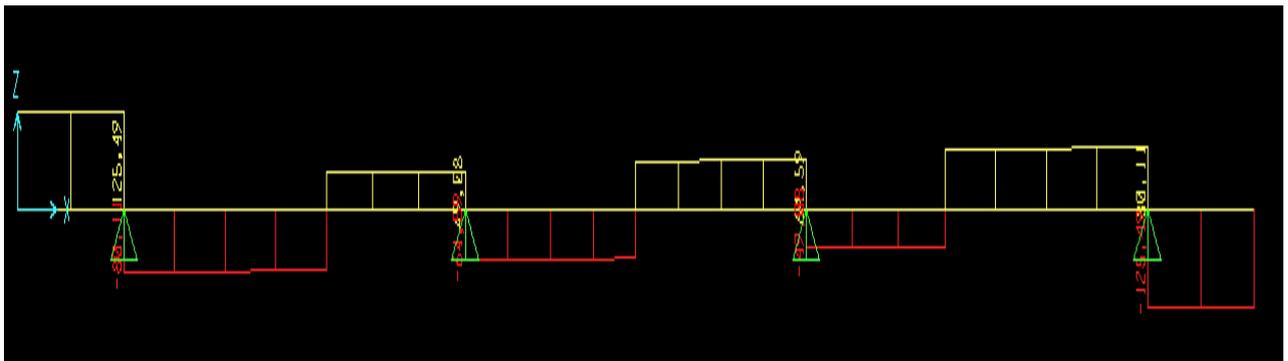
❖ **Diagramme des moments :**



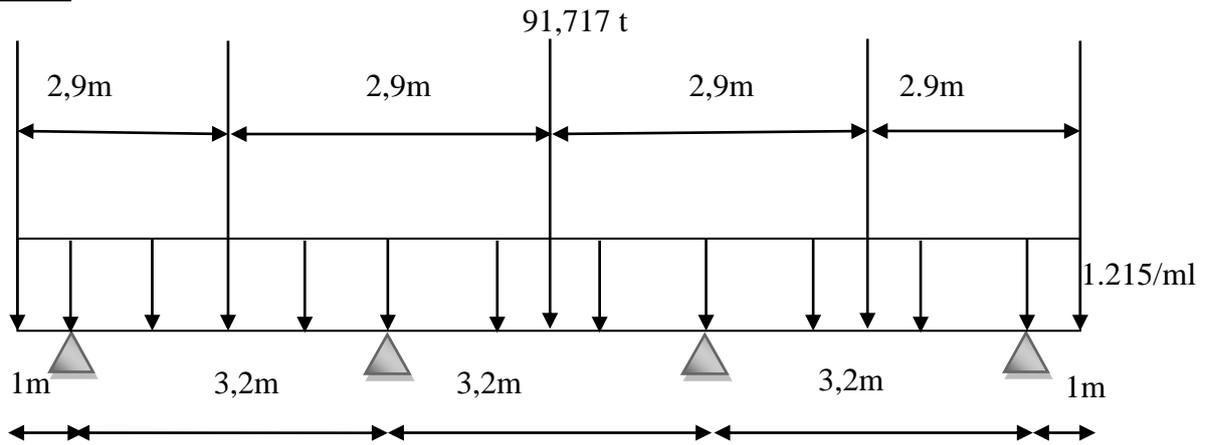
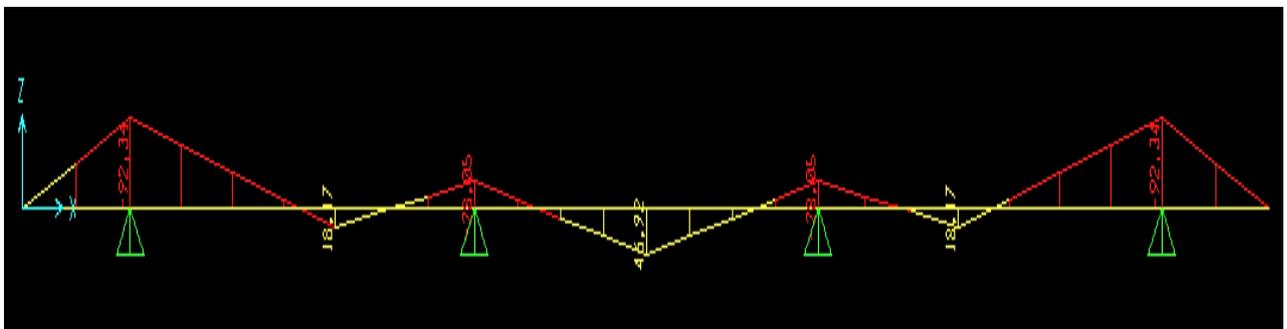
$$M_{u \text{ app}} = 124,66 \text{ t. m.}$$

$$M_{u \text{ trav}} = 63,34 \text{ t. m.}$$

❖ **Diagramme des efforts tranchants :**



$$T_{u \text{ max}} = 125,49 \text{ t.}$$

ELS :❖ **Diagramme des moments :**

$$M_{\text{ser app}} = 92,34 \text{ t.m.}$$

$$M_{\text{ser trav}} = 46,92 \text{ t.m.}$$

❖ **Diagramme des efforts tranchants :**

$$T_{\text{ser max}} = 92,97 \text{ t.}$$

9.4.3. Ferrailage de l'entretoise :

- **Hypothèses :** Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 500.

$$f_{c28} = 27 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ et } \gamma_s = 1,15.$$

$$b = 0,35 \text{ m}, d = 1,75 \text{ m}; c = 0,05 \text{ m}$$

➤ **En travée :**

$$M_U = 63,34 \text{ t.m.}$$

$$M_S = 46,92 \text{ t.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{63,34}{46,92} = 1,349$$

E. L. U:

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{63,34 \times 10^{-2}}{0,35 \times 1,75^2 \times 15,3} = 0,0386$$

$$\mu_{bu} = 0,0386 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0492$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 8,49 \text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

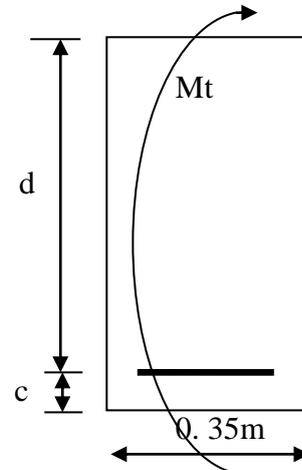
$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6(\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,35 \times 1,75^2 \times 16,2 = 6,807 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{6,807}{1,349} = 5,045 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,4692 \leq M_{ls} = 5,045 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$



$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{46,92 \times 10^{-2}}{0,35 \times 1,75^2 \times 16,2} = \mathbf{0,027}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,055}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,978}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{11,37 \text{ cm}^2}$$

On a que: $A_{ser} > A_{su} \Rightarrow A_s = \mathbf{11,37 \text{ cm}^2}$

➤ **Sur appui :**

$$M_{au} = 124,66 \text{ t. m.}$$

$$M_{as} = 92,34 \text{ t. m}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{124,66}{92,34} = \mathbf{1,35}$$

E. L. U:

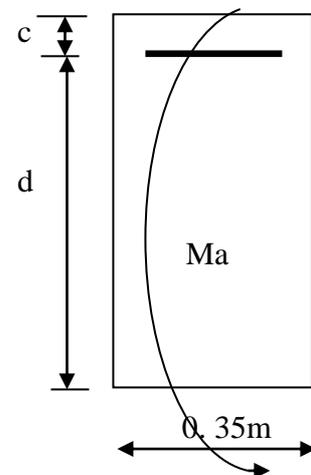
$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{124,66 \times 10^{-2}}{0,35 \times 1,75^2 \times 15,3} = \mathbf{0,076}$$

$$\mu_{bu} = 0,076 < \mu_{lu} = 0,3920 \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0989}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9604}$$

$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = \mathbf{17,05 \text{ cm}^2}$$



E. L. S:

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{6,807}{1,349} = \mathbf{5,046 \text{ MN. m}}$$

$$M_{as} = 0,9234 \leq M_{ls} = 5,046 \text{ MN. m} \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{92,34 \times 10^{-2}}{0,35 \times 1,75^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0532}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{bu}} \right) = \mathbf{0,1105}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9558}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 22,84 \text{ cm}^2}$$

On a que: $\mathbf{A_{ser} > A_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_s = 22,84 \text{ cm}^2}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,22 \text{ Mpa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,35 \times 1,75 \times 10^4 \left(\frac{2,22}{500} \right)$$

$$\mathbf{A_{Smin} > 6,255 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}}$$

Finalemnt : $\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{A_{Stravée} = 11,37 \text{ cm}^2} & \text{soit } \mathbf{04 \text{ HA } 20(12,57 \text{ cm}^2)} \\ \mathbf{A_{Sappui} = 22,84 \text{ cm}^2} & \text{soit } \mathbf{05 \text{ HA } 25(24,54 \text{ cm}^2)} \end{array} \right.$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\mathbf{T = T_{Umax} = 125,49 \text{ t.}}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{Mpa} = \mathbf{2,7 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = \left(\frac{125,49}{0,35 \times 1,75} \right) 10^{-2} = \mathbf{2,04 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \alpha = 90^\circ \text{ (Les armatures droites sont suffisantes).}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1(\text{flexion simple})$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,35(2,04 - 0,30 \times 1 \times 2,22)}{0,90 \times 500(0 + 1)} =$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{\frac{1}{9,357}}$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 1,02 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{1}{16,34}$$

$$\frac{1}{9,357} > \frac{1}{16,34} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

Choix des armatures : $\emptyset \leq \text{Min} \left\{ \emptyset_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$

$$\begin{cases} \text{sur appuis: } \emptyset \leq \text{Min}\{25; 50; 35\} & \Rightarrow \emptyset \leq 25 \text{ mm} \\ \text{en travée: } \emptyset \leq \text{Min}\{20; 50; 35\} & \Rightarrow \emptyset \leq 20 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1,60 \text{ cm}^2$, soit **04 HA 10(3,14 cm²)**.

➤ **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 [5], ces armatures ont une section d'au moins **3cm²**

Par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et **5cm²** si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,peau} = 3 \times (2,06 + 2,06) = 12,36 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s,peau} = 12,36 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{08 HA 16(16,08 \text{ cm}^2)}.$$

Schéma de ferrailage

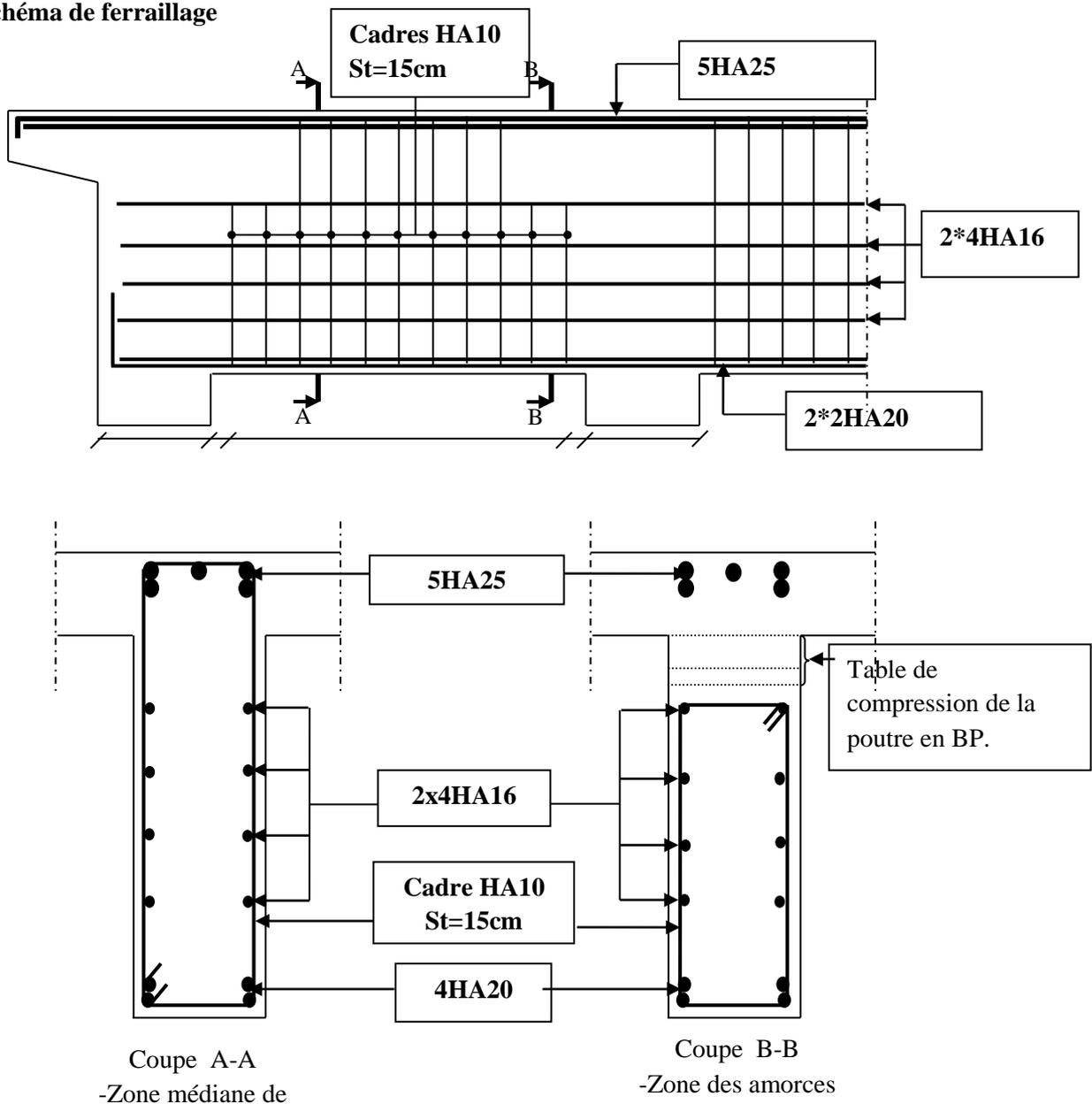


Figure 9.5. Schéma de ferrailage de l'entretoise.

9.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié la dalle au premier lieu à partir des sollicitations déterminées par le logiciel robot, puis nous avons effectué l'étude de l'entretoise sous l'effet des sollicitations du tablier avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

Chapitre 10:

Calcul les déformations.

10.1.Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle section engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement...etc.). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plupart des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

10.2.Flèche et contre flèche :**10.2.1. Flèche due au poids propre :**

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche). La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 q_G \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

E_v : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{41} = 12758,403 \text{ Mpa.}$$

I_G : moment d'inertie de la section médiane nette (poutre + hourdis).

$$I_G = 78856614,5 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 904,979 \text{ t.m}$$

$$f_G = \frac{5 \times 904,979 \times (39)^2 \times 10^8}{48 \times 12758,403 \times 78856614,5} = 14,25 \text{ cm.}$$

10.2.2. 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.

$$M_{\text{sur}} = 1434,262 - 904,979 = \mathbf{529,283 \text{ t. m}}$$

$$f_s = \frac{5 \times 529,283 \times (39)^2 \times 10^8}{48 \times 12758,403 \times 78856614,5} = \mathbf{8,335 \text{ cm}}$$

10.2.3. Contre flèche :

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 :

$$-f_s = \int_0^L \frac{M_x}{EI} dx.$$

$M_x \cdot dx$: 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 en précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :

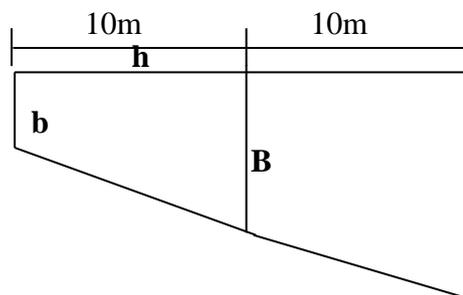


Figure 10.1. Diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée, on a :

$$M_i = N_i \times e_i. \quad N_i = P \times \sum \cos \alpha_i.$$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$\text{Donc : } p = \sigma_{pm} \times A_p = \left(\frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \right) A_p.$$

σ_{pi} : contrainte initiale.

σ_{ps} : La contrainte finale probable en service.

$$\sigma_{ps} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pt}$$

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B+b)}{3(B+b)}.$$

Section	σ_{pi}	σ_{ps}	σ_{pm}	$p_i (MN)$	$\sum \cos \alpha_i$	N_i	$e_{pi} (m)$	$M_{pi} (MN.m)$
x=0.0 m	1326,7	1186,4	1256,6	1,4847	3,872	5,7487	-0,3702	- 2,12818
x=10m	1291,7	1015,7	1153,7	1,3631	5,98	8,1515	-1,428	-11,6403
x=20m	1357,4	1078,7	1218,1	1,4392	6	8,6353	-1,4774	-12,7579

Tableau 10.1.....

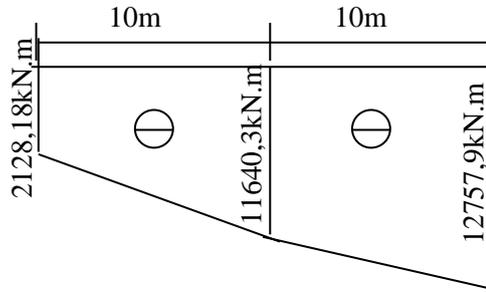


Figure 10.2. Diagramme des moments sous la précontrainte.

◆ **Trapèze (1) :**

$$X_1 = \frac{10 \times (2 \times 11640,3 + 2128,18)}{3(11640,3 + 2128,18)} = 6,151 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \int_0^{10} Mx dx = \frac{X_1 A_1}{EI} = 6,151 \times \frac{(11640,3 + 2128,18) \times 10}{2 \times EI} = \frac{423449,602}{EI}$$

◆ **Trapèze (2) :**

$$X_2 = \frac{10 \times (2 \times 11640,3 + 12757,9)}{3 \times (11640,3 + 12757,9)} + 10 = 14,923 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \int_{6,25}^{12,5} Mx dx = \frac{X_2 A_2}{EI} = 14,923 \times \frac{(11640,3 + 12757,9) \times 10}{2 \times EI} = \frac{182047,693}{EI}$$

$$\Rightarrow f_p = - \frac{(423449,602 + 182047,693) \cdot 10^{11}}{12758,403 \times 788566145 \times 10^4} = - 22,303 \text{ cm.}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

Fleche totale :

En service à vide :

$$f = f_G + f_p = \frac{3}{4}(14,251 - 22,303) = -6,039 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{3900}{300} = 13 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En service en charge :

$$f = f_G + f_p + f_s = 14,251 + 8,335 - 22,303 = 0,283 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{3900}{300} = 13 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$$

10.3. Calcul des rotations :**10.3.1. Sous le poids propre :**

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\beta_G = \frac{q_G L^3}{24 E_v I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{904,979 \times 39 \times 10^6}{3 \times 12758,403 \times 788566145} = 11,693 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

10.3.2. Sous les surcharges :

$$\beta_S = \frac{529,283 \times 39 \times 10^6}{3 \times 12758,403 \times 788566145} = 6,839 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

10.3.3. Sous la précontrainte :

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int Mx dx = -\frac{\sum A_i}{EI}$$

A_i : aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{EI} = -\frac{2 \times \left[\frac{(1228,18 + 11640,3)}{2} \times 10 + \frac{(11640,3 + 12757,9)}{2} \times 10 \right] \cdot 10^5}{2 \times 12758,403 \times 788566145}$$

$$\beta_p = -18,52 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

10.4. Rotation résultante :

$$*A \text{ vide} : \beta = \beta_G + \beta_p = 11,693 \times 10^{-3} - 18,52 \times 10^{-3} = -6,827 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$*En \text{ charge} : \beta = \beta_G + \beta_S + \beta_p = 11,693 \times 10^{-3} + 6,839 \times 10^{-3} - 18,52 \times 10^{-3} = 0,012 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

10.5. Calcul des déplacements d'appuis :**10.5.1. Déplacement dû à la rotation :**

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{-6,827 \times 10^{-3} \cdot 200}{2} = -0,682 \text{ cm.}$$

10.5.2. Déplacement dû au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$.

$$\Rightarrow \Delta_r = \frac{\varepsilon_r \cdot L}{2} = \frac{3 \cdot 10^{-4} \times 3900}{2} = 0,585 \text{ cm}$$

10.5.3. Déplacement du au fluage :

$$\Delta_{flu} = \frac{\varepsilon_{flu} \times L}{2}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{flu} = \frac{2 \sigma_b}{E_i}$$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{41} = 37930,389 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 16,4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 16,4}{37930,389} = 8,647 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \Delta_{flu} = \frac{8,647 \times 10^{-4} \times 39}{2} = 1,68 \text{ cm.}$$

10.5.4. Déplacement du a la variation de la température :

$$\Delta t = \frac{L}{10000} = \frac{39}{10000} = 0,39 \text{ cm.}$$

10.5.5. Déplacement total :

$$\Delta_{\max}^+ = \Delta\beta + \Delta r + \Delta_{flu} + \Delta t = -0,682 + 0,585 + 1,68 + 0,39 = 1,973 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^+ = 1,973 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^- = \Delta\beta + \Delta r + \Delta_{flu} - \Delta t = -0,682 + 0,585 + 1,68 - 0,39 = 1,193 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^- = 1,193 \text{ cm.}$$

10.6. Conclusion :

Ce chapitre a été réservé au calcul des déformations et des déplacements au niveau d'appuis, les résultats obtenus ont montré la vérification des valeurs de la flèche ainsi que des déplacements obtenus.

Chapitre 11: Étude des équipements.

11.1. Introduction :

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception et le calcul d'un ouvrage d'art, et par conséquent le bon choix des équipements contribue positivement dans la durabilité de l'ouvrage lui-même.

Tout d'abord, les équipements sont les éléments qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont l'un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

En fin par leurs caractéristiques géométriques, ils influent sur la conception même de la structure.

Ce chapitre sera consacré à l'étude des appareils d'appui, des d'appui et aux joins de chaussée.

11.2. L'étude des équipements :

11.2.1. Les appareils d'appuis :

Les tabliers des ouvrages d'art reposent en général, sur les éléments d'appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

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

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

Notre choix a été porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté.

11.2.1.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Il est constitué par un empilage de feuilles en élastomère (en général, du néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par cet adhérisation au moment de la vulcanisation. Il a généralement une forme rectangulaire dont la grande coté est perpendiculaire à l'axe de la poutre, l'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8,10 ou 12 mm (parfois 20 mm).

Ce type d'appareils d'appuis est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- 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.

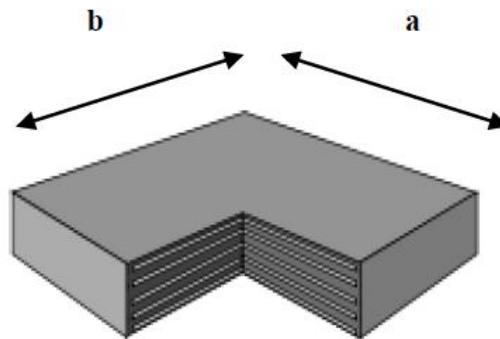


Figure 11.1. Appareil d'appui en élastomère fretté.

La désignation de l'appareil d'appuis est : $a \times b \times n(t + e)$.

- **n** : nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.
- **t** : épaisseur d'une feuille élémentaire.
- **e** : épaisseur d'une frette intermédiaire.
- **a** : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.
- **b** : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

11.2.1.2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils d'appui 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. [13]

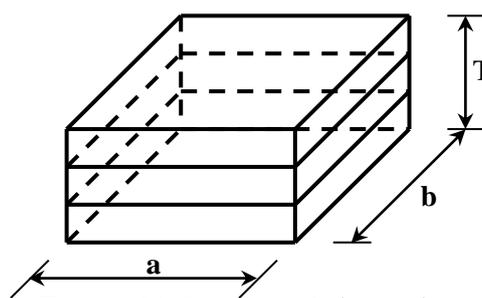


Figure 11.2. Appareil d'appuis.

a. Aire de l'appareil d'appui :

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{\max}}{a \cdot b}$$

Avec :

σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui, $\sigma_m = 15\text{MPa}$.

a : longueur de l'appareil d'appui (perpendiculaire à l'axe de la poutre).

b: largeur de l'appareil d'appui (parallèle à l'axe de la poutre).

N_{max} : effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

Pour notre cas : $N_{max} = 102.684t$.

Donc : $a \times b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m} = \frac{102.684}{15 \times 100} = 0.06845 \text{ m}^2$.

b. Hauteur nette de l'élastomère :

$$\tau_{H1} \leq G \times \text{tgy}_1 \Rightarrow G \times \left(\frac{U}{T}\right) \leq 0.5 \times G \Rightarrow \frac{U}{T} \leq 0.5 \Rightarrow T \geq \frac{U}{0.5}$$

U_1 : déformation lente due au retrait, fluage et température.

G : module d'élasticité transversale.

τ_{H1} : la contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.

On a : $U = 0.585 + 1.68 + 0.39 = 2.655\text{cm}$.

$$T \geq \frac{2.655}{0.5} \rightarrow T \geq 5.31\text{cm}.$$

On prend $T = 6\text{cm}$.

Soit six feuilles d'élastomère d'épaisseur $t = 10\text{mm}$.

c. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut respecter :

- La condition de non-flambement.
- L'épaisseur minimale.

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T \\ a \geq b. \end{cases}$$

Alors : $300\text{mm} \leq a \leq 600\text{mm}$

On prendra : $a = 450\text{mm}$

Sachant que: $a \times b \geq 0.0684\text{m}^2 \Rightarrow b \geq 152.124\text{mm}$

Soit : $b = 400\text{mm}$.

L'appareil d'appui à mettre en place sera donc :

$$a \times b \times n \times (t + e) = 450 \times 400 \times 6 \times (10 + 3)$$

11.2.1.3. Répartition des efforts sur les appuis :

11.2.1.3.1. Action dynamique (efforts du au freinage) :

a. Système B_C:

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30 \text{ t}$.

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 5} = 3 \text{ t/appui}$$

b. Système A(I) :

La force de freinage maximale est donnée par le cas de trois voies chargées.

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

$$H_{A(I)} = F_A = 17.842\text{t} \text{ (Calculé dans le chapitre 4)}$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{17.842}{2 \times 5} = 1.7842 \text{ t/appui}$$

11.2.1.3.2. 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.

$$s = 40 \times (2 + 0.26 + 0.25) = 100.4\text{m}^2.$$

$$H_{ve} = 0.2 \times \left(\frac{100.4}{2 \times 5}\right) = 2.008 \text{ t/appui}$$

11.2.1.3.3. Effort due au séisme :

Horizontalement : $F_{ah} = 0,13G$

Verticalement : $F_{av} = \mp 0.13G$

Avec le poids propre du tablier : $G = 945.36\text{t}$

$$F_{ah} = 0,13 \times 945.36 = 122.89\text{t}$$

$$F_{av} = 0,13 \times 945.36 = 122.89 \text{ t}$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme:

$$F_{ah} = \frac{122.8968}{2 \times 5} = \mathbf{12.289 \text{ t/appui}}$$

$$F_{av} = \frac{122.8968}{2 \times 5} = \mathbf{12.289 \text{ t/appui}}$$

11.2.1.3.4. Effort due à la déformation (déplacements) :

$$\Delta_{\max} = 1,973 \text{ cm} \quad \text{avec: } \varepsilon = \Delta_{\max}$$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère $e : T = 6 \text{ cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H \cdot T}{G \cdot a \cdot b} \quad \Rightarrow \quad H = \frac{G \cdot a \cdot b \cdot \varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80(45 \times 40 \times 1.973)10^{-6}}{6 \times 10^{-2}} = \mathbf{4.7352 \text{ t}}$$

11.2.1.4. Vérification des appareils d'appui :

11.2.1.4.1. Calcul des contraintes de cisaillement :

a. Contrainte due à l'effort normal (N):

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left(\frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \tau_N = 1,5 \left(\frac{N_{\max}}{\beta \cdot a \cdot b} \right)$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a + b)} = \frac{45 \times 40}{2 \times 1(45 + 40)} = \mathbf{10,588}$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{102,684 \times 10^{-2}}{10,588 \times 0,45 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,808 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_N = 0,808 < 3G = 2,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V$$

b. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal:

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \quad \Rightarrow \quad \text{Si l'action H due au freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Si l'action H due au séisme.}$$

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U}{T} = \frac{0,8 \times 2.655 \times 10^{-2}}{6 \times 10^{-2}} = \mathbf{0,354 \text{ Mpa}}$$

τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{3 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,4} \right) = \mathbf{0,166 \text{ Mpa}}$$

$$0,354 + 0,5 \times 0,166 = \mathbf{0,437 \text{ Mpa}} < 0,7 \times 0,80 = \mathbf{0,560 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{12,289 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,682 \text{ Mpa}}$$

$$0,354 + 0,5 \times 0,682 = \mathbf{0,695 \text{ Mpa}} < 1,3 \times 0,80 = \mathbf{1,040 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

c. 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.

$\alpha_T = -0,008765$ rad : Rotation en service à vide.

$$\tau_\alpha = \frac{0,8 \times 450^2(-0,008765 + 0,01)}{2 \times 10^2 \times 6} = \mathbf{0,166 \text{ Mpa}}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$$

$$0,808 + 0,695 + 0,166 = \mathbf{1,669 \text{ Mpa}} < 5 \times 0,80 = \mathbf{4 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

d. 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.

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad \text{avec: } N_{\min} \text{ l'effort due au poids propre de la poutre de rive}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{91,201 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,40} = \mathbf{5,066 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} = \frac{(-0.008765 + 0,01)}{6} = \mathbf{0,0002 \text{ rad}}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 10^2 \times 5,066}{10,588 \times 450^2 \times 0,8} = \mathbf{0,00088 \text{ rad}}$$

$$\alpha = 0,0002 \leq 0,00088 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

e. Condition de non glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{ Mpa} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \text{ avec: } f \text{ coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{91.201 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,40} = 5,066 \text{ MPA}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,238$$

Pour les efforts minimaux (N_{\min}) on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G \cdot U}{T} (a \cdot b) = \frac{0,8 \times 2,655 \times 10^{-2}}{6 \times 10^{-2}} (0,45 \times 0,40) = \mathbf{0,06372 \text{ MN}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 5,066 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,06372 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,238 \times 91,201 \times 10^{-2} = 0,217 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 5,066 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{\varepsilon_h} = 0,12276 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,217 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

❖ **Dimensionnement des frettes :**

Pour l'acier ordinaire on doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec: } t_s \geq 2\text{mm.}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{102,684 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,4} = 5,704 \text{ MPA}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPA}$$

$$t_s \geq \frac{450 \times 5,704}{10,588 \times 220} = 1,102\text{mm} \quad \Rightarrow t_s \geq 2\text{mm}$$

On prend : $t_s = 3\text{mm}$

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : $T_a = 10 \times 6 + 3 \times 6 = 78 \text{ mm}$

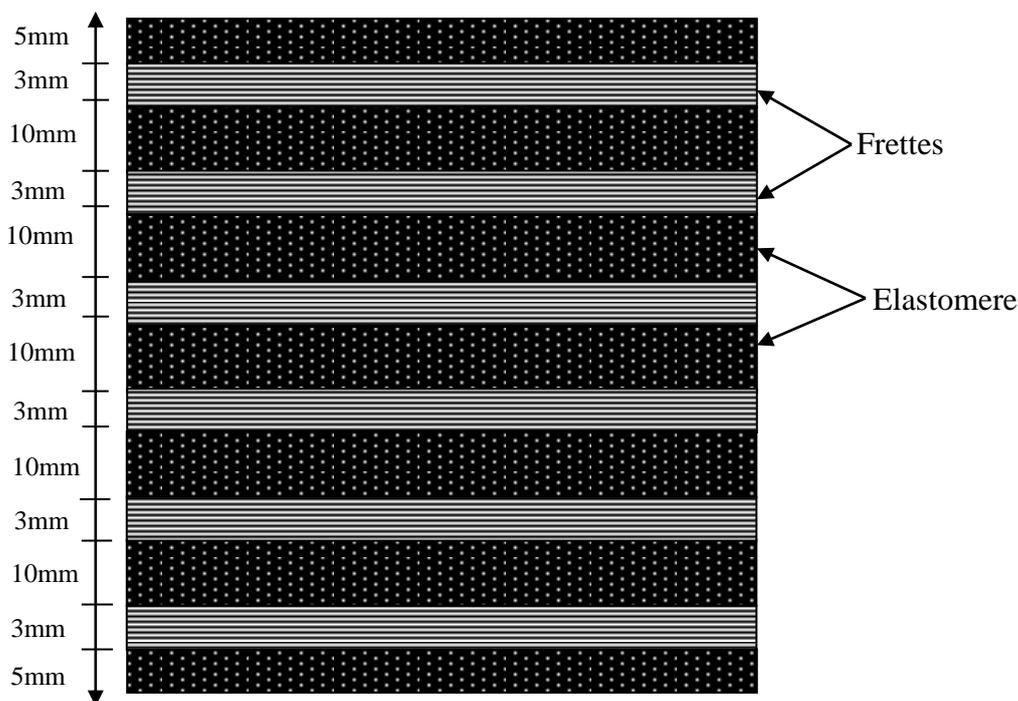


Figure 11.3. Dimension de l'appareil d'appui.

11.2.2. Les dés d'appuis :

11.2.2.1. Fonctions des dés d'appuis :

- 1- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- 2- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- 3- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- 4- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

11.2.2.2. Dimensionnement des dés d'appui :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm. [12]

Dimensionnement des dés d'appuis :

$$A = a + 15\text{cm} = 60\text{cm}$$

$$B = b + 10\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$B_0 = 0 \times b = 1800\text{cm}^2$$

$$P_0 = 2(a + b) = 170\text{cm}$$

B_0 : Surface de néoprène.

P_0 : Le périmètre de néoprène.

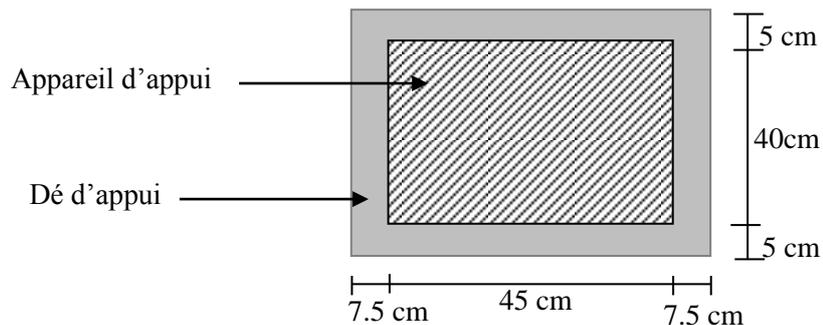


Figure 11.4. Les dimensionne des dés d'appuis

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1800}{170} = 21,176$$

On prend: $h = 25\text{cm}$.

11.2.2.3. 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.

a. Armatures de chaînages : Elle doit reprendre l'effort N_{\max} , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : N_{\max} = 138,6234 \text{ t} = 1.38623 \text{ MN}$$

$$\text{ELS} : N_{\max} = 102.6840 \text{ t} = 1,02684 \text{ MN}$$

D'où:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 1.38623}{435} \right); \left(\frac{0,25 \times 1.02684}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max}\{7,966\text{cm}^2 ; 10,696\text{cm}^2\}$$

$A_S = 10,696\text{cm}^2$ Soit **6 HA 16** Dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

b. Armatures de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- ✓ Frettes supérieurs (ferraillage de surface).
- ✓ Frettes inférieurs (ferraillage d'éclatement).

• **Frettes supérieurs :**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,04 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max}\{1,274 \text{ cm}^2; 1,711 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{S \text{ sup}} = 1,711 \text{ cm}^2$$

• **Frettes inférieurs:**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,10 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max}\{3,187 \text{ cm}^2; 4,278 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{S \text{ inf}} = 4,278 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S \text{ sup}} + A_{S \text{ inf}} = 5,989\text{cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{3 \text{ HA } 16}$$

Cette armature est disposée dans les deux sens.

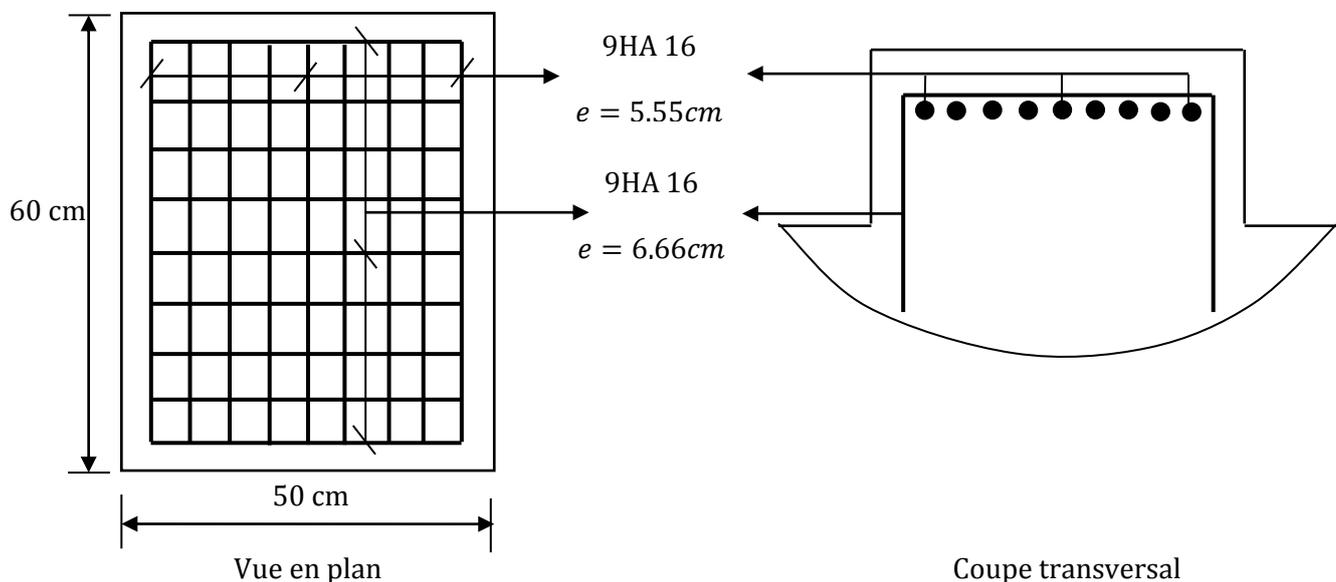


Figure 11.5. Ferrailage de dés d'appuis

11.2.3. Les joints de chaussées :

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux. [14]

- ✓ L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (souffle).
- ✓ L'intensité du trafic qu'il doit subir, le mot intensité désignant ici aussi bien le débit des véhicules que leur tonnage.

11.2.3.1. Les différents types de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- ✓ Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- ✓ Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- ✓ Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Nota : Vu 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 $\geq 50\text{mm}$.



Figure 11.6. joint de chaussée (type WP alu. 300).

11.2.3.2. Evacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche-caniveau



Fig. 11. 7. Gargouille

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

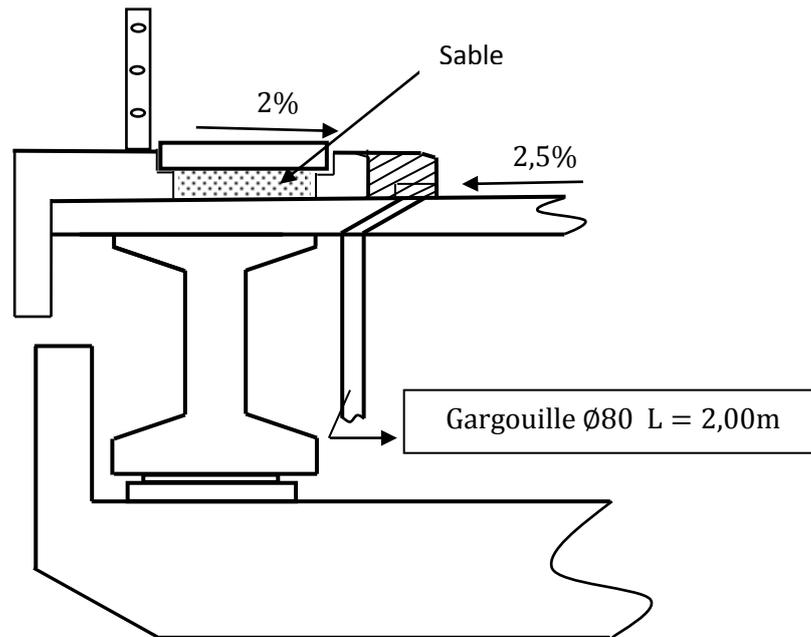
La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement : cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier



11.3.Conclusion :

Dans ce chapitre, un dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage a été fait ; à savoir ; appareils d'appui, dés d'appui et joints de chaussée. Les choix adoptés pour ces équipements ont été vérifiés par rapport aux normes et aux guides techniques.

Chapitre 12: Étude de la pile.

12.1.Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres à savoir :

- Aquatique, terrestre ;
- Mode de construction du tablier ;
- Hauteur de la brèche à franchir ;
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encasté. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

12.2.Pré dimensionnement de la pile :

Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères :

- la résistance mécanique ;
- robustesse ;
- esthétique.

Notre tablier repose sur des appuis, l'action transmise par ce tablier se réduit pratiquement à deux forces, l'une verticale et l'autre horizontale. [12]

Les dimensions sont données à partir des documents SETRA PP73 on a trouvé :

❖ Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle. Le fût est un élément rectangulaire solide (type mur) de section (**5,00×1,50 m**) et de hauteur de **13,30 m**.

❖ la tête de pile « chevêtre »:

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : **L = 13,1 m**
- Hauteur de chevêtre : **H chevêtre = 2,2 m**
- La largeur du chevêtre est déterminée par la condition suivante : **$e \leq 1,25 ht$**

Avec : **ht = 2,26 m**, qui est la hauteur du tablier.

On fixe : **e = 2,4 m**.

❖ **Les fondations :**

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges assure leurs transmission aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison, parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes.

D'après le rapport géotechnique réalisé et les considérations géologiques et géotechniques, ou les matériaux superficiels, montrent de faibles caractéristiques géo mécaniques, le type de fondation qui a été adopté est de type **fondations profondes sur pieux**. [15]

➤ **Caractéristiques des pieux :**

Selon le document **FOND 72, Fascicule 4**, le domaine d'emploi des pieux est le suivant :

- $$\left\{ \begin{array}{l} - 5\text{m} \leq L \leq 8\text{m} : \text{pieux préfabriqués battus.} \\ - 8\text{m} \leq L \leq 15\text{ m} : \text{pieux préfabriqués ou exécutés en place.} \\ - 15\text{m} \geq L : \text{pieux exécutés en place.} \end{array} \right.$$

Pour notre ouvrage et d'après le rapport géotechnique, la longueur moyenne des pieux est de **L = 20 m**, ce qui justifie leur exécution sur place.

Le diamètre des pieux est lié à leur longueur, selon la règle suivante applicable aux pieux en béton armé :

- Pieux préfabriqués : $\Phi \geq \frac{1}{30}$ de la longueur.
- Pieux exécutés en place : $\Phi \geq \frac{1}{20}$ de la longueur.

Puisque nos pieux sont exécutés en place, leurs diamètres $\Phi \geq \frac{1}{20} \times L = 1,00$

Donc on prend : **$\Phi = 1,20\text{ m}$** .

L'entraxe des pieux est généralement égal à 3Φ , donc on obtient la distance entre axe des pieux est de **e = 3,6 m**.

➤ **Pour les semelles :**

- Longueur **Ls = 13,2 m**
- La hauteur de la semelle **hs :**

La valeur de **hs** doit être telle que l'encrage des armatures des pieux dans la semelle soit correctement assuré.

La hauteur de la semelle est généralement égale à $1,2\Phi$

$$\mathbf{hs = 1,2 \Phi = 1,44m}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{hs = 2m}$$

- Largeur de la semelle :

La largeur normale de la semelle est de : $B = 5\Phi = 6\text{m}$.

On prend : $B = 7,5$

12.3. Calcul de la pile :

On prend la pile la plus sollicitée (pile N°4) $h = 13,3\text{ m}$, la longueur de travée est de 40m.

Les surcharges de calcul sont : A(L), Bc, Mc120, D240.

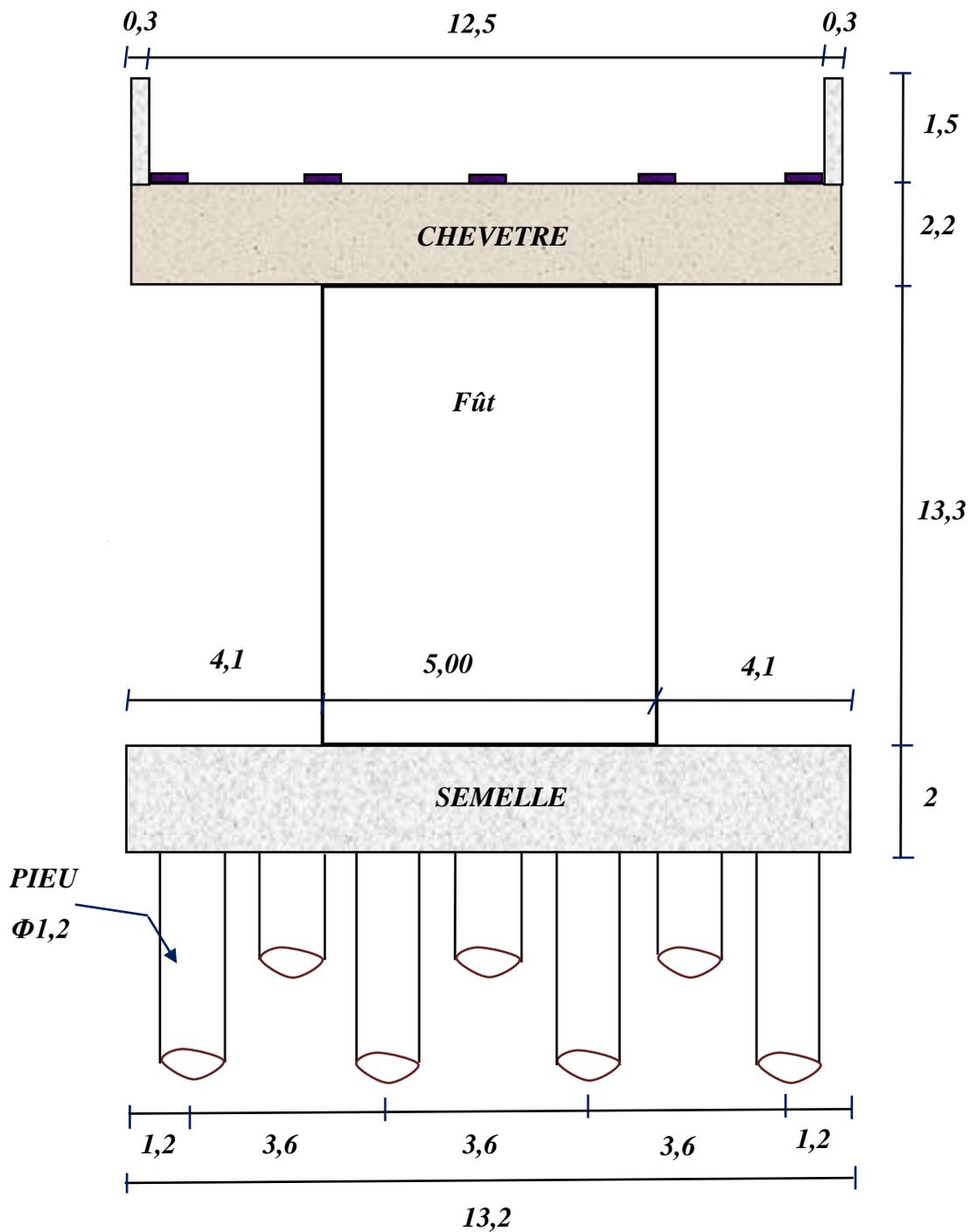


Figure 12.1. Coupe transversale B-B de la pile

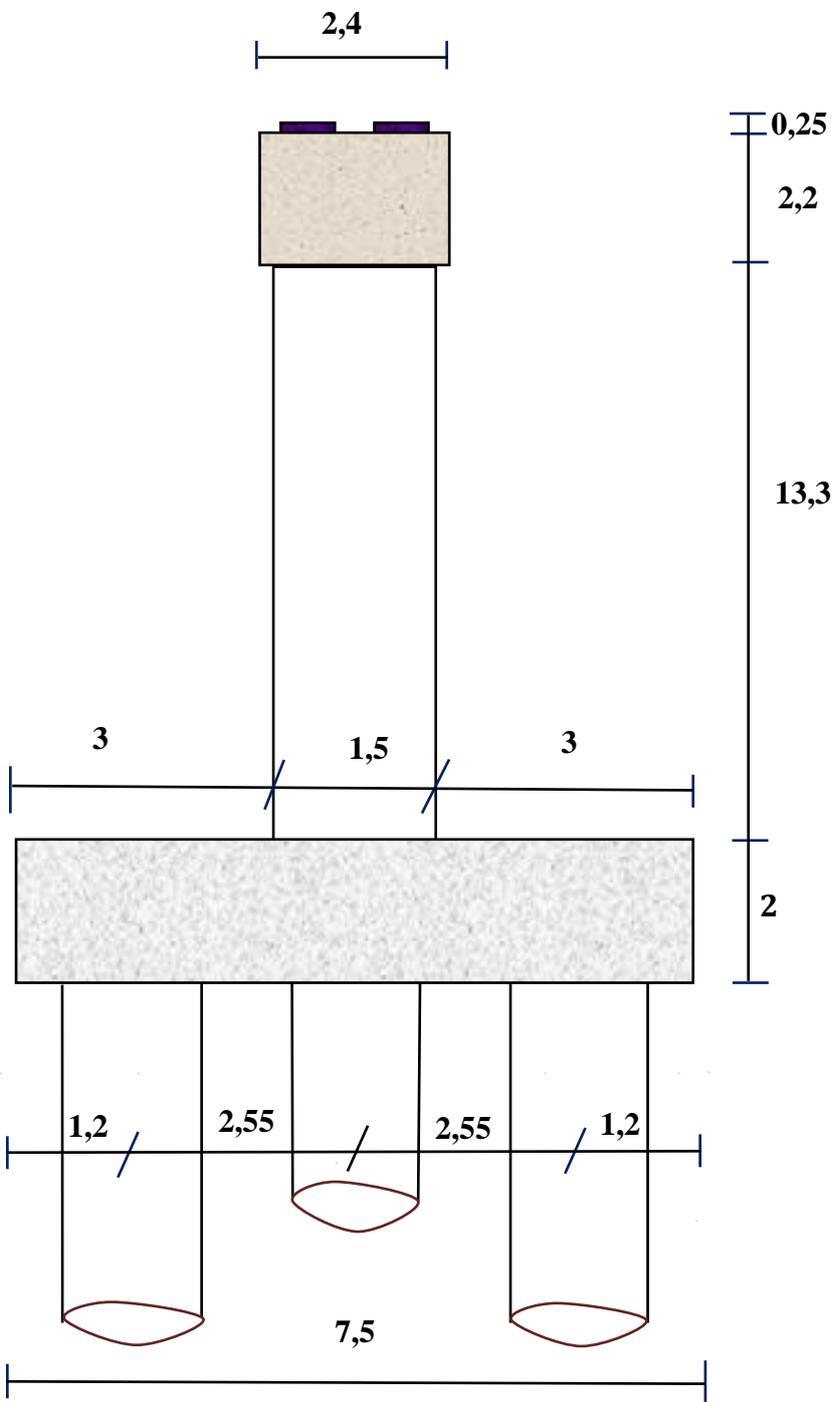


Figure 12.2. Coupe longitudinale A-A de la pile.

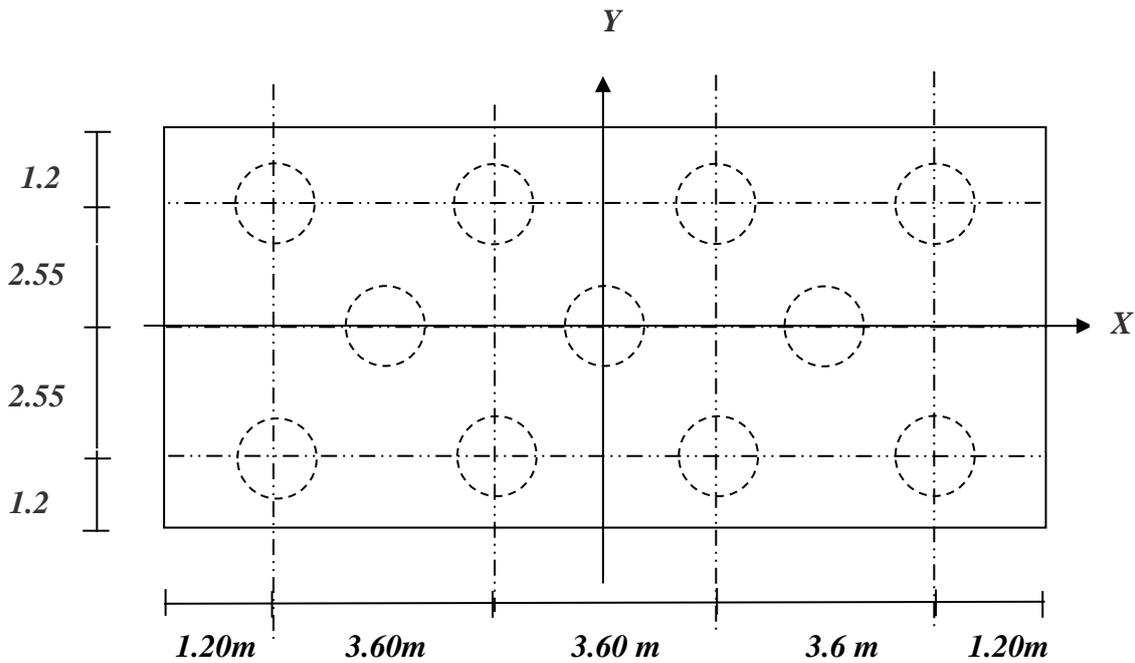


Figure 12.3. Vue en plan

12.3.1. Répartition des charges et surcharges :

12.3.1.1. Charge permanente :

Le poids du tablier $G_T = 945,36 \text{ t}$.

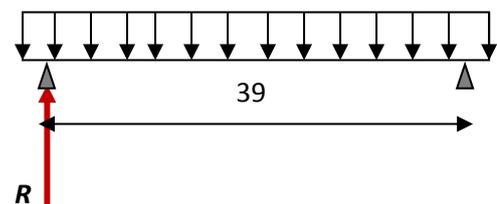
• **La réaction due à la charge permanente :**

Pour une seule travée chargée :

$$R = G_T/2 = 472,68\text{t}$$

Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 945,36 \text{ t}$$



12.3.1.2. Surcharges :

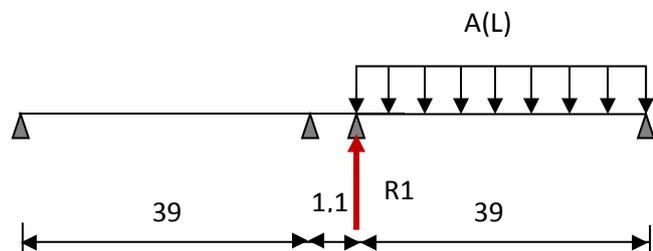
a. Système A(l) :

Il existe 6 cas de chargements :

▪ **Une seule travée chargée :**

$L = 39\text{m}$.

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12+39} = 0,935 \text{ t/m}^2$$



	a_1	a_2	$A(L) \left(\frac{t}{m^2}\right)$	L_v	$A \text{ (t/ml)}$
1voie	1,00	1,00	0,935	3,5	$1 \times 1 \times 0,935 \times 1 \times 3,5 = 3,272$
2voies	1,00	1,00	0,935	7	$1 \times 1 \times 0,935 \times 2 \times 3,5 = 6,545$
3voie	0,9	1,00	0,935	10,5	$0,9 \times 1 \times 0,935 \times 3 \times 3,5 = 8,835$

➤ **Une seule voie chargée :**

$$R_1 = A \times 39 / 2 = 63,804 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times (1,1 / 2) = 35,0922 \text{ t.m}$$

➤ **Deux voies chargées :**

$$R_1 = A \times 39 / 2 = 127,627 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1 / 2 = 70,195 \text{ t.m}$$

➤ **Trois voies chargées :**

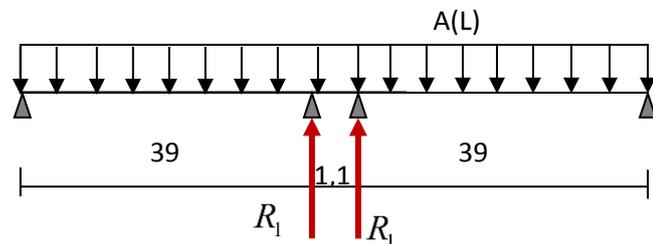
$$R_1 = A \times \frac{39}{2} = 172,282 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1 / 2 = 94,755 \text{ t.m}$$

▪ **Deux travées chargées :**

$$L' = (39 \times 2) + 1,1 = 79,1 \text{ m}$$

$$A(L') = 0,625 \text{ t/m}^2$$



	a_1	a_2	$A(L') \left(\frac{t}{m^2}\right)$	L_v	$A' \text{ (t/ml)}$
1voie	1,00	1,00	0,625	3,5	$1 \times 1 \times 0,625 \times 1 \times 3,5 = 2,187$
2voies	1,00	1,00	0,625	7	$1 \times 1 \times 0,625 \times 2 \times 3,5 = 4,375$
3voie	0,9	1,00	0,625	10,5	$0,9 \times 1 \times 0,625 \times 3 \times 3,5 = 5,906$

➤ **Une seule voie chargée :**

$$R_1 = A' \times 39 / 2 = 42,646 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 85,292 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

➤ **Deux voies chargées :**

$$R_T = 2 \times R_1 = A' \times 39 = 170,625 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

➤ **Trois voies chargées :**

$$R_T = 2 \times R_1 = A' \times 39 = 230,334 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

b. Système Bc :

$$\delta_{BC} = 1,071$$

$$b_C = 1,2 \text{ Pour 1VC}$$

$$b_C = 1,1 \text{ Pour 2VC}$$

$$b_C = 0,95 \text{ Pour 3VC}$$

Il existe 6 cas de chargements :

▪ **Une seule travée chargée :**

➤ **Une seule voie chargée : $b_C = 1,2$**

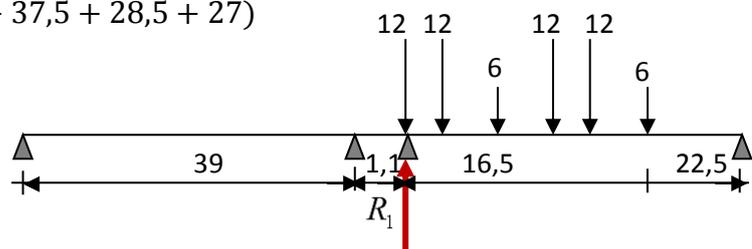
$$39 \times R_1 = 6(33 + 22,5) + 12(39 + 37,5 + 28,5 + 27)$$

$$R_1 = 49,153 \times 1,2 \times 1,071$$

$$R_1 = 63,172 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 34,744 \text{ t.m}$$



➤ **Deux voies chargées : $b_C = 1,1$**

$$R_1 = 49,153 \times 2 \times 1,1 \times 1,071$$

$$R_1 = 115,814 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 63,697 \text{ t.m}$$

➤ **Trois voies chargées : $b_C = 0,95$**

$$R_1 = 49,153 \times 3 \times 0,95 \times 1,071$$

$$R_1 = 150,032 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 82,517 \text{ t.m}$$

▪ **Deux travées chargées :**

➤ **Une seule voie chargée : bc = 1, 2**

$$R_1 \times 39 = 6(33) + 12(39 + 37,5)$$

$$R_1 = 28,615 \times 1,2 \times 1,071$$

$$R_1 = \mathbf{36,775 \text{ t}}$$

$$R_2 \times 39 = 6(35,6) + 12(31,1 + 29,6)$$

$$R_2 = 24,153 \times 1,2 \times 1,071$$

$$R_2 = \mathbf{31,041 \text{ t}}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = \mathbf{67,816 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = \mathbf{3,153 \text{ t.m}}$$

➤ **Deux voies chargées : bc = 1, 1**

$$R_1 = 2 \times 28,615 \times 1,1 \times 1,071$$

$$R_1 = \mathbf{67,422 \text{ t}}$$

$$R_2 = 2 \times 24,153 \times 1,1 \times 1,071$$

$$R_2 = \mathbf{56,909 \text{ t}}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = \mathbf{124,331 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = \mathbf{5,782 \text{ t.m}}$$

➤ **Trois voies chargées : bc = 0, 95**

$$R_1 = 3 \times 28,615 \times 0,95 \times 1,071$$

$$R_1 = \mathbf{87,342 \text{ t}}$$

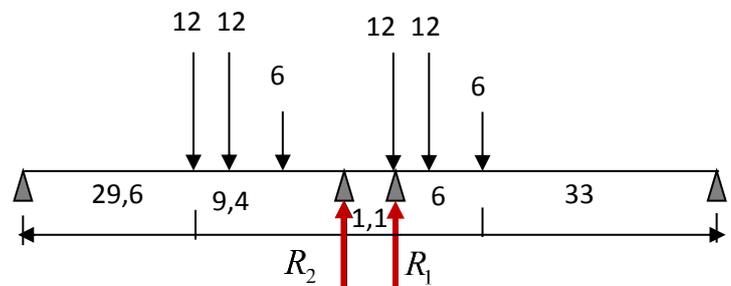
$$R_2 = 3 \times 24,153 \times 0,95 \times 1,071$$

$$R_2 = \mathbf{73,723 \text{ t}}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = \mathbf{161,065 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

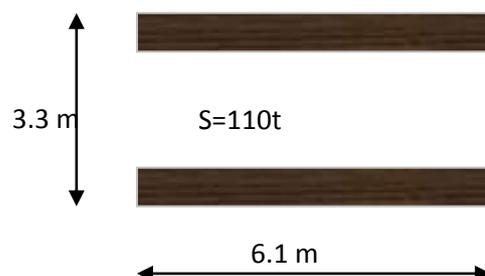
$$M_{LONG} = \mathbf{7,49 \text{ t.m}}$$



c. Système Mc120 :

$$\delta_{MC} = \mathbf{1,062}$$

Il y a deux cas :



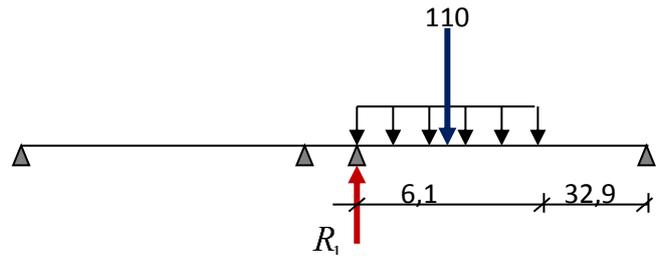
▪ Une seule travée chargée :

$$39 \times R_1 = 110 \times (32,9 + 6,1/2) \times 1,062$$

$$R_1 = 107,684 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 59,226 \text{ t.m}$$



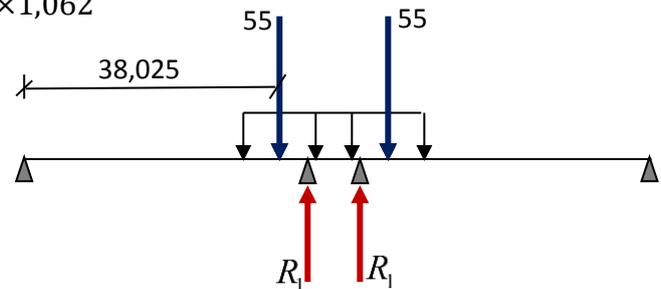
▪ Deux travées chargées :

$$39 \times R_1 = 55 \times (33 - (3,05/2 - 1,1/2)) \times 1,062$$

$$R_1 = 56,949 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 113,899 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$



d. Système D240 :

Il y a deux cas :

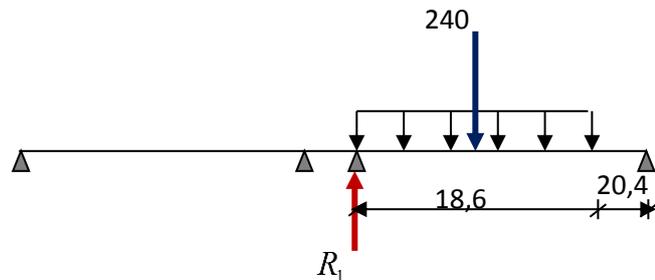
▪ Une seule travée chargée :

$$39 \cdot R_1 = 240 \times (39 - 18,6/2)$$

$$R_1 = 182,769 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 100,523 \text{ t}$$



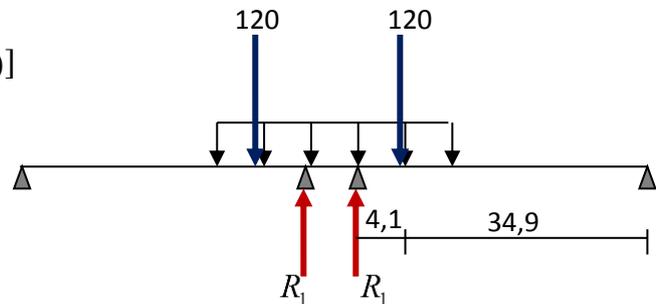
▪ Deux travées chargées :

$$39 \times R_1 = 120 \times [39 - (9,3/2 - 1,1/2)]$$

$$R_1 = 107,384 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 214,769 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$



e. La réaction minimale sous le système Bc :

Nous avons deux cas :

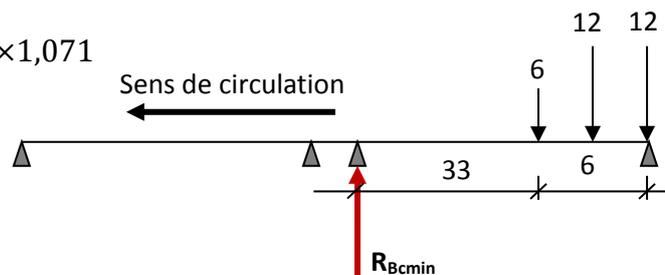
– 1^{er} cas :

$$39 \times R_{BCmin} = [(12(1,5) + 6(6))] \times 1,2 \times 1,071$$

$$R_{BCmin} = 1,779 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 0,978 \text{ t.m}$$



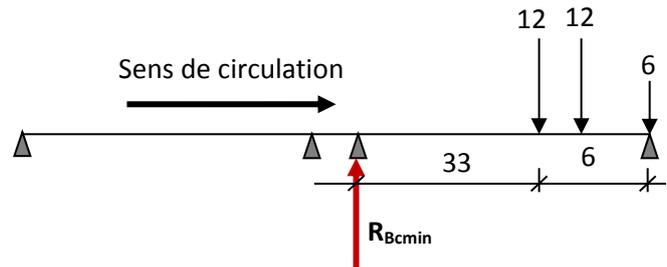
– **2^{eme} cas :**

$$39 \times R_{BCmin} = [(12(4,5 + 6))] \times 1,2 \times 1,071$$

$$R_{BCmin} = 4,152 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 2,283 \text{ t.m}$$



f. Tableaux récapitulatifs :

▪ **Une seule travée chargée :**

		R(t)	M_{LONG}(t.m)
A(l)	1VC	63,804	35.0922
	2VC	127,627	70.195
	3VC	172,2822	94.755
Bc	1VC	63.127	34.744
	2VC	115.814	63.697
	3VC	150.032	82.517
R_{BCmin} ←		1.779	0.978
Mc120		107.684	59.226
D240		182.769	100.523

Tableau 12.1. Répartition des surcharges (une seule travée chargée)

▪ **Deux travées chargées**

		R(t)	M_{LONG}(t.m)
A(l)	1VC	85.292	0
	2VC	170.625	0
	3VC	230.334	0
Bc	1VC	67.816	3.153
	2VC	124.331	5.782
	3VC	161.056	7.49
Mc120		113.899	0
D240		214.769	0

Tableau 12.2. Répartition des surcharges (deux seule travée chargée)

12.3.1.3. Les efforts horizontaux**a. Freinage :**▪ **Système A(L) :**

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et trois voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{79,1 + 12} = \mathbf{0,625 \text{ t/m}^2}$$

$$S : \text{Surface chargée, soit : } S = (39 \times 2 + 1,1) \times 10,5 = \mathbf{830,55 \text{ m}^2}$$

$$A = 0,9 \times 1 \times 0,625 \times 830,55 = \mathbf{467,184 \text{ t}}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 830,55} \times 467,184$$

$$H_{A(l)} = \mathbf{20,394 \text{ t}}$$

Soit : 10,197t par appuis

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 10,197 \times (0,2 + 2,2 + 13,3 + 2) = \mathbf{180,486 \text{ t.m}}$$

▪ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_b = 30 \text{ t}$, chaque appui supporte une force de freinage égal = $30/2 = \mathbf{15 \text{ t}}$

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 2,2 + 13,3 + 2) = \mathbf{265,5 \text{ t.m}}$$

b. Séisme :

– Le poids total de la superstructure :

$$G_{\text{SUP}} = \mathbf{945,36 \text{ t.}}$$

– Le poids du chevêtre et des d'appuis :

Le poids du chevêtre :

$$P_{\text{CH}} = (13,1 \times 2,2 \times 2,4 \times 2,5) + (0,3 \times 1,5 \times 2,4 \times 2,5 \times 2) = \mathbf{178,32 \text{ t}}$$

Le poids du des d'appuis :

$$P_d = 0,5 \times 0,6 \times 0,25 \times 2,5 \times 10 = \mathbf{1,875 \text{ t}}$$

$$P_{\text{CH}} + P_d = \mathbf{179,445 \text{ t}}$$

– Le poids du fut :

$$P_{\text{fu}} = 5 \times 1,5 \times 13,3 \times 2,5 = \mathbf{249,375 \text{ t}}$$

– Le poids de la semelle :

$$P_s = 13,2 \times 7,5 \times 2 \times 2,5 = \mathbf{495 \text{ t}}$$

– Le poids de la terre sur la semelle :

$$P_t = 2 \times [13,2 \times 7,5 - 5 \times 1,5] \times 1,8 = \mathbf{329,4 \text{ t}}$$

– Le poids total de la pile :

$$P_T = (P_{CH} + P_d) + P_f + P_s + P_t$$

$$P_T = 179,445 + 249,375 + 495 + 329,4 = 1253,22 \text{ t}$$

$$\text{Le poids total} = 945,36 + 1253,22 = \mathbf{2198,58 \text{ t}}$$

▪ **L'effort sismique horizontal :**

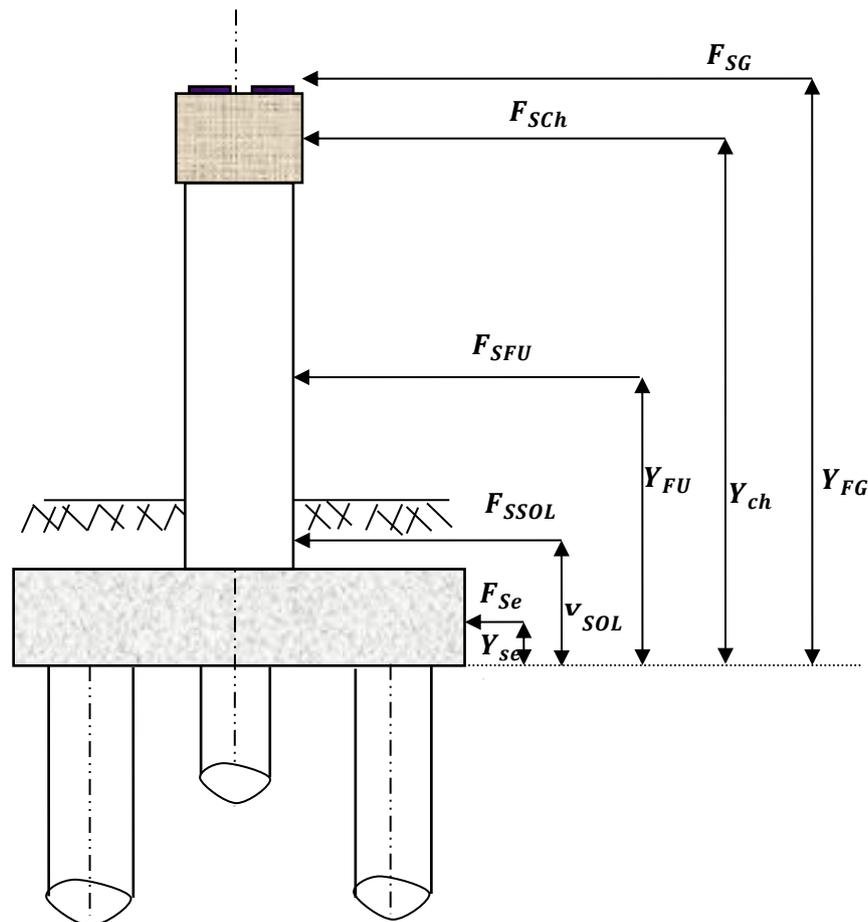
$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,18 \times 2198,58 = \mathbf{395,744 \text{ t}}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,18) \times 2198,58 = \mathbf{1802,835 \text{ t}}$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,18) \times 2198,58 = \mathbf{2594,324 \text{ t}}$$

▪ **Le moment dû à l'effort sismique :**



$$M_{FS}/0 = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS}/0 = 0,18 \times (945,36 \times 17,7 + 179,445 \times 16,4 + 249,375 \times 8,65 + 329,4 \times 3 + 495 \times 1)$$

$$M_{FS}/0 = 0,18 \times (23316,063) = \mathbf{4196,891 \text{ t.m}}$$

c. L`effet du courant :

Le viaduc est conçu pour traverser une brèche et une coulée. Le débit de cette coulée étant très faible, cette dernière n'a pas d'influence, cet effet de courant, ne sera pas pris en considération dans le calcul.

12.3.2. Etude du chevêtre

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre sur un appui continu (le fût).

On considère que le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie ; cette charge est donnée par les combinaisons suivantes :

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1.35G + 1.6[Max(A,B) + Tr]$	$G + 1.2[Max(A,B) + Tr]$
II	$1.35G + 1.35Max[M_{c120}, D_{240}]$	$G + Max[M_{c120}, D_{240}]$

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35(945,36) + 1,6(230,334)$ = 1644,77 t	$945,36 + 1,2(230,334)$ = 1221,76 t
II	$1,35(945,36) + 1,35(214,769)$ = 1566,174 t	$945,36 + 214,769$ = 1160,129 t

Tableau 12.3. Combinaison des charges et surcharges en ELU et ELS

Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison I, on calcule la réaction par poutre en divisant la réaction maximale par le nombre de poutres (5 poutres) :

12.3.2.1. Calcul des sollicitations

a. Charges concentrées (tablier + surcharges) :

✓ ELU :

$$q_u = \frac{1644,77}{5} = 328,954 \text{ t}$$

✓ ELS:

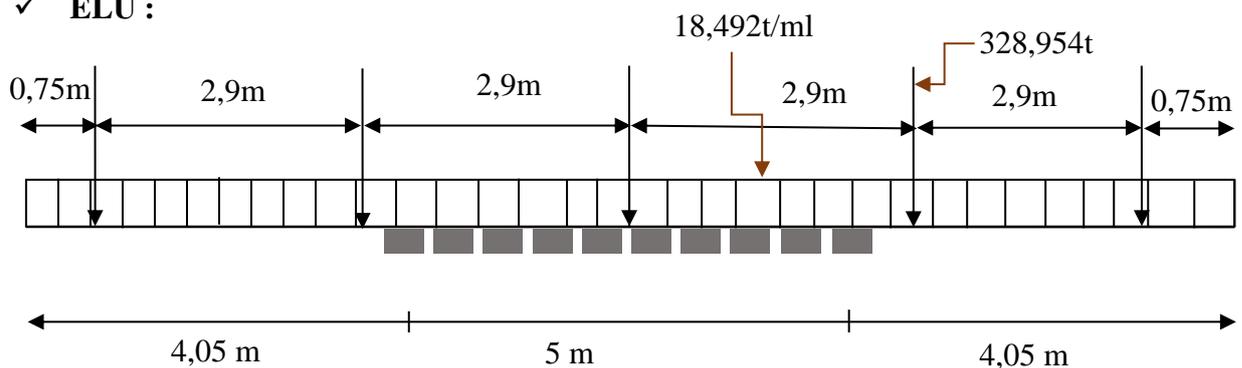
$$q_s = \frac{1221,76}{5} = 244,352 \text{ t}$$

b. Charge répartie (poids propre) :

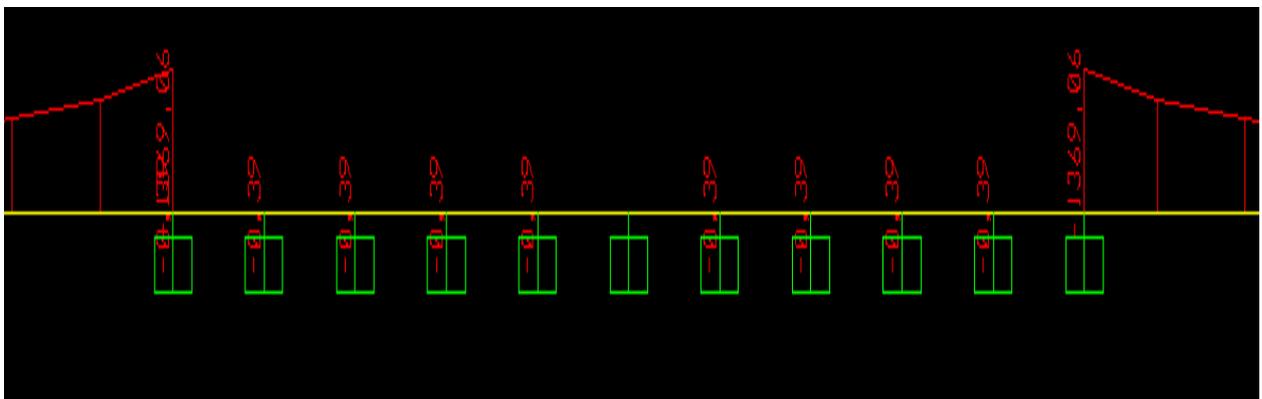
✓ ELU : $G_{rep} = 1,35 \times G_{ch} = 18,492 \text{ t/ml}$.✓ ELS : $G_{rep} = G_{ch} = 13,6977 \text{ t/ml}$.

Le chevêtre est calculé comme une poutre continue, pour cela on utilise le logiciel *SAP2000*, les résultats obtenus sont dus à la combinaison des charges réparties et concentrées.

✓ ELU :

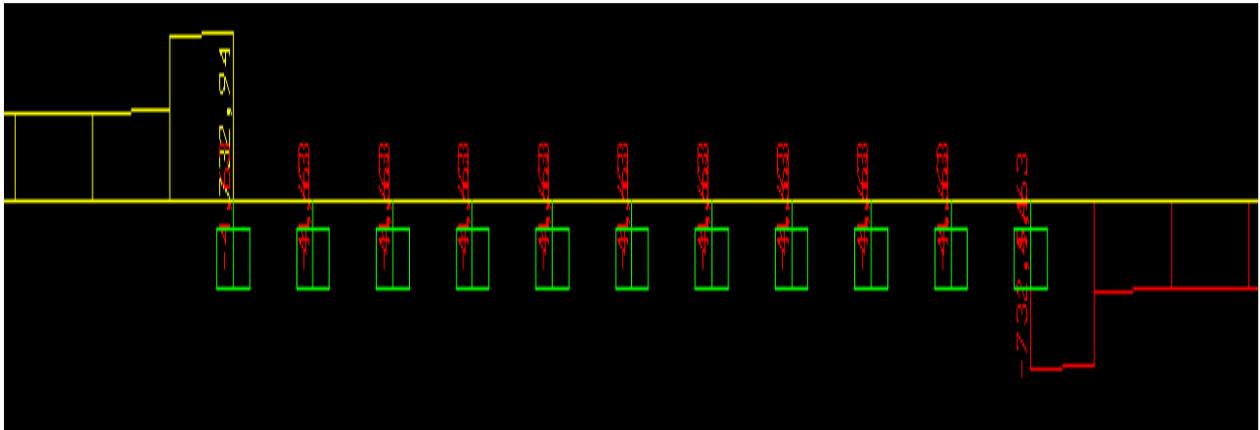


▪ Diagramme des moments fléchissant :



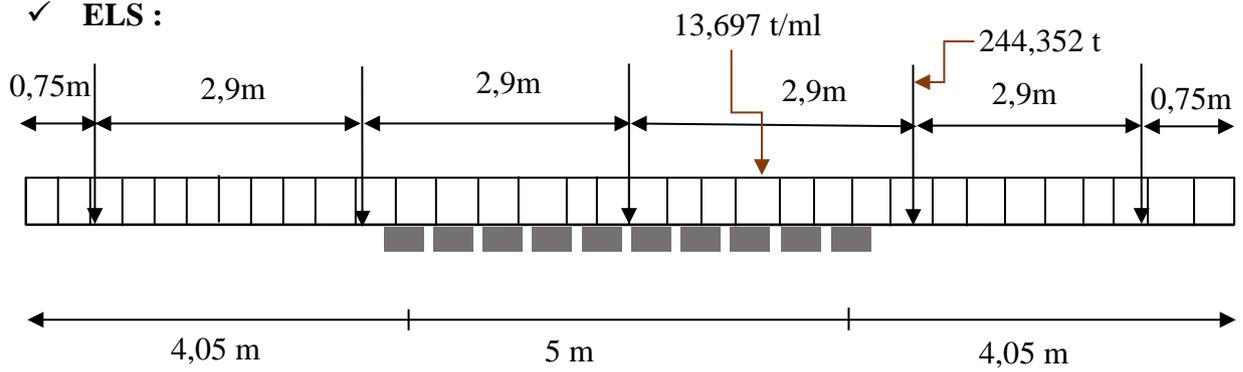
• Le moment sur appui : $M_a = -1369,06 \text{ t.m}$

▪ Diagramme des efforts tranchants :

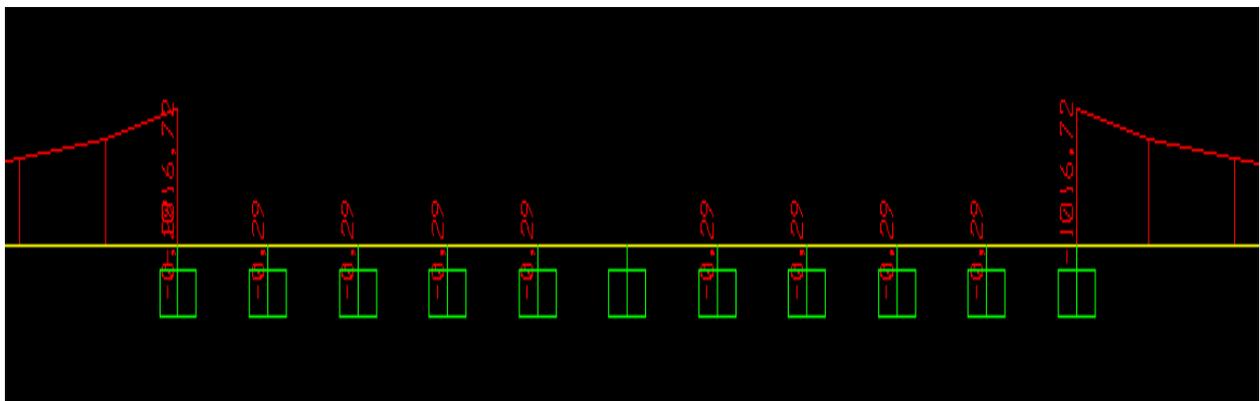


• $T_0 = 732,94 \text{ t}$

✓ ELS :

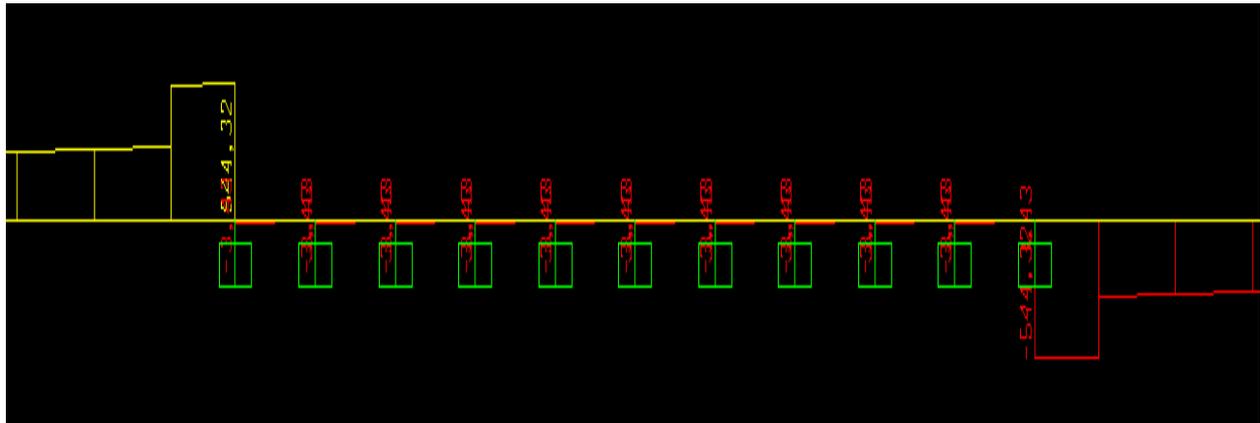


▪ Diagramme des moments fléchissant :



• Le moment sur appui : $M_a = -1016,72 \text{ t.m}$

▪ Diagramme des efforts tranchants :



• $T_0 = 544,315t$

12.3.2.2. Ferrailage du chevêtre :

a. Calcul des armatures longitudinales :

• Sur appui :

➤ ELU :

Le ferrailage du chevêtre à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27Mpa.$
- ✓ Acier $f_e = 500Mpa.$

Section rectangulaire :

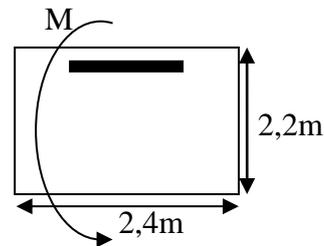
$$b = 240 \text{ cm}, h = 220 \text{ cm}, d_1 = 5 \text{ cm}, d = 215 \text{ cm}$$

$$M_{au} = 1369,06t.m.$$

$$M_{as} = 1016,72t.m.$$

Le résultat obtenu par SECOTEC est :

- Section d'armature comprimée (inférieure) : $A_{sc} = 0.$
- Section d'armature tendue (supérieure) : $A_{st} = 150cm^2.$



- à L'ELS:

$$\overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \overline{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \overline{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left(\frac{2}{3} \times 500, 110 \sqrt{1,6 \times 2,22} \right) = 207,314 \text{ MPA}$$

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,4 \times 2,15^2 \times 15,3 = 66,537 \text{ MN.m}$$

$$M_{IU} = 66,537 \text{ MN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,35$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{66,537}{1,35} = 49,286 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 10,1672 \text{ MN.m} \leq M_{IS} = 49,286 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{section sans armatures comprimée}$$

$$A_{SC} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_b} = \frac{1016,72 \cdot 10^{-2}}{2,4 \times 2,15^2 \times 16,2} = 0,0565$$

$$\alpha = 1,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0,1176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,952$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \overline{\sigma}_b}{2 \cdot \overline{\sigma}_s} = \frac{0,1176 \times 2,4 \times 2,15 \times 16,2}{2 \times 207,314} = 0,0237 \text{ m}^2$$

$$A_{Ser} = 237,709 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{Ser} > A_{Su} \Rightarrow A_S = 237,709 \text{ cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} > 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$$

$$f_e = 500 \text{ MPA} \quad A_{Smin} > \frac{0,23 \times 2,4 \times 2,15 \times 2,2}{500} = 52,211 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appui : } A_S = 237,709 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_S = 52,211 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Remarque :

Une autre vérification de la section d'armature obtenue a été faite par rapport à la combinaison ELU en utilisant le logiciel SECOTEC.

Les résultats obtenus ont montrés que la contrainte de la nappe inférieure ne vérifie pas ($-938,9 < 500 \text{ CNV}$), donc on doit augmenter la section d'armature de la nappe inférieure de telle façon que la contrainte soit vérifiée.

Finalement on adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appui : } A_s = 237,709 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 30\text{HA32} \\ \text{En travée : } A_s = 120,64 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 15\text{HA32} \end{array} \right.$$

a. Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T}{b \cdot d} \quad \text{avec } T = T_0 = 732,936 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{732,936 \times 10^{-2}}{2,4 \times 2,15} = 1,42 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \alpha = 90^\circ$$

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à 90°

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{t28}}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple } , f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,42 - 0,3 \times 2,22) \times 2,4}{0,8 \times 500} = 0,004524 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

▪ Le pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_e > \text{MAX} \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPA} \right\} = 0,71 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,71 \times 2,4}{500} = 0,3408 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,3408 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

On prend un espacement de 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,3408 \quad A_t = 0,3408 \times 15 = 5,112 \text{ cm}^2$$

12.3.2.3. 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.

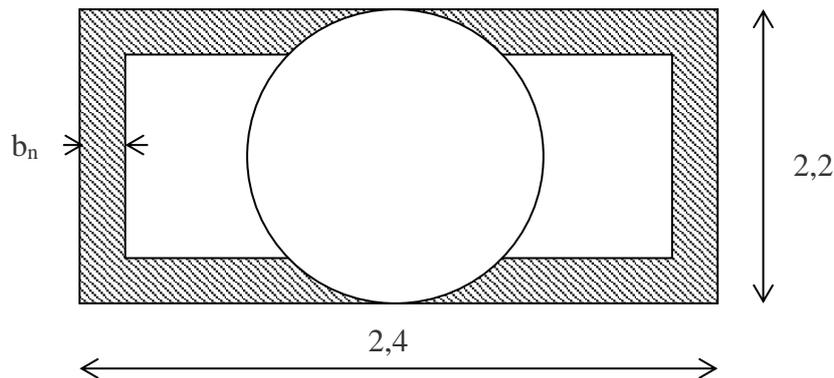


Figure 12.4. Partie qui travaille à la torsion.

$$b_n = \frac{h}{6} = \frac{2,2}{6} = 0,37m$$

a. Calcul du moment de torsion :

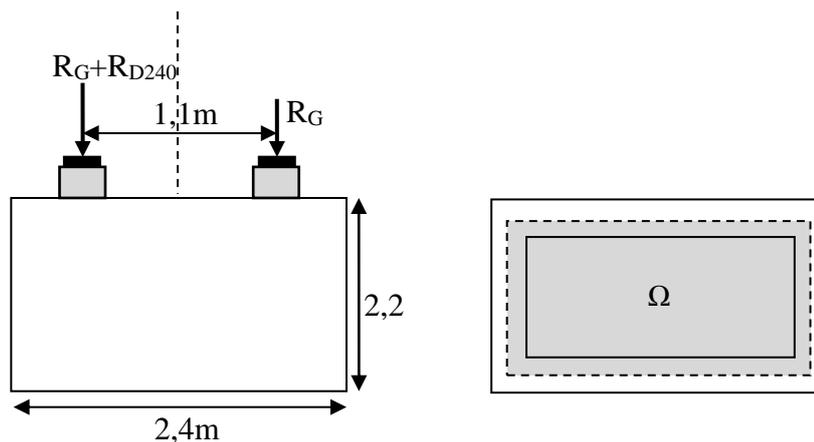


Figure 12.5. Coupe transversale du chevêtre

$$M_{tor} = \frac{R_{D240}}{5} \times 0,55 = \frac{182,769}{5} \times 0,55 = 20,104t.m.$$

➤ **ELU :**

$$M_{tor} = 1,35 \times 20,104 = 27,141 \text{ t.m.}$$

▪ **Justification du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) \leq \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u(T_u) = 2,4 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times b_n}.$$

Ω : aire du contour à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (2,2 - 0,37) \times (2,4 - 0,37) = 3,714 \text{ m}^2.$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{27,141}{2 \times 3,714 \times 0,37} = 0,0987 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) = 1,42 + 0,0987 = 1,518 \text{ Mpa} \leq 2,7 \text{ Mpa} \Rightarrow (c.v).$$

b. 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.

$$U = 2 \times [(2,2 - 0,37) + (2,4 - 0,37)] = 7,72 \text{ m.}$$

$$A_L = \frac{7,72 \times 27,141}{2 \times 3,714 \times 435 \times 10^2} = 6,48 \text{ cm}^2.$$

$$A_L = 6,48 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6 HA12** (6,79 cm²).

• **Armatures transversales :**

$$\frac{A_{t,tor}}{S_t} \geq \frac{M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{27,141}{2 \times 3,714 \times 435 \times 10^2} = 0,00839 \text{ cm.}$$

$$\text{On fixe: } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{t,tor} \geq 0,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 8,55 + 0,125 = 8,675 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA12** (9,05 cm²).

❖ **Les armatures du chevêtre :**

$A_{sappui} = 237,709 \text{ cm}^2$ soit **30HA32**

$A_{stravée} = 120,64 \text{ cm}^2$ soit **15HA32**

$A_{tran} = 9,05 \text{ cm}^2$ soit **8HA12 , St 15**

$A_{storion} = 6,79 \text{ cm}^2$ soit **6HA12**

12.3.2.4.Schéma de ferrailage

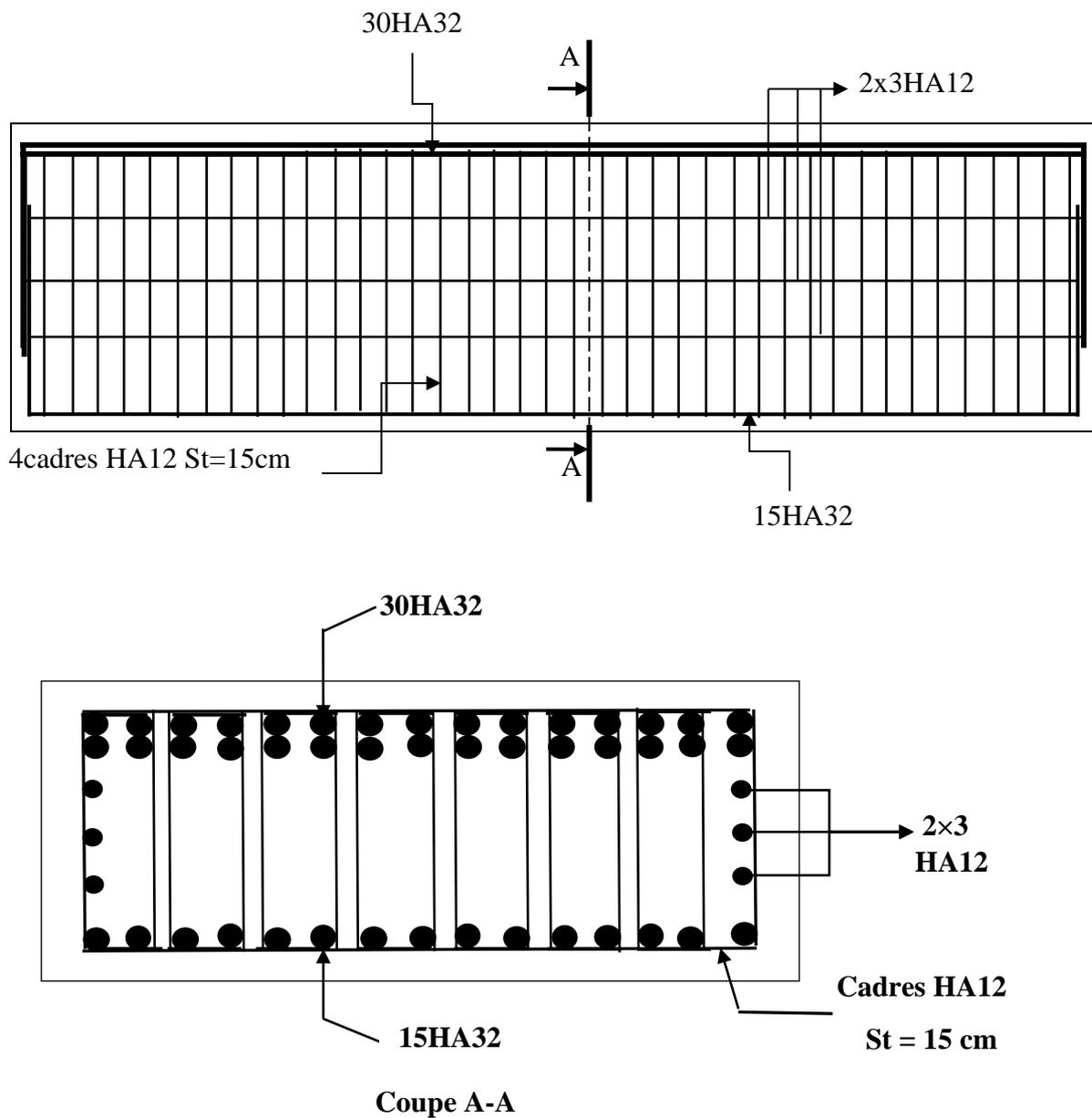


Figure 12.6. Schéma de ferrailage du chevêtre

12.3.3. Etude du fût :

Les fûts sont les éléments intermédiaires entre le tablier et les fondations dont le rôle est de transmettre les efforts dus aux charges et aux surcharges ainsi que l'effort du séisme, de la température et du freinage. Pour le calcul, on considérera les fûts comme étant des consoles encastrées à leurs bases dans la semelle.

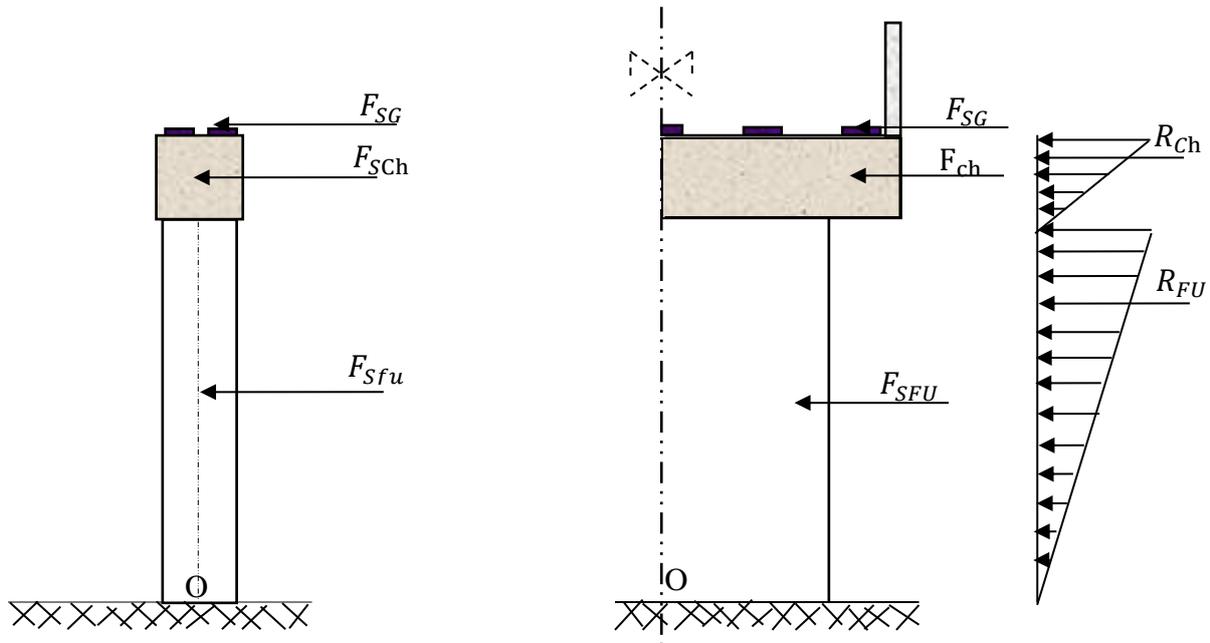


Figure 12.7. Charges appliquées au fût

12.3.3.1. Calcul des sollicitations :

Le fût est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre.
- La réaction due au poids du tablier et du chevêtre.
- La réaction due aux surcharges.
- Freinage des surcharges.
- L'effort du au séisme.

a. Le poids du fût :

$$P_{fu} = 5 \times 1,5 \times 13,3 \times 2,5 = 249,375 \text{ t}$$

Les réactions dues aux poids du tablier, du chevêtre et aux surcharges sont calculé à l'aide de logicielle **SAP2000**.

– Pour le tablier :

$$q = \frac{G_{\text{tab}}}{5} = \frac{945,36}{5} = 189,072 \text{ t}$$

– Pour le chevêtre :

$$q = \frac{G_{\text{ch}}}{13,1} = \frac{179,445}{13,1} = 13,698 \text{ t/ml}$$

– Pour les surcharges :

$$q = \frac{R_i}{5} \text{ (les valeurs de } R_i \text{ : voir tab1 et tab2.)}$$

b. Réaction du au poids du tablier :

$$R_{\text{tab}} = 378,29 \text{ t.}$$

c. Réaction du au poids du chevêtre :

$$R_{\text{che}} = 59,05 \text{ t.}$$

– le poid total appliqué au fut

$$G = G_f + R_{\text{tab}} + R_{\text{che}} = 249,375 + 378,29 + 59,05 = \mathbf{686,715 \text{ t.}}$$

d. Réaction dues aux surcharges :

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

		1 travée chargé	2 travée chargé
A(l)	1VC	25,67	34,26
	2VC	51,19	68,39
	3VC	69,06	92,28
Bc	1VC	25,41	27,27
	2VC	46,47	49,88
	3VC	60,14	64,57
	Bc min	0,85	/
Mc120		43,22	45,7
D240		73,25	86,05

Tableau 12.4. Réaction dues aux surcharges

e. Le freinage :

▪ **Système A(L) :**

$$H_{A(l)} = \frac{A/2}{20+0,0035S}$$

Avec S est la surface surchargée

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

- Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 39m.

	Largeur	S	$a_1 \times a_2 \times A(l)$	$H_{A(L)}$
1vc	3,5	136,5	0,935	3,116
2vc	7	273	0,935	6,090
3vc	10,5	409,5	0,8415	8,039

- Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 79,1m.

	Largeur	S	$a_1 \times a_2 \times A(l)$	$H_{A(L)}$
1vc	3,5	276,85	0,625	4,126
2vc	7	553,7	0,625	7,887
3vc	10,5	830,55	0,5625	10,197

- Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_f = H_f \times (0,2 + 2,2 + 13,3) = H_f \times 15,7.$$

			H_f	M_f
A(L)	1trav	1vc	3,116	48,921
		2vc	6,090	95,613
		3vc	8,039	126,212
	2trav	1vc	4,126	64,778
		2vc	7,887	123,825
		3vc	10,197	160,029

▪ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30$ t , chaque appui supporte une force de freinage égal $30/2 = 15$ t.

- Le moment dû à l'effort de freinage de système Bc :

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 2,2 + 13,3) = \mathbf{235,5 \text{ t.m}}$$

f. Le séisme :

- L'effort sismique horizontal pour le fût :

$$\text{Tablier} : F_{th} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,18 \times 378,29 = 68,092 \text{ t.}$$

$$\text{Chevêtre} : F_{chh} = \varepsilon_h \cdot R_{ch} = 0,18 \times 59,05 = 10,629 \text{ t.}$$

$$\text{Fut} : F_{fuh} = \varepsilon_h \cdot G_{fut} = 0,18 \times 249,375 = 44,887 \text{ t.}$$

$$\text{sol sur semelle} : F_{solh} = \varepsilon_h \cdot G_{sol} = 0,18 \times 329,4 = 59,292 \text{ t.}$$

$$F_{htot} = 182,9 \text{ t.}$$

- L'effort sismique vertical :

$$G_T = R_{tab} + R_{ch} + G_{fu} = 686,715 \text{ t}$$

$$\text{➤ Minimal} : F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,18) \times 686,715 = \mathbf{563,106 \text{ t}}$$

$$\text{➤ Maximal} : F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,18) \times 686,715 = \mathbf{810,323 \text{ t}}$$

- Le moment dû a l'effort sismique horizontal :

$$M_{FS/0} = (F_{th} \times Y_t + F_{chh} \times Y_{ch} + F_{fuh} \times Y_{fu} + f_{solh} \times Y_{sol})$$

$$M_{FS/0} = (68,092 \times 15,7 + 10,629 \times 14,4 + 44,887 \times 6,65 + 59,292 \times 1)$$

$$M_{FS/0} = \mathbf{1579,892 \text{ t.m}}$$

12.3.3.2. Calcul des combinaisons

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal **N** et le moment longitudinal **M_{long}** qui résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant **SOCOTEC**.

a. Conditions normales

- **Combinaison 01** : G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)].

$$N = G + R[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]$$

- **Combinaison 02** : G+D240 ou Mc120

$$N = G + R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N(t)	M _{long}	e (m)	A _S (cm ²)	
01trav	A(l)	1vc	712,385	134,421	0,189	0,00	
		2vc	737,905	265,292	0,360	0,00	
		3vc	755,775	353,547	0,468	0,00	
	Bc	1file	712,125	432,39	0,607	0,00	
		2file	733,185	448,795	0,612	0,00	
		3file	746,855	508,827	0,681	0,00	
		Bcmin	687,565	378,364	0,550	0,00	
	MC ₁₂₀			729,935	79,955	0,110	0,00
D ₂₄₀			759,965	135,706	0,179	0,00	
02 tav	A(l)	1vc	720,975	103,644	0,144	0,00	
		2vc	755,105	198,12	0,262	0,00	
		3vc	778,995	256,046	0,329	0,00	
	Bc	1file	713,985	381,844	0,535	0,00	
		2file	736,595	386,051	0,524	0,00	
		3file	751,285	388,784	0,517	0,00	
	MC ₁₂₀			732,415	0	0,000	0,00
	D ₂₄₀			772,765	0	0,000	0,00

Tableau 12.5. Combinaison01 et 02

b. Conditions sismiques

▪ Séisme longitudinal

– Combinaison 03 : G+E.

$$N = F_{Vmin} = 563,106 \text{ t.}$$

$$M_{long} = 1579,892 \text{ t. m.}$$

$$A_S = 206 \text{ cm}^2$$

– Combinaison 04 : G+E+0,6(A(L) (ou Bc))

$$N = +F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6[(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]]$$

			N(t)	M _{long}	e (cm)	A _S (cm ²)
01trav	A(l)	1vc	578,508	1630,300	2,818	214
		2vc	593,82	1679,377	2,828	222
		3vc	604,542	1712,472	2,833	227
	Bc	1file	578,352	1742,0384	3,012	235
		2file	590,988	1759,4102	2,977	237
		3file	599,19	1770,7022	2,955	238
		Bcmin	563,616	1721,7788	3,055	232
02 trav	A(l)	1vc	583,662	1618,759	2,773	211
		2vc	604,14	1654,187	2,738	216
		3vc	618,474	1675,909	2,710	218
	Bc	1file	579,468	1723,0838	2,974	231
		2file	593,034	1724,6612	2,908	230
		3file	601,848	1725,686	2,867	229
		combinaison 03			563,106	1579,892

Tableau 12.6. Combinaison 03 et 04

❖ Exemple de calcul

Pour la Combinaison 04 (cas de Bc 3 fils ; 2 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc)

$$N = +F_{Vmin} + 0,6. R_{BC}(2travée, 3 voies)$$

$$N = 563,106 + 0,6 \times 64,57 = 601,848 \text{ t}$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}Bc(2 travée, 3 voies) + M_{frei}Bc)$$

$$M_{long} = 1579,892 + 0,6(7,49 + 235,5) = 1725,686 \text{ t.m}$$

D'après les calculs faits, la section d'armatures maximale par *SOCOTEC* est donnée par le cas de condition sismique (séisme longitudinal), Combinaison 04 (cas de Bc 3 fils ; 1 travée

chargée), avec $\begin{cases} e = 2,955\text{cm.} \\ A_S = 238\text{cm}^2 \end{cases}$

12.3.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , B = b \cdot h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}}$$

$$i = 0,433\text{m}$$

$$l_f = 0,7 \cdot l = 0,7 \times 13,30 = 9,31 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{9,31}{0,433} = 21,501$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times 2,955}{1,5}, 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 21,501 < \lambda' = 100 \quad \text{Pas de risque de flambement}$$

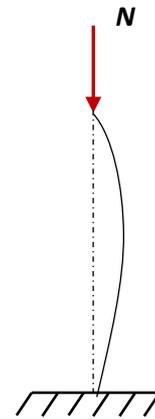


Figure 12.8. Effet de flambement

12.3.3.4. Calcul de ferrailage :**a. Longitudinal :**

Le résultat obtenu par *SECOTEC* est : $A_S = 238 \text{ cm}^2$.

On va faire un calcul manuel en introduisant deux excentricités supplémentaires :

$$N = 599,19 \text{ t}$$

$$M = 1770,702 \text{ t.m}$$

$$e = 2,955 \text{ m}$$

- **Calcul de a et b' :**

$$a = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$h = 1,5 \text{ m} \quad ; \quad b = 5 \text{ m}$$

$$c = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 15,3 \text{ MPA}$$

$$a = 5335,875 \text{ t.m}$$

$$b' = N \cdot (d - c) - M = 599,19 \times (1,45 - 0,05) - 1770,702 = -931,836 \text{ t.m}$$

$a > b' \Rightarrow$ la section sera calculée à la flexion simple avec:

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_a + e_2)$$

e_1 : l'excentricité du premier ordre.

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : l'excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_1 = \frac{h}{2} - c + e_0 = 3,655 \text{ m}$$

$$e_\alpha = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 5,32 \text{ cm}) = 5,32 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l^2 f}{h \times 10^4} \times (2 + \alpha \cdot \emptyset); \quad \alpha = \frac{M_G}{M(\emptyset + G)} \times 2 = 0; \quad M_G = 0; \quad \emptyset = 2$$

$$e_2 = 0,03467 \text{ m}$$

$$e_r = e_1 + e_\alpha + e_2 = 3,742 \text{ m}$$

$$M_U = N_U \cdot e_r = 2242,168 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U \times 10^{-2}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,1394 < 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,1884$$

$$Z_{bl} = d \times (1 - 0,4\alpha_u) = 1,34 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z_{bl} \times \sigma_s} + A_{sc} \times \frac{\sigma_{sce}}{\sigma_{se}} = 384,657 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_u - \frac{N_U}{\sigma_s} = 384,657 - 137,744 = \mathbf{210,913 \text{ cm}^2}$$

▪ **La section d'armature minimale**

$$A_{Smin} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 375 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 187,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 210,913 \text{ cm}^2 > A_{Smin} = 187,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 210,913 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{27 \text{ HA } 32}$$

b. Transversal :

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b}$$

$$T_U = F_{htot} + 0,6H_{fBC} = 182,9 + 0,6 \times 15 = 191,9 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{191,9 \cdot 10^{-2}}{5 \times 1,45} = 0,264 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \text{MIN} \{0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA}\} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,264 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

▪ **Espacement :**

$$S_t \leq \text{MIN}\{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Section d'armature transversale :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,264 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,15 \times 5 = 0,000753 \text{ m}^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 5 \times 10^2 \times \frac{0,4}{500} = 0,4 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

On fixe : $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 15 \times 0,4 = 6 \text{ cm}^2$.

▪ **Diamètre des armatures**

$$\phi_t \leq \text{MIN}\left\{\frac{h}{35}, \phi_{\text{long}}, \frac{b}{10}\right\} = \text{MIN}\left\{\frac{1500}{35}, 25, \frac{5000}{10}\right\} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 12 \text{ mm}$

Soit $A_t = 6 \text{ HA } 12$

12.3.3.5. Schéma de ferrailage de fut :

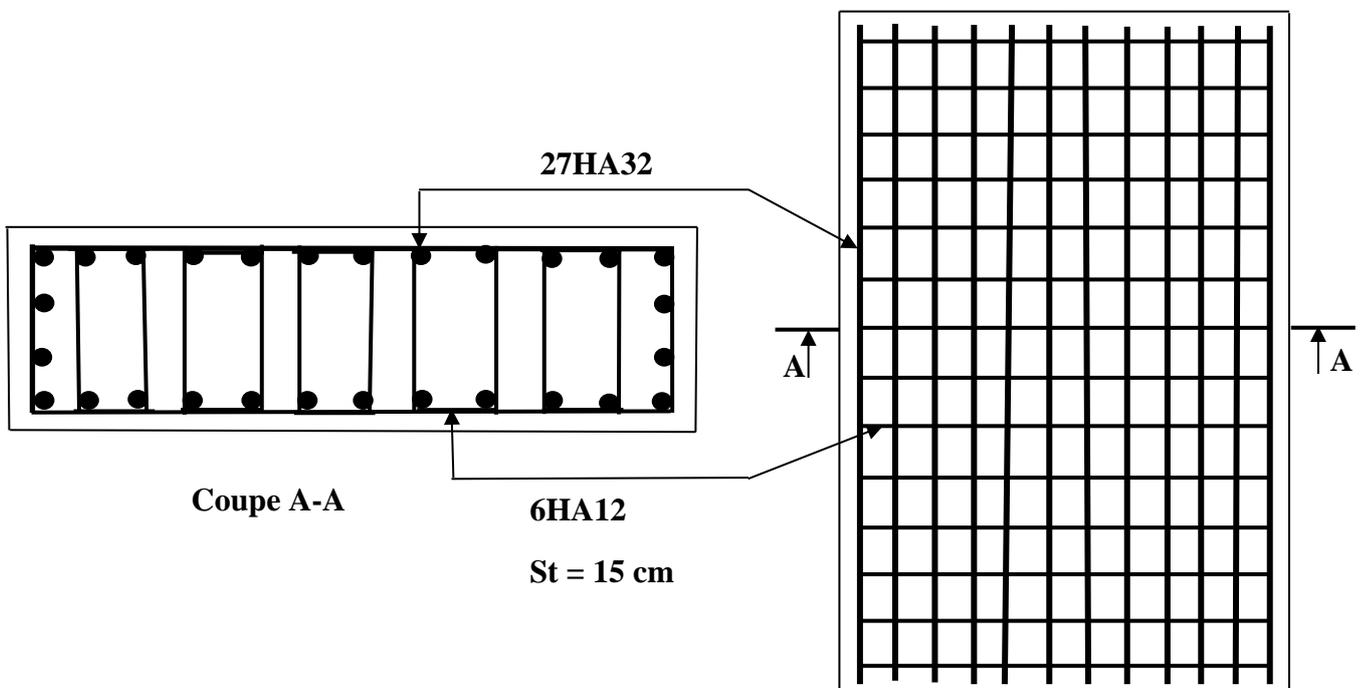


Figure 12.9. Ferrailage de fut

12.3.4. Etude de la semelle

Les semelles ont pour rôle de transmettre les efforts apportés par les éléments de la structure au sol, cette transmission peut être directement cas de bon sol pour les semelles superficielles, ou indirectement, assurée par l'intermédiaire d'autre organe (les pieux), cas des fondations profondes.

- Longueur : $D = 13,2$ m;
- Largeur : $B = 7,5$ m;
- Epaisseur : $E = 2$ m.

12.3.4.1. Calcul des charges :

a. Charges permanentes :

- Superstructure : $G_{\text{sup}} = 945,36$ t.
- Chevêtre : $G_{\text{Ch}} = 179,445$ t.
- Fût : $G_{\text{fu}} = 249,375$ t
- Poids de la semelle : $G_{\text{sem}} = 495$ t.
- Poids des terres : $G_{\text{ter}} = 329,4$ t.
- Le poids total de la pile : $G_{\text{pile}} = 1253,22$ t.
- Le poids total : $G_T = 945,36 + 1253,22 = \mathbf{2198,58}$ t.

b. Les surcharges :

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2-

c. Le freinage :

▪ Système A(l):

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,2 + 2,2 + 13,3 + 2) = HA(L) \times 17,7 \text{ t.m}$$

▪ Système Bc :

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30$ t, chaque appui supporte une force de freinage égal = $30/2 = 15$ t

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 2,2 + 13,3 + 2) = 265,5 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
$A(L)$	1trav	1vc	3,116	55,1532
		3vc	6,090	107,793
		2vc	8,039	142,2903
	2trav	1vc	4,126	73,0302
		3vc	7,887	139,5999
		2vc	10,197	180,4869
Bc			15	265,5

d. Le séisme :

▪ **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,18 \times 2198,58 = 395,744 \text{ t}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

➤ **Minimal :** $F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,18) \times 2198,58 = 1802,835 \text{ t}$

➤ **Maximal :** $F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,18) \times 2198,58 = 2594,324 \text{ t}$

▪ **Le moment dû à l'effort sismique :**

$$M_{FS}/0 = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SCh} \times Y_{ch} + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS}/0 = 0,18 \times (945,36 \times 17,7 + 179,445 \times 16,4 + 249,375 \times 8,65 + 329,4 \times 3 + 495 \times 1)$$

$$M_{FS}/0 = 0,18 \times (23316,063) = 4196,891 \text{ t.m}$$

12.3.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile :

Le groupe des pieux est dite en stable lorsque l'effort maximal supporte par un pieu est inférieur à la capacité portante du pieu.

D'après le rapport du sol $\bar{Q} = 473,557 \text{ t}$

a. Calcul des combinaisons :

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles calculées précédemment dans le calcul du fut, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que le convoi D240 et Mc120 sera combiné avec le séisme.

▪ **Conditions normales :**

➤ **ELU**

– **Combinaison 01 :** G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)].

$$N = 1,35G + 1,6R([A(L)(ou Bc)]).$$

$$M_{long} = 1,6(M_{LONG} A(L)ou Bc)+M_{frein} [A(L)(ou Bc)].$$

– **Combinaison 02 :** G+D240 OU Mc120

$$N = 1,35G + 1,6R(D_{240} ou M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(D_{240} ou M_{C120})$$

			N	M _{long}	σ _i max	σ _i min	R _{MAX}	R _{MIN}	
01trav	A(l)	1vc	3009,155	144,392	246,447	237,344	278,707	268,412	
		2vc	3049,987	284,780	254,155	236,200	287,424	267,119	
		3vc	3078,579	379,272	259,432	235,520	293,392	266,350	
	Bc	1file	3008,739	480,390	257,006	226,718	290,648	256,395	
		2file	3042,435	526,715	261,175	227,966	295,363	257,807	
		3file	3064,307	556,827	263,882	228,775	298,425	258,722	
		Bcmin	2969,443	426,364	252,144	225,262	285,150	254,749	
	M _{C120}			3037,235	79,955	246,673	241,632	278,963	273,262
D ₂₄₀			3085,283	135,706	252,293	243,737	285,318	275,642	
02 tav	A(l)	1vc	3022,899	116,848	246,684	239,317	278,975	270,643	
		2vc	3077,507	223,359	254,431	240,349	287,736	271,810	
		3vc	3115,731	288,779	259,566	241,359	293,543	272,953	
	Bc	1file	3011,715	429,844	255,652	228,551	289,117	258,468	
		2file	3047,891	434,051	258,692	231,326	292,555	261,607	
		3file	3071,395	436,784	260,668	233,129	294,789	263,646	
		M _{C120}			3041,203	0	244,472	244,472	276,473
	D ₂₄₀			3105,763	0	249,661	249,661	282,342	282,342

Tableau.12.7. Combinaison 01 et 02 en ELU

➤ **ELS :**

			N	M _{long}	σ _i max	σ _i min	R _{MAX}	R _{MIN}
01trav	A(l)	1vc	2229,384	108,294	182,626	175,798	206,532	198,811
		2vc	2260,008	213,586	188,407	174,941	213,070	197,841
		3vc	2281,452	284,454	192,365	174,431	217,546	197,264
	Bc	1file	2229,072	360,293	190,545	167,829	215,488	189,798
		2file	2254,344	395,036	193,672	168,766	219,024	190,857

	Bc	3file	2270,748	417,620	195,703	169,372	221,320	191,543
		Bcmi	2199,6	319,774	186,899	166,738	211,364	188,563
M _{C120}			2241,8	59,226	182,078	178,343	205,911	201,689
D ₂₄₀			2271,83	100,522	185,793	179,456	210,114	202,946
02 tav	A(l)	1vc	2239,692	87,636	182,804	177,278	206,733	200,484
		2vc	2280,648	167,520	188,614	178,052	213,304	201,359
		3vc	2309,316	216,584	192,465	178,810	217,659	202,216
	Bc	1file	2231,304	322,384	189,530	169,204	214,339	191,353
		2file	2258,436	325,538	191,810	171,285	216,918	193,707
		3file	2276,064	327,588	193,292	172,638	218,594	195,236
M _{C120}			2244,28	0	180,410	180,410	204,025	204,025
D ₂₄₀			2284,63	0	183,653	183,653	207,694	207,694

Tableau 12.8. Combinaison 01 et 02 en ELS

▪ **Conditions sismiques (ELU) :**

➤ **Séisme longitudinal :**

– **Combinaison 03 :** G+E

$$N = F_{V_{\max}} = 2594,324 \text{ t}$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} = 4196,891 \text{ t.m}$$

$$R_{\text{MAX}} = 385,47 \text{ t}$$

$$R_{\text{MIN}} = 86,226 \text{ t}$$

– **Combinaison 04 :** G+E+A(L) (ou Bc).

$$N = +F_{V_{\max}} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})].$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}} [A(L)(\text{ou Bc})].$$

			N(t)	M _{long}	σ _{max}	σ _{min}	R _{MAX}	R _{MIN}
01trav	A(l)	1vc	2609,726	4251,038	343,797	75,776	388,800	85,695
		2vc	2625,038	4303,684	346,688	75,348	392,069	85,211
		3vc	2635,76	4339,118	348,667	75,092	394,307	84,922
	Bc	1file	2609,57	4377,0374	347,757	71,792	393,278	81,189
		2 file	2622,206	4394,4092	349,320	72,260	395,046	81,719
		3 file	2630,408	4405,7012	350,335	72,563	396,194	82,062

		Bcmin	2594,834	4356,7778	345,933	71,246	391,216	80,572
02 trav	A(l)	1vc	2614,88	4240,709	343,886	76,516	388,900	86,532
		2vc	2635,358	4280,651	346,791	76,903	392,186	86,970
		3vc	2649,692	4305,183	348,717	77,282	394,364	87,398
	Bc	1file	2610,686	4358,0828	347,249	72,479	392,704	81,966
		2file	2624,252	4359,6602	348,389	73,520	393,993	83,144
		3file	2633,066	4360,685	349,130	74,196	394,831	83,908
Combinaison 03			2594,324	4196,891	340,852	76,245	385,470	86,226

Tableau.12.9. Combinaison 03 et 04

❖ Exemple de calcul :

– **Combinaison 01** : $G + A(L) + H_f [A(L) \text{ (ou Bc)}]$.

$N = 1,35G + 1,6(R_{AL})$. Pour (R_{AL}) , voir tableau -1-

$N = 1,35 \times 2198,58 + 1,6 \times 25,67 = 3009,155 \text{ t}$.

$M_{\text{long}} = 1,6(M_{\text{longAl}} + M_{\text{frein Al}}) = 144,392 \text{ t.m}$.

b. L'effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Le fût ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu R_i est donné par les formules suivantes :

$$I_x = \sum I_0 + S y^2 \quad , I_0: \text{ Est négligeable par rapport à : } S y^2$$

$$I_x = \sum S y^2$$

On a la section des pieux est le même donc :

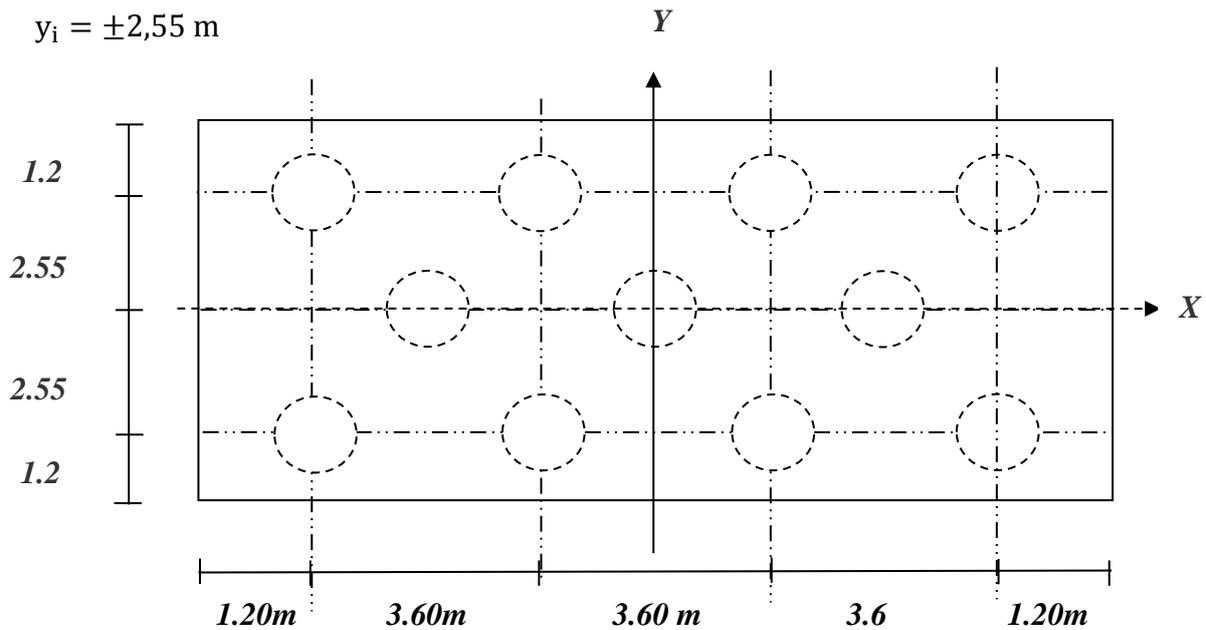
$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{I_y}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{\sum S y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \sigma_{i \min}^{\max} \cdot S = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$



➤ **Vérification de soulèvement et de tassement des pieux :**

Selon les tableaux précédents, la réaction maximale et minimale sont les suivantes :

$$R_{max} = 396,194 \text{ t}$$

$$R_{min} = 80,572 \text{ t}$$

D'après le rapport de sol : $\bar{Q} = 473,557 \text{ t}$

$R_{MAX} = 396,194 \text{ t} < \bar{Q} = 473,557 \text{ t}$: Pas de risque de tassement

$R_{MIN} = 80,572 \text{ t} > 0 \text{ t}$: Pas de risque de soulèvement

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

12.3.4.3. Ferrailage de la semelle

a. Les armatures transversales

▪ Les armatures inférieures

➤ ELU :

$$R_{MAX} = 396,194 \text{ t}$$

$$N_U = 2630,408 \text{ t}$$

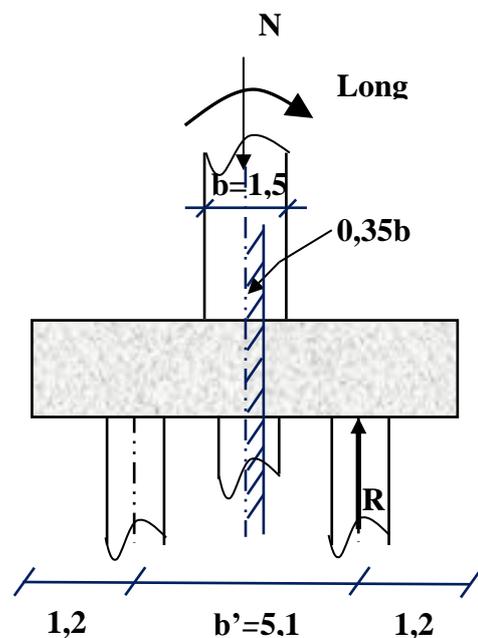
$$M_{ULONG} = 4405,7012 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ULONG}}{N_t} = \frac{4405,7012}{2630,408} = 167,491 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{b}{6}$$

On applique la méthode des moments.



$$f_{c28} = 27\text{MPa}$$

$$f_e = 500\text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\text{On a : } R_{\max} = 396,194\text{ t}$$

$$M_1 = R_{\max} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 396,194 \times \left(\frac{5,1}{2} - 0,35 \times 1,5 \right) = 802,292\text{ t.m}$$

a' : Est au feuillet moyenne avec :

$$a' = \varnothing_{\text{pieu}} + h = 1,2 + 2$$

$$a' = 3,2\text{ m}$$

D`après le SOCOTEC :

$$A_U = 96,82\text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre : $y_0 = 11\text{ cm}$

$$A_{SU} = 96,82\text{ cm}^2 \text{ 20 HA 25}$$

L'espace entre les barres :

$$S_t = \frac{\varnothing + h - C}{20 - 1}$$

$$= \frac{1,2 + 2 - 0,05}{19} = \frac{3,15}{19} = 0,16 \Rightarrow S_t = 16\text{ cm.}$$

- Les armatures transversales supérieures

$$A_{t,\text{sup}} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{96,82}{10} = 9,682\text{ cm}^2.$$

soit 9HA12 ($A_{st} = 10,18\text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3,15}{8} = 0,39\text{m} \Rightarrow S_t = 39\text{cm.}$$

- a. les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales inférieures

$$A_{l,\text{inf}} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{96,82}{3} = 32,273\text{ cm}^2.$$

soit 11HA20 ($A_{st} = 34,56\text{ cm}^2$.)

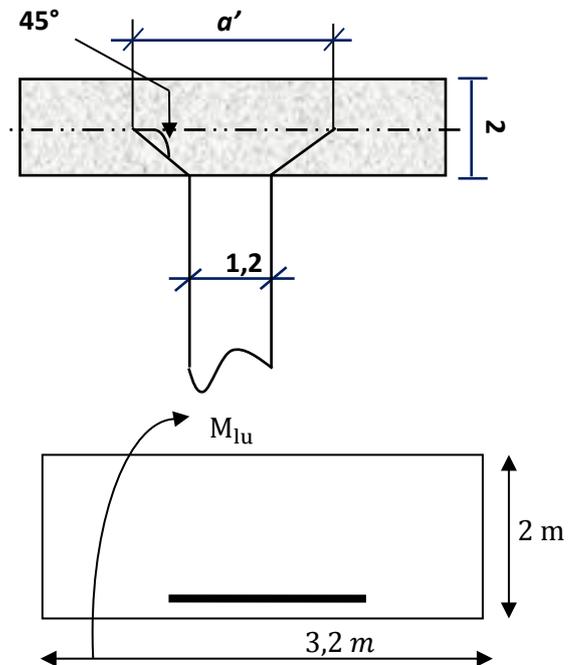
$$S_t = \frac{3,15}{10} = 0,31\text{m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 31\text{cm.}$$

- Les armatures longitudinales supérieures

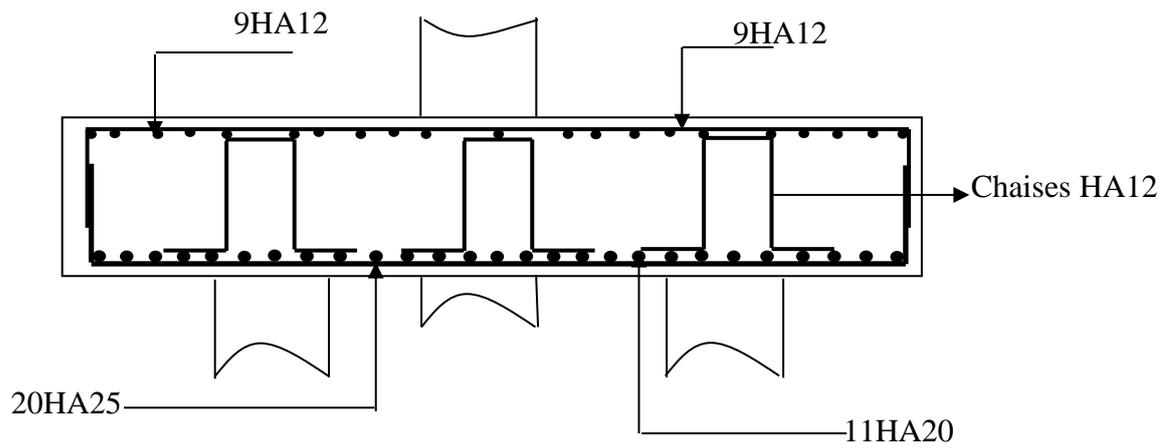
$$A_{l,\text{sup}} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{96,82}{10} = 9,682\text{ cm}^2.$$

soit 9HA12 ($A_{st} = 10,18\text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3,15}{8} = 0,39\text{m} \Rightarrow S_t = 39\text{cm.}$$



12.3.4.4. Schéma de ferrailage de la semelle :



Coupe transversale

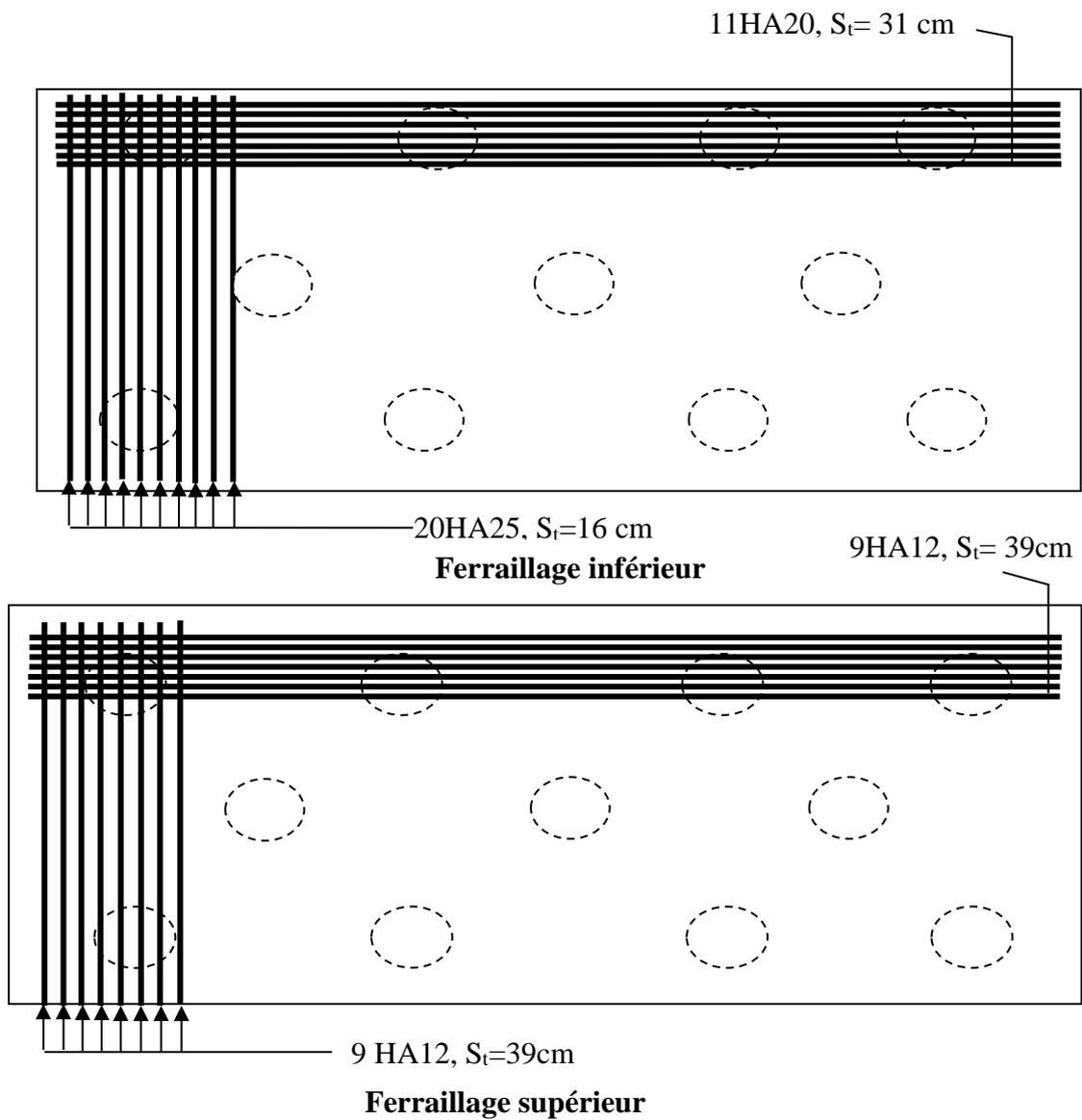


Figure 12.10. Schéma de ferrailage de la semelle

12.3.5. Etude des pieux sous pile

12.3.5.1. Ferrailage des pieux

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique. Leurs valeurs données par *Excel* sont :

$$N_{\min} = 50,364 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 26,492 \text{ t.m (en tête du pieu)}$$

On utilise le logiciel **SOCOTEC** :

$A_S=0$ et la section est entièrement comprimée, donc on passe à l'R P A

* 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 :

$$A_{S\min} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times \pi \times 0,6^2}{100} = 56,54 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 56,54 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 12 \text{ HA}25$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 25 \text{ cm}$$

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de **HA12** avec un espacement de 20 cm.

12.3.5.2. Schéma de ferrailage du pieu

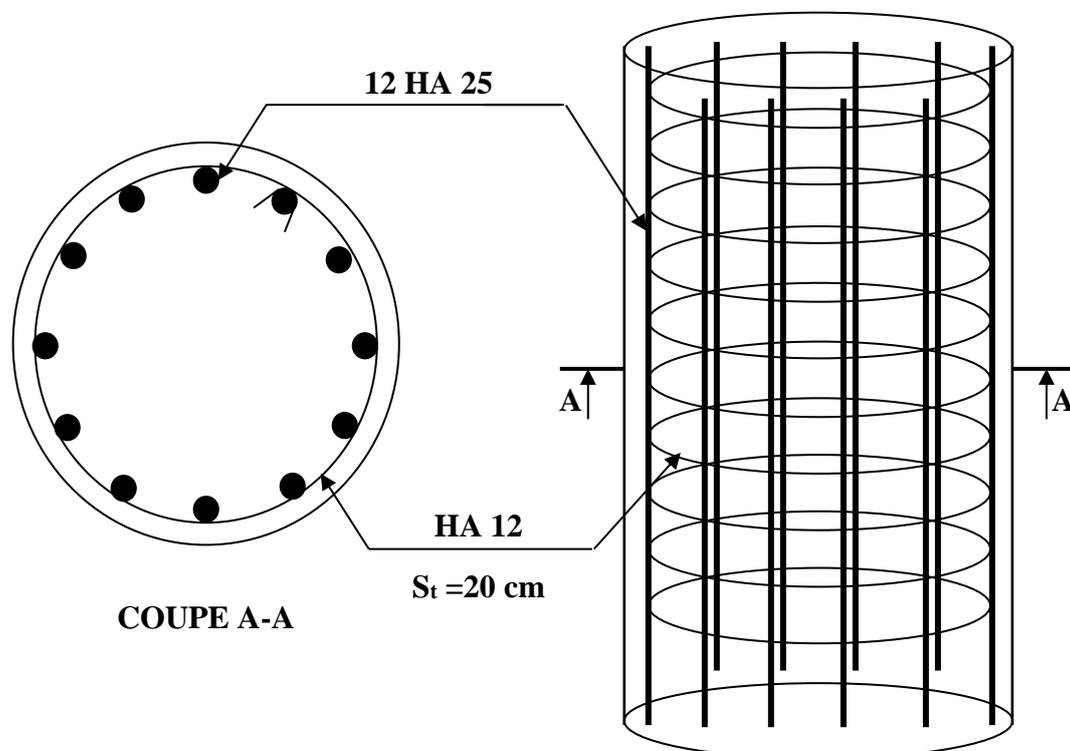


Figure 12.11. Schéma de ferrailage du pieu.

12.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a fait le dimensionnement de la pile au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (poids propre du tablier, tous les systèmes de charge...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle...etc.) a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

Chapitre 13:

Étude de la culée.

13.1. Introduction :

Les culées du viaduc sont les parties situées au niveau des rives de l'ouvrage (début et fin de l'ouvrage), destinées à supporter le poids du tablier, donc La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage vu que cette dernière assure le raccordement et l'appui de l'ouvrage au terrain naturel et assure au même temps la continuité entre la section courante (section autoroutière) et la section ouvrage d'art.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage ;
- Les problèmes d'implantation au sol, et le biais ;
- Le type du tablier à supporter ;
- Le niveau de fondation ;
- L'éventualité des tassements ;
- La nécessité de pouvoir visiter et éventuellement remplacer les appareils d'appui.

13.2. Choix de la morphologie :

Les deux (2) culées du viaduc sont de type remblayées, elles composées l'ensemble des éléments qui sont :

- **Un mur frontal** : qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.
- **Deux murs en retour** : son rôle est assure le soutènement du remblai mais latéralement.
- **Un mur garde grève** : il doit remplir les taches suivantes :
 - ✓ résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition.
 - ✓ Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.
- **Un corbeau arrière** : pour assure l'appui de la dalle de transition.
- **La dalle de transition** : elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.

Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \min[6m; \max(3m; 0, 6h)]$$

Avec h: hauteur du remblai.

- **Une fondation** : pour notre cas la culée est reposée sur une fondation profonde de trois files de pieux (12 pieux de diamètre de 1,20 m) de 20 m de profondeur.

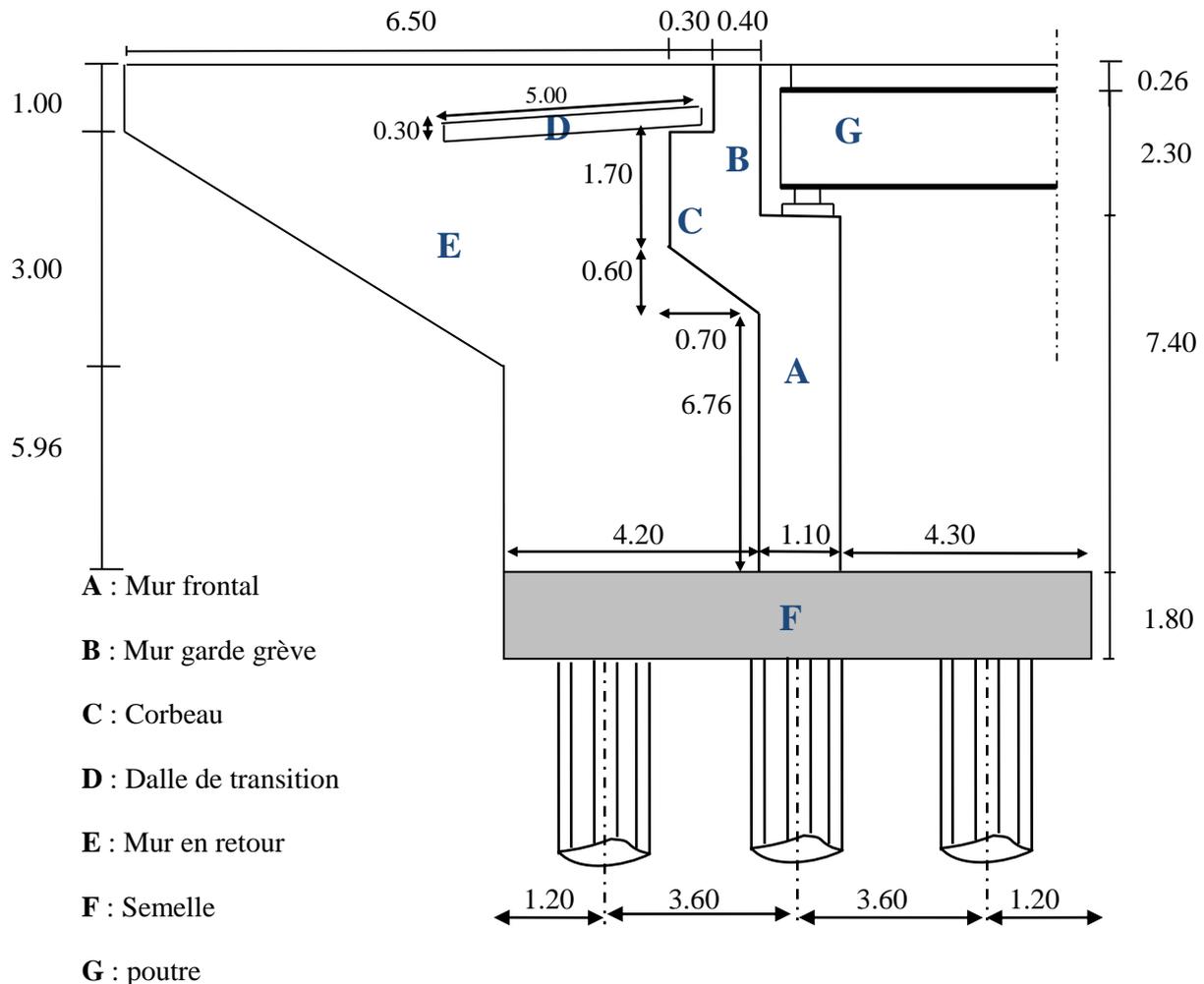


Figure 13.1. Coupe longitudinale dans la culée.

13.3. Dimensionnement des éléments de la culée :

13.3.1. Le sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel s'appuie le tablier, sa surface doit être aménagée de manière à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui ;
- La mise en place de vérins pour changer les appareils d'appui s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui ;
- Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui). [12]

Ainsi on le pré dimensionne comme suit :

Pour la longueur du sommier : elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = 4 \times 2,90 + 2 \times 0.75 = \mathbf{13.1 \text{ m.}}$$

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 a 20cm.

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

$b = 40\text{cm}$: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{40}{2} + 20 = 40$$

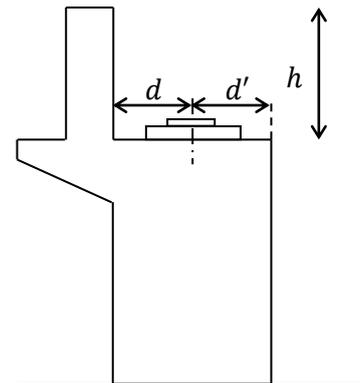
On adopte: $d' = 50\text{cm}$.

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$$d = 60 \text{ cm.}$$

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = \mathbf{110 \text{ cm}}$$



13.3.2. Le mur garde grève :

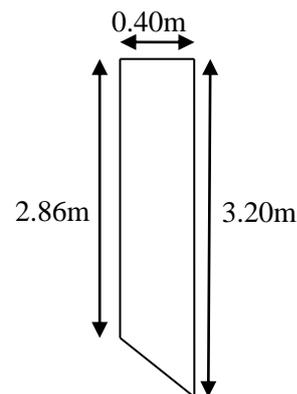
Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai du tablier, d'où il permet de soutenir les terres sur la hauteur du tablier, il comporte un corbeau arrière qui sert d'appui pour la dalle de transition.

Hauteur : On fixe la hauteur $h_1 = 2.86\text{m}$ et $h_2 = 3.20\text{m}$

Longueur = 13.1 m

$$e = \text{Max}\left(0,40, \frac{h}{8}\right) \text{ selon setra}$$

$$e = \text{Max}\left(0,40, \frac{3.16}{8}\right) = \mathbf{40\text{cm}}$$

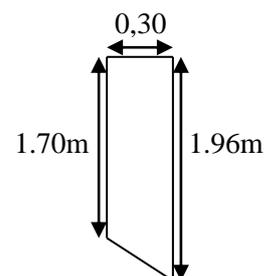


13.3.3. Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est de 30cm

Sa hauteur de 1.96 m, et sa laisse aura une longueur de 0.26 m



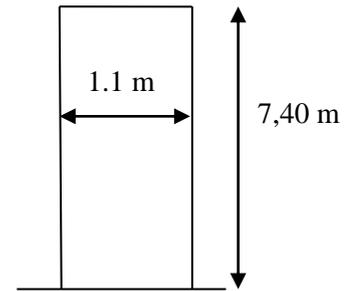
Pour augmenter sa résistance.

13.3.4. Le mur frontal :

Hauteur = 7.40 m

Épaisseur=1,1m

Longueur 13.1 m



13.3.5. Le mur en retour :

Leur rôle est de retenir latéralement les terres, le mur en retour sera encasturé à l'arrière du mur de front et par sa face intérieure au mur garde grève.

Longueur = 7.2 m

Hauteur = 9,96 m

Épaisseur = 0,6 m

13.3.6. La dalle de transition :

Longueur = 5.00 m

Épaisseur = 0,3 m.

13.3.7. La fondation :

▪ La semelle :

Épaisseur : $E = 1.8$ m.

Largeur : $B_s \geq 3\varnothing + 2\varnothing = 5\varnothing = 6$

$B_s = 9.6$ m

Longueur = 13.65 m

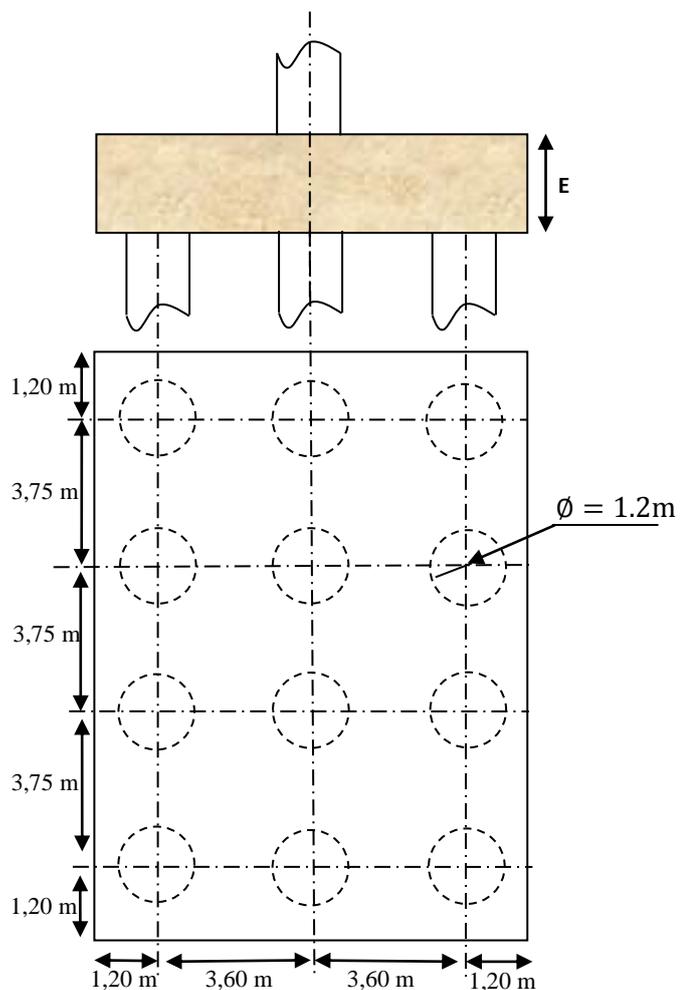


Figure 13.2. Dimensionnement de la semelle.

13.4. Vérification de la stabilité de la culée :

La culée est un élément essentiel dans la conception, vu qu'un ouvrage d'art 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 $Q = 1\text{t/m}^2$ (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 :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \quad \theta = \text{artg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V} \right)$$

- $\varphi = 35^\circ$, angle de frottement,
- $\alpha = 0^\circ$, angle des talus
- $\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée,
- $\delta = 0^\circ$; angle de frottement remblai de culée, ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$), est par ce que pas de frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d'une part le compactage du remblai se fait par couche qui donne un bon compactage, d'autre part la semelle est reposant sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tout ça conduit vers $\delta = 0^\circ$).

Après simplification l'équation devient :

$$K_{ah} = \frac{K \times \cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta}} \right]^2}$$

Action	ϵ_H	ϵ_V	K	θ	K_{ah}	β	α	δ	φ
CN	0.00	0.00	1.00	0.00	0.271	0	0	0	35
SH	0,134	0.0000	1.009	7.632	0.352	0	0	0	35
SH+SV1 ↑	0,134	-0.134	0.876	8.796	0.317	0	0	0	35
SH+SV2 ↓	0,134	+0.134	1.142	6.739	0.386	0	0	0	35

✓ poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L'est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot H^2 \cdot L \quad (\text{triangulaire})$$

✓ La poussée due à la surcharge : $Q=1t/m^2$.

$$F_p = \gamma \cdot K_{ah} \cdot H \cdot L \quad (\text{rectangulaire})$$

✓ La densité du remblai : $\gamma = 1.8 t/m^3$.

13.4.1. Détermination des centres de gravité des éléments de la culée :

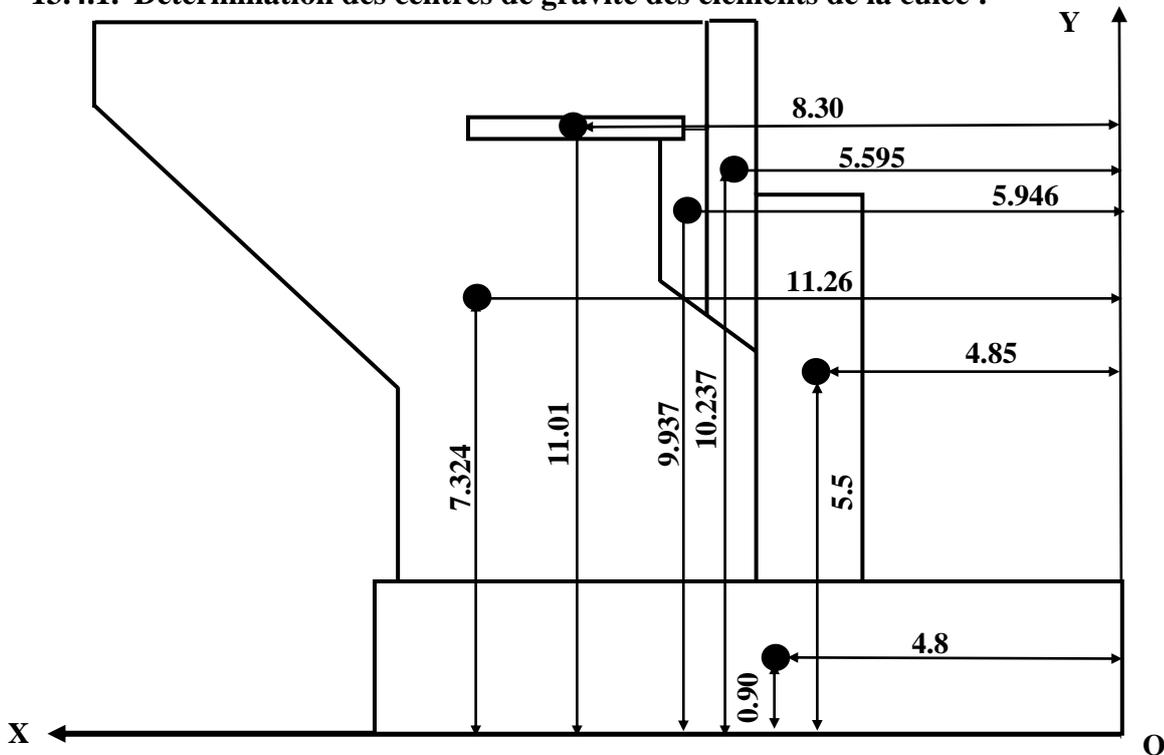


Figure 13.3. C.D.G des éléments de la culée.

Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \frac{\sum(A_i \times X_i)}{\sum A_i} \quad Y_G = \frac{\sum(A_i \times Y_i)}{\sum A_i}$$

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 C.D.G des éléments de la culée.

13.4.2. Calcul des sollicitations :

M_s : moment stabilisant du a F_v

M_r : moment de renversement du a F_h

Désignation		Poids(t)	$F_H = \epsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \epsilon_V) \cdot P$	H(m)	V(m)	$M_s = F_V \cdot H$	$M_r = F_H \cdot V$
Mur garde grève	CN	40.283	0,000	40,283	5.595	10.237	225,383	0,000
	SH	40.283	5,398	40,283	5.595	10.237	225,383	55,259
	SH+SV1	40.283	5,398	34,885	5.595	10.237	195,182	55,259
	SH+SV2	40.283	5,398	45,681	5.595	10.237	255,585	55,259
Corbeau	CN	17.979	0,000	17,979	5.946	9.937	106,903	0,000
	SH	17.979	2,409	17,979	5.946	9.937	106,903	23,940
	SH+SV1	17.979	2,409	15,570	5.946	9.937	92,578	23,940
	SH+SV2	17.979	2,409	20,388	5.946	9.937	121,228	23,940
Mur en retour	CN	147.996	0,000	147,996	11.26	7.324	1666,435	0,000
	SH	147.996	19,831	147,996	11.26	7.324	1666,435	145,246
	SH+SV1	147.996	19,831	128,165	11.26	7.324	1443,133	145,246
	SH+SV2	147.996	19,831	167,827	11.26	7.324	1889,737	145,246
Mur frontal	CN	266.585	0,000	266,585	4.85	5.5	1292,937	0,000
	SH	266.585	35,722	266,585	4.85	5.5	1292,937	196,473
	SH+SV1	266.585	35,722	230,863	4.85	5.5	1119,684	196,473

	SH+SV2	266.585	35,722	302,307	4.85	5.5	1466,191	196,473
Semelle	CN	589.68	0,000	589,680	4.8	0.9	2830,464	0,000
	SH	589.68	79,017	589,680	4.8	0.9	2830,464	71,115
	SH+SV1	589.68	79,017	510,663	4.8	0.9	2451,182	71,115
	SH+SV2	589.68	79,017	668,697	4.8	0.9	3209,746	71,115
Total culée à vide	CN	1062,523	0,000	1062,523	/	/	6122,123	0,000
	SH	1062,523	142,378	1062,523	/	/	6122,123	492,033
	SH+SV1	1062,523	142,378	920,145	/	/	5301,758	492,033
	SH+SV2	1062,523	142,378	1204,901	/	/	6942,487	492,033
Dalle de transition	CN	44.625	0,000	44,625	8.30	11.01	370,388	0,000
	SH	44.625	5,980	44,625	8.30	11.01	370,388	65,837
	SH+SV1	44.625	5,980	38,645	8.30	11.01	320,756	65,837
	SH+SV2	44.625	5,980	50,605	8.30	11.01	420,019	65,837
Remblais sur la dalle de transitions	CN	64.26	0,000	64,260	8.30	11.01	533,358	0,000
	SH	64.26	8,611	64,260	8.30	11.01	533,358	94,805
	SH+SV1	64.26	8,611	55,649	8.30	11.01	461,888	94,805
	SH+SV2	64.26	8,611	72,871	8.30	11.01	604,828	94,805
Remblais sur la semelle	CN	896.04	0,000	896,040	7.5	6.78	6720,300	0,000
	SH	896.04	120,069	896,040	7.5	6.78	6720,300	814,070
	SH+SV1	896.04	120,069	775,971	7.5	6.78	5819,780	814,070
	SH+SV2	896.04	120,069	1016,109	7.5	6.78	7620,820	814,070
La surcharge Q (t/m²)	CN	59.5	0,000	59,500	8.3	11.76	493,850	0,000
	SH	59.5	7,973	59,500	8.3	11.76	493,850	93,762
	SH+SV1	59.5	7,973	51,527	8.3	11.76	427,674	93,762
	SH+SV2	59.5	7,973	67,473	8.3	11.76	560,026	93,762

Total culée +remblais	CN	2126,948	0,000	2126,948	/	/	14240,018	0,000
	SH	2126,948	285,011	2126,948	/	/	14240,018	1560,508
	SH+SV1	2126,948	285,011	1841,937	/	/	12331,856	1560,508
	SH+SV2	2126,948	285,011	2411,959	/	/	16148,181	1560,508

Tableau 13.1. M_r et M_s appliqués sur la culée à vide et avec remblais.

➤ **Poussée due aux terres et surcharges :**

Désignation		Calcul des poids	F_H	V	V(m)	$M_R = F_H \cdot V$
Sur mur G.G + mur frontale	CN	$0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,271 \cdot (9,96)^2 \cdot 13,1$	316,958	$[9,96/3] + 1,8$	5,12	1622,825
	SH	$0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,352 \cdot (9,96)^2 \cdot 13,1$	411,695	$[9,96/3] + 1,8$	5,12	2107,876
	SH+SV1	$0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,317 \cdot (9,96)^2 \cdot 13,1$	370,759	$[9,96/3] + 1,8$	5,12	1898,286
	SH+SV2	$0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,386 \cdot (9,96)^2 \cdot 13,1$	451,461	$[9,96/3] + 1,8$	5,12	2311,478
SUR LA SEMELLE	CN	$0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,271 \cdot (1,8)^2 \cdot 13,65$	10,787	1,8/3	0,6	6,472
	SH	$0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,352 \cdot (1,8)^2 \cdot 13,65$	14,011	1,8/3	0,6	8,406
	SH+SV1	$0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,317 \cdot (1,8)^2 \cdot 13,65$	12,618	1,8/3	0,6	7,571
	SH+SV2	$0,5 \cdot 1,8 \cdot 0,386 \cdot (1,8)^2 \cdot 13,65$	15,364	1,8/3	0,6	9,218
Surcharge (Q) sur MGG+MF	CN	$1 \cdot 0,271 \cdot 9,96 \cdot 13,1$	35,359	$[9,96/2] + 1,8$	6,78	239,734
	SH	$1 \cdot 0,352 \cdot 9,96 \cdot 13,1$	45,928	$[9,96/2] + 1,8$	6,78	311,389
	SH+SV1	$1 \cdot 0,317 \cdot 9,96 \cdot 13,1$	41,361	$[9,96/2] + 1,8$	6,78	280,427
	SH+SV2	$1 \cdot 0,386 \cdot 9,96 \cdot 13,1$	50,364	$[9,96/2] + 1,8$	6,78	341,466
Surcharge (Q) sur la semelle	CN	$1 \cdot 0,271 \cdot 1,8 \cdot 13,65$	6,658	1,8/2	0,9	5,993
	SH	$1 \cdot 0,352 \cdot 1,8 \cdot 13,65$	8,649	1,8/2	0,9	7,784
	SH+SV1	$1 \cdot 0,317 \cdot 1,8 \cdot 13,65$	7,789	1,8/2	0,9	7,010
	SH+SV2	$1 \cdot 0,386 \cdot 1,8 \cdot 13,65$	9,484	1,8/2	0,9	8,536
Total	CN	/	369,762	/	/	1875,024
	SH	/	480,282	/	/	2435,455
	SH+SV1	/	432,526	/	/	2193,294
	SH+SV2	/	526,672	/	/	2670,698

Tableau 13.2. M_r dû à la poussée des terres et aux surcharges.

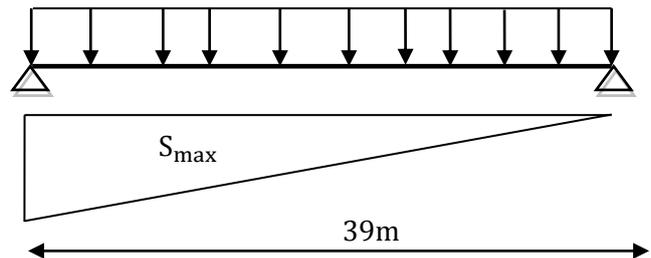
➤ **Calcul des efforts dus au tablier :**

✓ La réaction maximale due aux charges permanentes est : 23.634t/ml

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 19,5$$

$$R_{\max} = 19,5 \times 23,634 = 460,863t$$

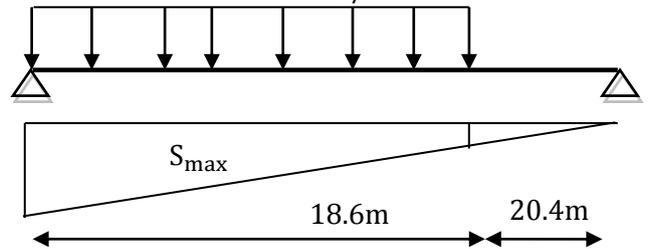


La réaction maximale due aux surcharges est donnée par **D240** : 12.9/ml

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$14.163$$

$$R_{\max} = 14.163 \times 12.9 = 182.703 t$$



Désignation		Réaction	F _h =ε _H *P	F _v =(1+ε _v)*P	H(m)	V m	M _s =F _v *H	M _r =F _h *V
Permanente (Tablier)	CN	460.863	0,000	460,863	4.8	9.5	2212,142	0,000
	SH	460.863	61,756	460,863	4.8	9.5	2212,142	586,679
	SH+SV1	460.863	61,756	399,107	4.8	9.5	1915,715	586,679
	SH+SV2	460.863	61,756	522,619	4.8	9.5	2508,569	586,679
Surcharge (D240)	CN	182.703	0,000	182,703	4.8	11.76	876,974	0,000
	SH	182.703	24,482	182,703	4.8	11.76	876,974	287,911
	SH+SV1	182.703	24,482	158,221	4.8	11.76	759,460	287,911
	SH+SV2	182.703	24,482	207,185	4.8	11.76	994,489	287,911

13.4.3. Vérification de la stabilité :

13.4.3.1. Vérification de non renversement :

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV1} \uparrow \text{)}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV2} \downarrow \text{)}$$

M_s: moment stabilisant du à F_v

M_r: moment renversant du à F_h

13.4.3.2. Vérification de non glissement :

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV1}\uparrow \text{)}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV2}\downarrow \text{)}$$

μ : coefficient de frottement (terres – béton)

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\right) \varphi \approx 0,43 \quad \text{avec } \varphi = 35^\circ$$

13.4.4. Etapes d'exécution de la culée:

1^{ère} étape: **culée à vide.**

2^{ème} étape: **culée à vide + Tablier.**

3^{ème} étape: **culée à vide + Tablier + Remblais.**

4^{ème} étape: **culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge.**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1^{ère} Etape: culée à vide :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	1062,523	6122,123	0,000	∞	∞
<i>SH+SV</i> ↓	142,378	1204,901	6942,487	492,033	3,639	14,110

2^{ème} Etape: culée à vide + Tablier :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	1523,386	8334,265	0,000	∞	∞
<i>SH+SV</i> ↓	204,134	1727,52	9451,056	1078,712	3,936	8,761

3^{ème} Etape: culée à vide + Tablier + Remblais :

désignation	F _H (t)	F _V (t)	M _s (t. m)	M _r (t. m)	η	λ
CN	369,762	2587,784	16452,16	1875,024	3,009	8,774
SH+ SV ↓	873,439	2934,578	18656,75	4817,885	1,445	3,872

4^{ème} Etape: culée à vide+ Tablier + Remblais + surcharges :

désignation	F _H (t)	F _V (t)	M _s (t. m)	M _r (t. m)	η	λ
CN	369,762	2770,487	17329,134	1875,024	3,222	9,242
SH+ SV ↓	897,921	3141.763	19651,239	5105,796	1,505	3,948

13.4.5. Conclusion : La stabilité de la culée vis-à-vis au glissement et renversement est assurée.

13.5. Etude ferrailage des éléments de la culée :

13.5.1. Mur garde grève :

D’après le document (SETRA art 2.3), le mur garde grève est soumis essentiellement à l’action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que : [12]

- ✓ La poussée des terres.
- ✓ La poussée d’une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- ✓ La force de freinage

13.5.1.1. 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(2.56 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.

a. Poussée des terres :

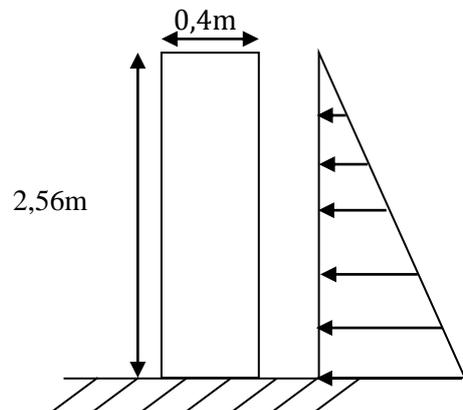
$$p_t = (1/2)\gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (\text{erfort de poussée})$$

$$M_t = (1/6)\gamma \cdot H^3 \cdot K_a \quad (\text{le moment dû à cet effort})$$

K_a:Coefficient de poussée de la terre

Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$



On a: $\gamma = 1,8 \frac{t}{m^3}$

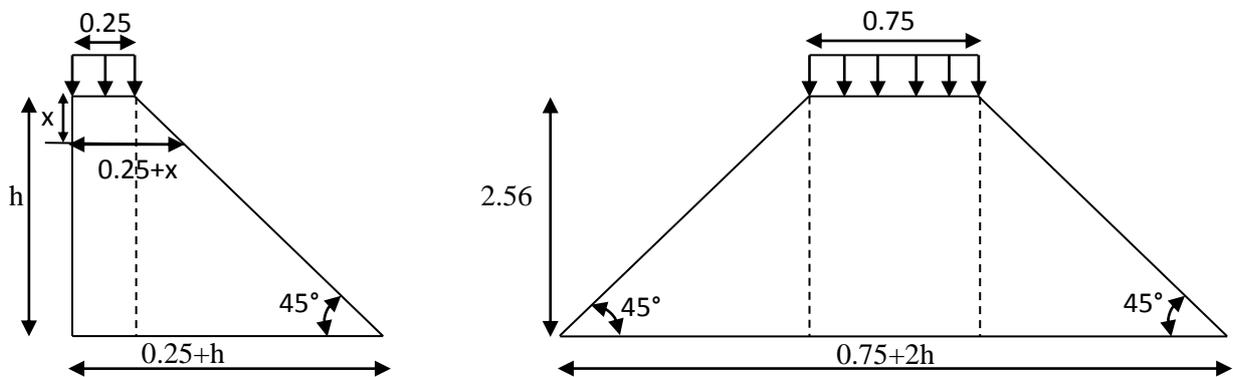
$\Rightarrow p_t = 1,598t/ml$

$\Rightarrow M_t = 1,364t. m/ml$

b. Poussée d'une charge locale:

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de trois 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 $(0,25, 0,75)m^2$, se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.



$$M_P = \left(\frac{12K}{0,75 + 2h} \right) \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Démonstration :

$M_P = q_h \times z$; $z = h - x$ (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.

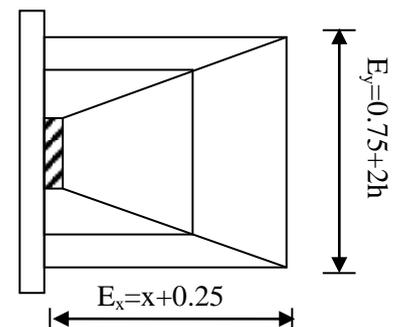
$p=6t$: la charge concentrée.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 & \text{à ELS} \\ 1,6 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$b_c = 0,95$ (Pont 1^{er} classe avec trois voies chargées).

$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$



$$M_{P'} = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$

$$M_P = \sum_0^h M_{P'} = \int_0^h M_{P'} dx$$

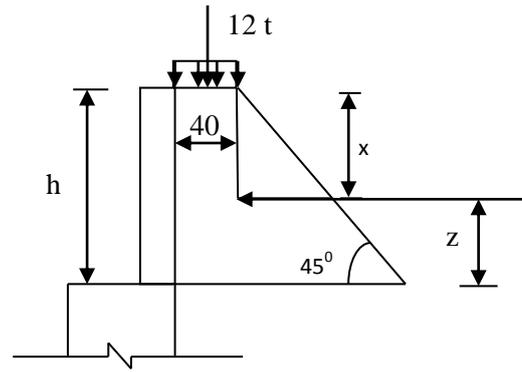
$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0,25 - 0,25}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (x + 0,25)}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h + 0,25}{0,25 + x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \ln(0,25 + x) - x]_0^h$$



Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

K_a : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,271$$

Donc :

$$K = \begin{cases} 0,309 & \text{à ELS} \\ 0,412 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$$M_P = 2.044K[-x + (0,25 + h) \ln(x + 0,25)]_0^h \quad \text{Avec : } h=2.56 \text{ m}$$

$$M_P = 8.66414K$$

$$M_P = \begin{cases} 2,677 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 3,569 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases} \text{ Sont adoptées}$$

c. Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment créé par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 3,432 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 4,577 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases}$$

13.5.1.2. Combinaison des moments :

$$M_T = 1,35M_t + 1,6(M_P + M_F) \quad \text{à ELU}$$

$$M_T = M_t + 1,2(M_P + M_F) \quad \text{à ELS}$$

E. L. U :

$$M_{TU} = 1,8414 + 3,569 + 4,577 = 9,9874 \text{ t.m/ml}$$

E. L. S :

$$M_{TS} = 1,364 + 2,677 + 3,432 = 7,473 \text{ t.m/ml}$$

13.5.1.3. Calcul des armatures :**a. Ferrailage vertical :**

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple. [5]

$$\text{Donc : } b_0 = 1,00 \text{ m ; } d = 0,35\text{m ; } d' = 0,05\text{m}$$

$$f_{c28} = 27\text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{9,9874}{7,473} = 1,336$$

E. L. U :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,987 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 15,3} = 0,053$$

$$\mu_{bu} = 0,053 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,068$$

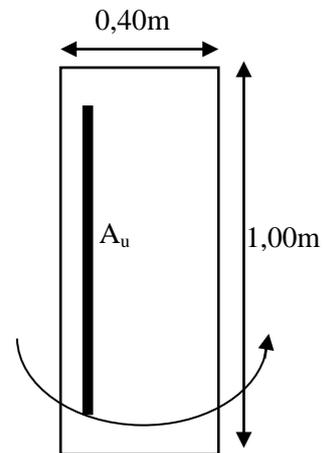
$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 6,75 \text{ cm}^2$$

E. L. S :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6(\text{fissuration préjudiciable})$$



$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 = \mathbf{0,735 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,735}{1,336} = \mathbf{0,5501 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,07473 \leq M_{ls} = 0,5501 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{7,473 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0377}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0774}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,969}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 9,14 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{9,14 \text{ cm}^2}$

Soit : **6HA14** ($A_S = 9,24 \text{ cm}^2$), 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 $S_t = \mathbf{16 \text{ cm}}$

b. Ferrailage horizontal :

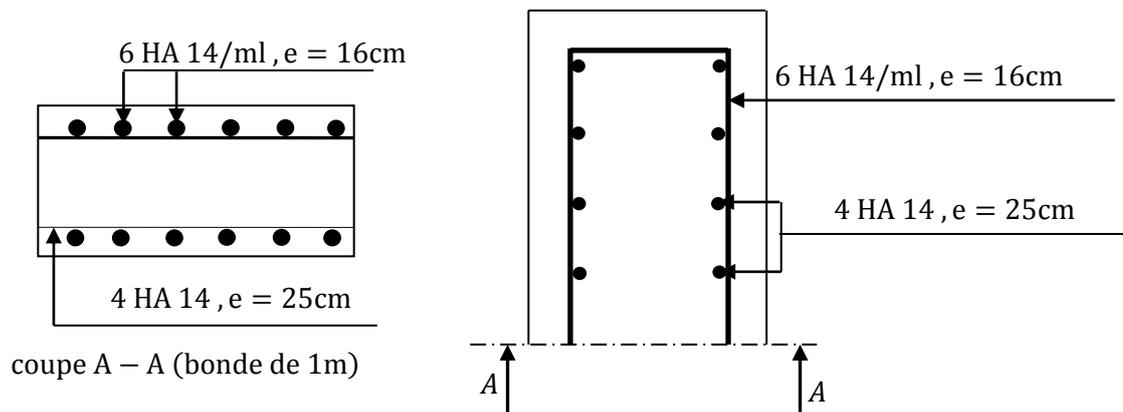
Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

$$\frac{A_{SV}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{SV}}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{9,14}{2} = \mathbf{4,57 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4 HA 14** ($A_{SH} = 6,16 \text{ cm}^2$), avec $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.



13.5.2. Dalle de transition :

Cette dalle est en béton armé enterré sous la chaussée à l'arrière du mur garde grève, elle a pour but d'éviter les tassements éventuels au niveau du raccordement entre le corps de chaussée et la route et celui du pont.

13.5.2.1. Les sollicitations :

- Réactions des charges permanentes :
 - ✓ Poids propre : $0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
 - ✓ Remblai : $0,6 \times 1,8 \times 1 = 1,08 \text{ t/ml}$
 - ✓ Revêtement : $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$

$$G_T = \sum G = 2,006 \text{ t/ml}$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée, on doit donc vérifier que :

$$L_d \geq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec} \quad L_e = \left(\frac{4EI}{K_b} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3300000 \text{ t/m}^2$$

I: inertie d'une bande de 1ml.

$$b = 1 \text{ ml}, K = 6000 \text{ t/m}^2 \text{ (coefficient raideure du sol)}$$

Donc :

$$L_e = 1,491 \text{ m} \Rightarrow L_d = 5,00 \text{ m} \geq 2,341 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Surcharge :

- ✓ Surcharges $Q = 1 \text{ t/m}^2$ réparties sur toute la dalle « C. P. S »;
- ✓ Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se traduit sous l'effet du système B_t , les roues des rangées P_1 et P_2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5,5 t/ml ;
- ✓ La charge de rangée P_1 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'un appui) ;
- ✓ La charge de ranger P_2 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 1,2.

$$\text{Donc : } P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$$

13.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :**➤ Charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{2,006 \times 5^2}{8} = 6,269 \text{ t.m/ml}$$

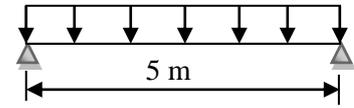
$$T_G = GL/2 = (2,006 \times 5)/2 = 5,015 \text{ t/ml}$$

➤ **Surcharge :**

$$Q=1 \text{ t/ml}$$

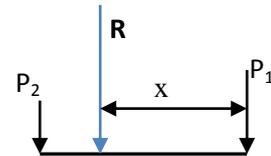
$$M_Q = QL^2/8 = (1 \times 5^2)/8 = 3,25 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = GL/2 = (1 \times 5)/2 = 2.5 \text{ t/ml}$$



➤ **Surcharge d'exploitation :**

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent(P_1, P_2), on applique le théorème de BARRE. [11]



$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 11x = 6,6(1,35 - x) \Rightarrow x = 0,51 \text{ m}$$

1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

$$P_1 = P_K(\text{charge critique}) C = 0,51 \text{ m}$$

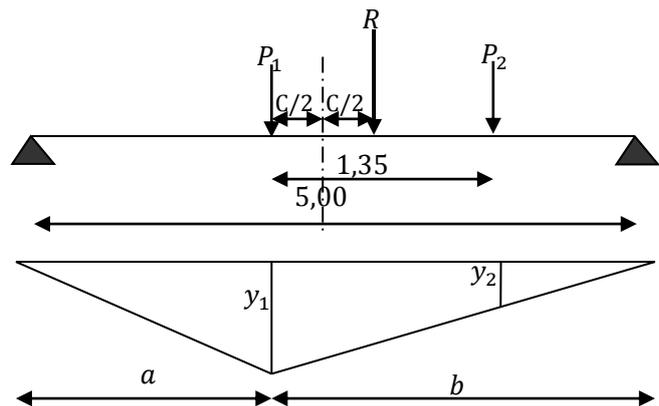
$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = \frac{5,00}{2} + \frac{0,51}{2} = 2,755 \text{ m}$$

$$\text{et } a = 2,245 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,245 \times 2,755}{5} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,237 \times \frac{2,755 - 1,35}{2,755} = 0,631 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 17,772 \text{ t.m/ml}$$



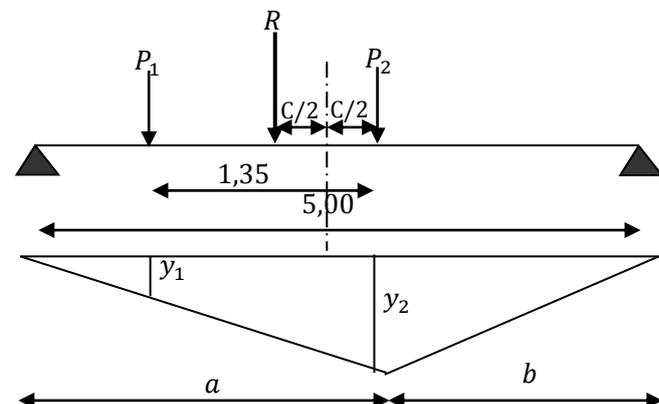
2^{ème} Cas :

La section critique est sous P_2 .

$$b = \frac{L}{2} - \frac{C}{2} = 2,245 \text{ m et } a = 2,755 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,631 \text{ m}$$



$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 15,12 \text{ t. m/ml}$$

Donc le premier cas est le plus défavorable que le 2^{ème} Cas.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 2,245\text{m}$) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 17,772 \text{ t. m/ml}$$

a. Calcul des moments au niveau de la section critique ($x = 2,245\text{m}$):

➤ **Sous la charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{2,006 \times 5}{2} \cdot 2,245 - \frac{2,006 \times 2,245^2}{2} = 6,204 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Sous la surcharge répartie : $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_{sq} = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 3,092 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Combinaisons des efforts ($x = 2,245\text{m}$) :**

$$M_G = 6,204 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,864 \text{ t. m/ml}$$

E. L. U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 41,758 \text{ t. m/ml}$$

E. L. S:

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 31,241 \text{ t. m/ml}$$

b. Calcul des moments à mi- travée :

➤ **Sous les charges permanentes :**

$$M_G = 6,269 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Sous la charge : $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3,125 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Sous la surcharge B_t : P_1 est posée sur $L/2$**

$$M_{sq} = 17,545 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,67 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Combinaison des efforts à mi- travée :**

E. L. U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{41,535 \text{ t. m/ml}}$$

E. L. S:

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{31,073 \text{ t. m/ml}}$$

D'après les calculs, on remarque que la section $x = 2,245\text{m}$ nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 41,758 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = 31,241 \text{ t. m/ml}$$

13.5.2.3. Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple

Donc : $f_{C28} = 27 \text{ MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,27\text{m} ; d' = 0,03\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{41,758}{31,241} = 1,336$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{41,758 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 15,3} = \mathbf{0,374}$$

$$\mu_{bu} = 0,374 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

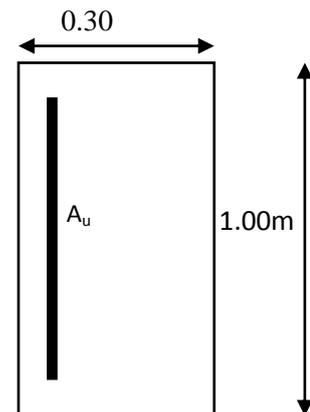
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,623}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,751}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 47.34 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,27^2 \times 15,3 = \mathbf{0,437 \text{ MN.m}}$$



$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,437}{1,336} = \mathbf{0,327 MN. m}$$

$$M_S = 0,31241 \leq M_{ls} = 0,327 \text{ MN. m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b. d^2. \bar{\sigma}_b} = \frac{31,241 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 16,2} = \mathbf{0,2645}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,6859}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,7256}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha. b. d. \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 62,50 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{62,50 \text{ cm}^2}$

Soit : **13 HA 25** ($A_S = 63,81 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \mathbf{7 \text{ cm}}$.

➤ **Dans le sens transversal** : On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{62,50}{4} = \mathbf{15,625 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend : **8 HA 16** ($A_S = 16,08 \text{ cm}^2$), avec : $S_t = \mathbf{12 \text{ cm}}$

a. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec : $T_G = 5,015 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{B_t} = 15,818 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$

$$V_U = 1,35 \times 5,015 + 1,6(15,818 + 2,5) = \mathbf{36,079 \text{ t/ml}}$$

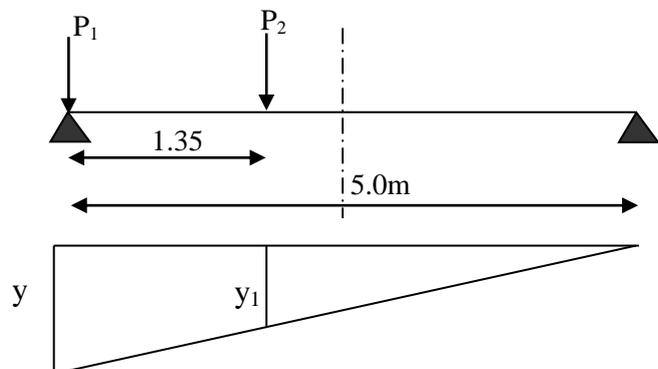
$$\tau_U = \frac{V_U}{d. b_0} = \frac{36,079 \times 10^{-2}}{0,27 \times 1,00} = 1,336 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 1,336 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23. b_0. d. f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23.1,0.27.2,22}{500} = 2,757 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$



b. La nappe supérieure :

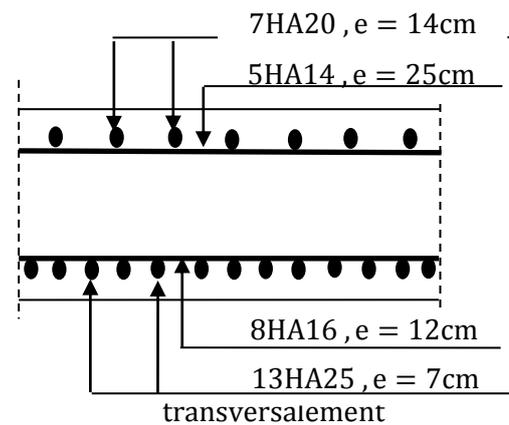
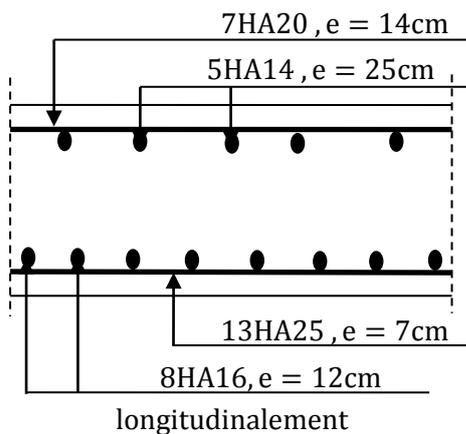
✓ Longitudinalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{3} = 20,83 \text{ cm}^2$

Soit : **7 HA 20** ($A_s = 21,99 \text{ cm}^2$), avec **$S_t = 14 \text{ cm}$**

✓ Transversalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{10} = 6,25 \text{ cm}^2 > 2,757 \text{ cm}^2$

$$A_{sup} = 6,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **54HA 14** ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$), avec **$S_t = 25 \text{ cm}$**

➤ **Schéma de ferrailage :****13.5.3. 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 :

a. 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 :

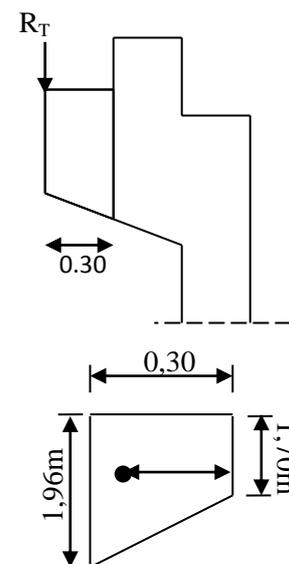
$$R_t = (5,00 \times 0,6 \times 1,8 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,7 \text{ t/ml}$$

➤ La réaction due au poids de revêtement de la chaussée :

$$R_r = (5,00 \times 0,08 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 0,44 \text{ t/ml}$$

➤ La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = \left[(1,7 + 1,96) \times \frac{0,30}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 1,3725 \text{ t/ml}$$



- La réaction due au poids propre du mur garde grève :

$$R_{pG} = \left[(3,2 + 2,86) \times \frac{0,40}{2} \right] 1 \times 2,5 = 3,03 \text{ t/ml}$$

- La réaction due aux surcharges sur remblais $Q=1\text{t/m}^2$:

$$R_s = (5,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$$

b. Moment d'encastrement :

Pour les sollicitations extérieures on prend : $L = 0,3\text{m}$

C.-à-d. R_T est située au bord de la console (cas plus défavorable).

- pour le poids du corbeau propre :

$$L = X_{Gc} = \frac{(0,3 \times 1,7) \times 0,15 + \left[\frac{0,26 \times 0,30}{2} \right] \times 0,30 \left(\frac{1}{3} \right)}{0,51 + 0,039} = 0,146 \text{ cm}$$

- Pour le poids propre du mur garde grève : $L = X_G = 0,25 \text{ cm}$

Donc :

$$M_G = 0,30 \times (1,875 + 2,7 + 0,44) + 0,25 \times 3,03 + 0,146 \times 1,3725$$

$$M_G = \mathbf{2,462 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_Q = 0,30 \times 2,5 = \mathbf{0,75 \text{ t.m/ml}}$$

Combinaison [5]:

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = \mathbf{4,524 \text{ t.m/ml}} \\ M_S = \mathbf{3,362 \text{ t.m/ml}} \end{cases}$$

13.5.3.1. Ferrailage :

On prend une section moyenne de hauteur :

$$H = \frac{1,7 + 1,96}{2} = 1,83\text{m}$$

Donc : $f_{C28} = 27\text{MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 1,78\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{4,524}{3,362} = 1,346$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,524 \times 10^{-2}}{1,00 \times 1,78^2 \times 15,3} = \mathbf{0,000933}$$

$$\mu_{bu} = 0,000933 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,00116}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9995}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 0,58 \text{ cm}^2}$$

E. L. S :

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 1,78^2 \times 15,3 = 19,003 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{19,003}{1,346} = \mathbf{14,118 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,03362 \leq M_{ls} = 14,118 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{3,362 \times 10^{-2}}{1,00 \times 1,78^2 \times 16,2} = \mathbf{0,000655}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,00131}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9995}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 0,79 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{0,79 \text{ cm}^2}$$

Vérification de non fragilité :

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 1,78 \times \frac{2,22}{500} = 18,177 \text{ cm}^2 > A_S = 2,871 \dots \dots \dots \text{ C.N.V}$$

$$\mathbf{Donc : A_S = 18,177 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 6 HA20 (A_S = 18,85 \text{ cm}^2), \quad \text{avec S}_t = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{17.177}{2} = 9,089 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA 14** ($A_{SH} = 9,24\text{cm}^2$), avec **$S_t = 16\text{cm}$**

Finalemment :

$$A_l = 18,177 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 16\text{cm}$$

$$A_t = 9,089 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 16\text{cm}$$

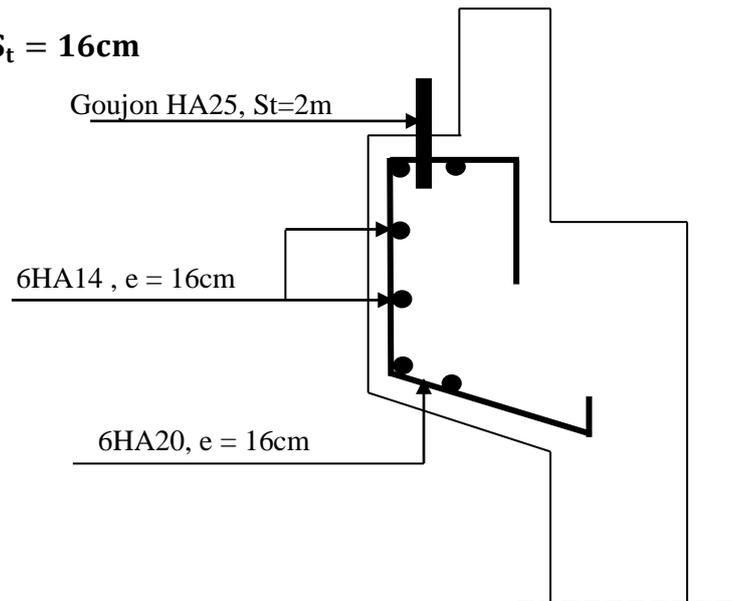


Figure13.4. schéma de ferrailage de corbeau.

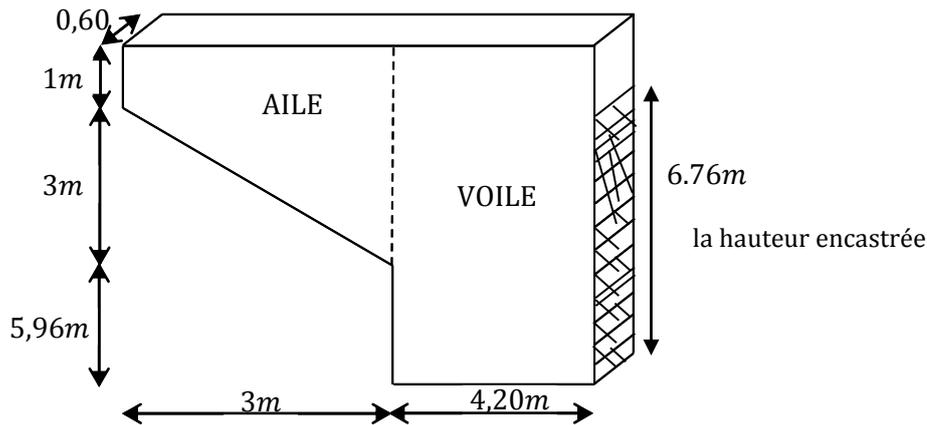
13.5.4. Mur en retour :

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.



✓ **Calcul de la longueur théorique:**

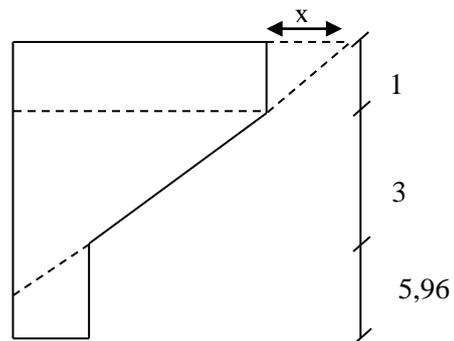
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3}{3} \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{x} \Rightarrow x = 1\text{m.}$$

$$x = 1\text{m}$$

$$\Rightarrow L_{th} = 7,2 + 1 = 8,2\text{m.}$$

$$L_{th} = 8,2\text{m.}$$



13.5.4.1. Étude des sollicitations :

a. L'aile :

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t,

On suppose que l'aile est encastree au mur frontal

➤ **Poussée des terres :**

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$$

➤ **Poussée due à la surcharge :**

$$P_q = q \cdot K_a \cdot h \cdot L$$

On fait les calculs à trois hauteurs pour déterminer les efforts moyens.

K_a : Coefficient de poussée de la terre.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \mathbf{0,271}$$

✓ **H = 4 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3 \times 0,271 \times 4^2 = \mathbf{11,707 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 3 \times 0,271 \times 4 = 3,252 \text{ t}$$

✓ **H = 2,5 m :**

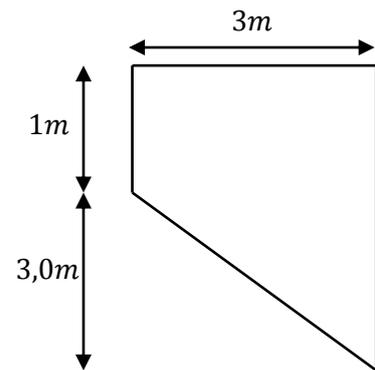
$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3 \times 0,271 \times 2,5^2 = 4,573 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 3 \times 0,271 \times 2,5 = 2,033 \text{ t}$$

✓ **H = 1,0 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3 \times 0,271 \times 1,0^2 = 0,732 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 3 \times 0,271 \times 1 = 0,813 \text{ t}$$



Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 5,672 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 2,033 \text{ t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliques au milieu de l'aile.}$$

b. Voile :

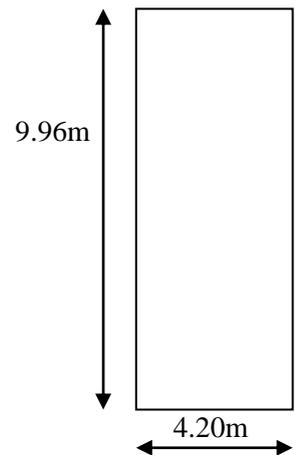
$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 4,2 \times 0,271 \times 9,96^2 = 101,620 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 4,2 \times 0,271 \times 9,96 = 11,336 \text{ t}$$

➤ **Force sismique :**

$$F_{SH} = 0,134 \cdot G$$

$$P_s = 0,30 \times L_{th} = 0,30 \times 8,2 = 2,46 \text{ t}$$



G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 73,998 + 2,46 = 76,458 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,134 \times 52,462 = 7,029 \text{ t}$$

efforts	Bras de levie /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 101,620 \text{ t}$	$\frac{4,2}{2} = 2,1\text{m}$	213,402	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 5,672\text{t}$	$4,2 + \frac{3}{2} = 5,7\text{m}$	32,33	/	/
$P_q = 11,336 \text{ t}$	$\frac{4,2}{2} = 2,1\text{m}$	/	23,506	/
$P_{q \text{ moy}} = 2,033 \text{ t}$	$4,2 + 1,5 = 5,7\text{m}$	/	11,588	/

$F_{SH} = 7.029 \text{ t}$	$\frac{4,2}{2} = 2,1\text{m}$	/	/	14,76
$\Sigma =$		245,732	35,094	14,76

13.5.4.2. Les combinaisons :

E.L.U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{387,889 \text{ t.m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{281,548\text{t.m}}$$

E.L.S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{287,845 \text{ t.m}}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (6,76m) .

Donc :

$$M_U = \frac{387,889}{6,76} = \mathbf{57,380 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{287,845}{6,76} = \mathbf{42,581 \text{ t.m/ml}}$$

13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour :

a. Ferrailage horizontal :

$$b_0 = 1\text{m} \quad , d = 0,55\text{m}$$

$$\gamma = \frac{57,380}{42,581} = 1,348$$

E.L.U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{57,38 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = \mathbf{0,124}$$

$$\mu_{bu} = 0,124 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,166}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9336}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 25,68 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,55^2 \times 15,3 = \mathbf{1,814 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,814}{1,348} = \mathbf{1,3457 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,42581 \leq M_{ls} = 1,3457 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{42,581 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0869}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,1852}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9259}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 34,38 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $\mathbf{A_s = 34,38 \text{ cm}^2}$

Soit : **8HA 25 (39,27 cm²)**, Avec $\mathbf{S_t = 12 \text{ cm}}$

b. Ferrailage de répartition :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{34,38}{4} = \mathbf{8,595 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend: **5 HA 16 (4,5210,05 cm²)** , Avec $\mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$

Remarque :

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré sur toute sa hauteur avec le mur frontal, on doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment créé au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan, d'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :

Partie non encastré au mure frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessité de l'étudier par rapport à son plan d'encastrement P.

13.5.4.4. Evaluation des efforts :

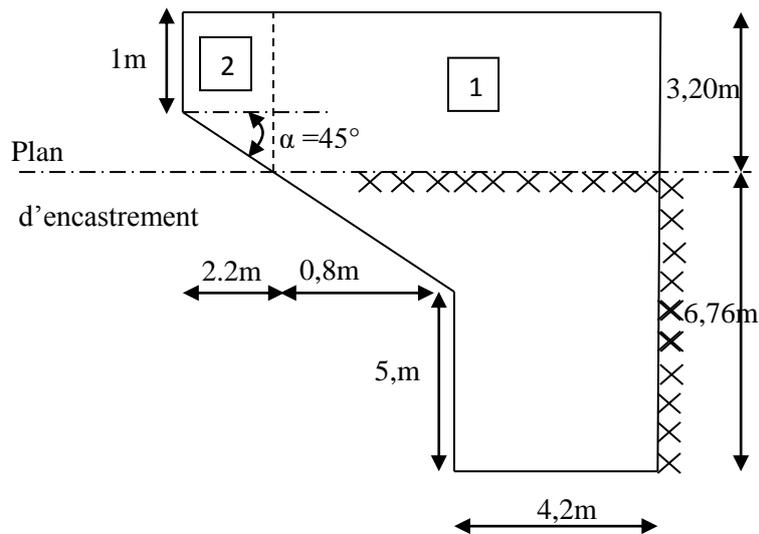


Figure 13.5. Plan d'encastrement du mur en retour.

La section est variable, on la divise en deux parties (1) et (2):

➤ **Partie 1**

✓ **H = 3,2 m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 5 \times 0,271 \times 3,2^2 = 12,488 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 5 \times 0,271 \times 3,2 = 4,336 \text{ t}$$

➤ **Partie 2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

✓ **H = 3,2 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,2 \times 0,271 \times 3,2^2 = 5,495 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,2 \times 0,271 \times 3,2 = 1,908$$

✓ **H = 2,1m:**

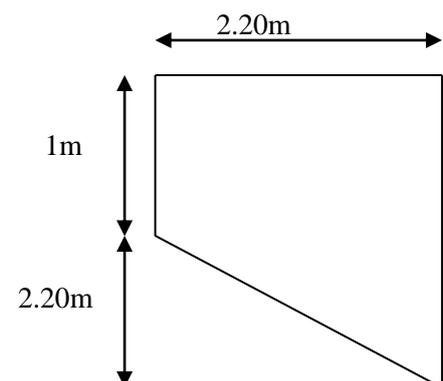
$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,2 \times 0,271 \times 2,1^2 = 2,336 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,2 \times 0,271 \times 2,1 = 1,252 \text{ t}$$

✓ **H = 1m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,2 \times 0,271 \times 1^2 = 0,537 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,2 \times 0,271 \times 1 = 0,596 \text{ t}$$



Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 2,789 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 1,252 \text{ t} \end{cases}$$

Ces forces sont appliques au milieu de l'aile $H = 1,6 \text{ m}$.

➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,134G$$

Avec : $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$.

$$P_1 + P_2 = [(5 \times 3,2) + \{(1 \times 2,2) + (0,5 \times 2,2 \times 2,2)\}] \times 0,6 \times 2,5 = 30,93 \text{ t}$$

$$P_3 = 0,30 \times L_{th} = 0,3 \times 8,2 = 2,46 \text{ t}$$

G : Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure ($G = 33,39 \text{ t}$).

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,134 \times 33,39 = 4,474 \text{ t}$$

Effort	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 12,488$	$\frac{3,2}{3} = 1,067 \text{ m}$	13,325	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 2,789$	$3,2 - \frac{2 \times 2,1}{3} = 1,8 \text{ m}$	5,020		
$P_q = 4,336 \text{ t}$	$\frac{3,2}{2} = 1,6 \text{ m}$	/	6,938	/
$P_{q \text{ moy}} = 1,252 \text{ t}$	$3,2 - \frac{2,1}{2} = 1,05$	/	1,315	/
$F_{SH} = 4,474 \text{ t}$	$\frac{3,2}{2} = 1,6 \text{ m}$	/	/	4,474
$\Sigma =$		18,345	8,253	4,474

➤ **Les combinaisons :**

E. L. U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{37,971 \text{ t. m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{27,771 \text{ t. m}}$$

E. L. S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{28,249 \text{ t. m}}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (5m) .

Donc :

$$M_U = \frac{0.37971}{5} = \mathbf{0,075942 \text{ MN. m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{0.28249}{5} = \mathbf{0,056498 \text{ MN. m/ml}}$$

13.5.4.5. Ferrailage :

$$b_0 = 1\text{m} , d = 0,55\text{m} , d' = 0,05$$

$$\gamma = \frac{0,0759}{0,0565} = 1,365$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,594 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0164}$$

$$\mu_{bu} = 0,0164 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0207}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,992}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 3,2 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,55^2 \times 15,3 = \mathbf{1,814 \text{ MN. m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,814}{1,365} = \mathbf{1,329 \text{ MN. m}}$$

$$M_S = 0,056498 \leq M_{ls} = \mathbf{1,329 \text{ MN. m}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{56,498 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0115}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0232}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,991}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = \mathbf{4,30 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = \mathbf{4,30 \text{ cm}^2}$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($8,595\text{cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 4,30\text{cm}^2$), donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

a. Vérification de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 5,61\text{cm} < 8,595 \dots\dots\dots C.N$$

b. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(12,488 + 2,789) + 1,6(4,336 + 1,252) = 29,56 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{29,56}{5} = 5,912 \text{ t/ml}$$

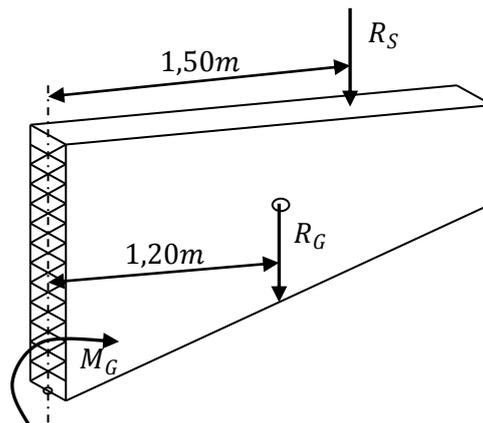
$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{5,912 \times 10^{-2}}{0,55 \times 1,00} = 0,107 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,107 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$$

On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.6. Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale) :



L'aile du mur est assimilé à une console encastree au voile du mur, donc il faut un ferrailage au niveau des fibres supérieure pour équilibrer son poids plus superstructure qui créer un moment au niveau de son encastrement.

$$P_s = \text{poids de la superstructure}$$

$$P_s = 0,3 \times 3 = \mathbf{0,9\ t}$$

$$P_G = \text{poids propre} = \mathbf{11,25\ t}$$

$$M_G = 1,20 \times 11,25 + 0,9 \times 1,5 = \mathbf{14,85\ t.m}$$

a. Combinaison :

E. L. U :

$$M_U = 1,35 \times 14,85 = \mathbf{20,048\ t.m}$$

E. L. S :

$$M_{\text{ser}} = \mathbf{14,85\ t.m}$$

b. Ferrailage :

$$b_0 = 0,60\text{m} \quad , \quad d = 3,95\text{m}$$

$$\gamma = \frac{0,20048}{0,1485} = 1,35$$

E. L. U :

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{20,048 \times 10^{-2}}{0,6 \times 3,95^2 \times 15,3} = \mathbf{0,00139}$$

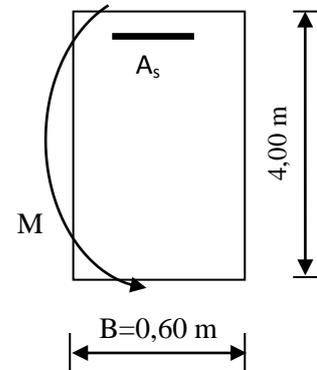
$$\mu_{\text{bu}} = 0,00139 < \mu_{\text{lu}} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = \mathbf{0,00174}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,999}$$

$$A_{\text{su}} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{\text{su}}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{su} = 1,18\ \text{cm}^2}$$



E. L. S :

$$M_{\text{lu}} = \mu_{\text{lu}} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}} = 0,392 \times 0,60 \times 3,95^2 \times 15,3 = \mathbf{56,147\ \text{MN.m}}$$

$$M_{\text{ls}} = \frac{M_{\text{lu}}}{\gamma} = \frac{56,147}{1,350} = \mathbf{41,59\ \text{MN.m}}$$

$$M_S = 0,2048 \leq M_{\text{ls}} = 41,59\ \text{MN.m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{14,85 \times 10^{-2}}{0,60 \times 3,95^2 \times 16,20} = \mathbf{0,000979}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{\text{ser}}} \right) = 0,00196 \quad . \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,999$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{ser}} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

c. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 24,20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

Donc : $A_s = 24,20 \text{ cm}^2$ soit : **5 HA25** ($A_s = 24,54 \text{ cm}^2$), en deux nappes avec un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$.

d. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(0,9 + 11,25) = 16,403 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{16,403 \times 10^{-2}}{0,60 \times 3,95} = 0,069 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,069 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \quad \Rightarrow$$

On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.7. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive):

a. Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{34,38}{10} = 3,438 \text{ cm}^2$$

On adopte :

3 HA 14 avec: $S_t = 33 \text{ cm}$

b. Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{8,595}{2} = 4,29 \text{ cm}^2$$

On adopte :

3HA14 Avec : $S_t = 33 \text{ cm}$

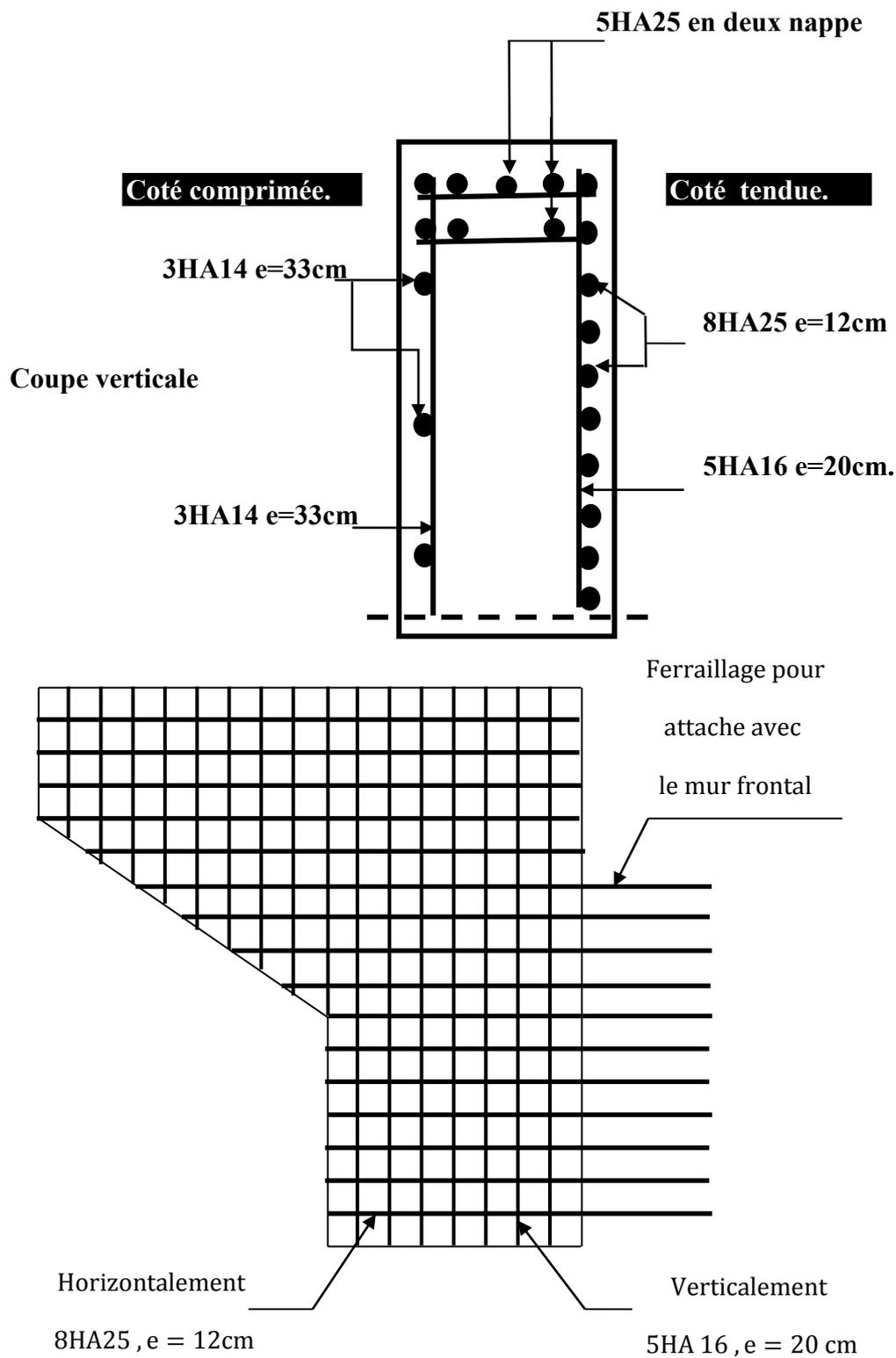


Figure 13.6. plan du ferrailage du mur en routeur.

13.5.5. Mur frontal :**13.5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal :**

Il est soumis aux efforts suivants :

➤ **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 $F = 0,134G$ (Tablier + Culée).

➤ **Efforts normaux :**

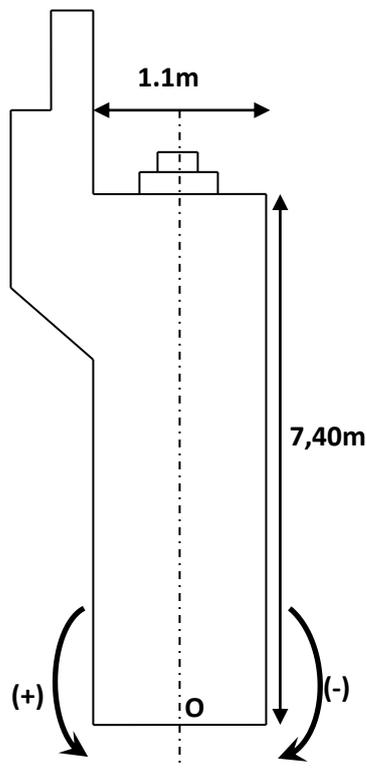
- ✓ Poids du tablier.
- ✓ Les éléments de la culée.
- ✓ Surcharges sur tablier.

Remarque :

Pour les signes des moments par rapport au point(O).

(-) : Moment stabilisateur

(+) : Moment de renversement



Calcul des sollicitations :

désignation		P(t)	$F_H = \epsilon_H \cdot p$	$F_V = (1 + \epsilon_v) \cdot p$	H m	V m	$M_s = F_v H$	$M_r = F_h V$
Mur garde grève	CN	40.283	0,000	40,283	0,75	8,43	30,212	0,000
	SH	40.283	5,398	40,283	0,75	8,43	30,212	45,505
	SH+SV1	40.283	5,398	34,885	0,75	8,43	26,164	45,505
	SH+SV2	40.283	5,398	45,681	0,75	8,43	34,261	45,505
Corbeau	CN	17.979	0,000	17,979	1,09	8,13	19,597	0,000
	SH	17.979	2,409	17,979	1,09	8,13	19,597	19,585
	SH+SV1	17.979	2,409	15,570	1,09	8,13	16,971	19,585
	SH+SV2	17.979	2,409	20,388	1,09	8,13	22,223	19,585
Mur en retour	CN	147.99	0,000	147,996	6,41	5,52	948,65	0,000
	SH	147.99	19,831	147,996	6,41	5,52	948,65	109,467
	SH+SV1	147.99	19,831	128,165	6,41	5,52	821,53	109,467
	SH+SV2	147.99	19,831	167,827	6,41	5,52	1075,7	109,467
Mur frontal	CN	266.58	0,000	266,585	0	3,7	0,000	0,000
	SH	266.58	35,722	266,585	0	3,7	0,000	132,171
	SH+SV1	266.58	35,722	230,863	0	3,7	0,000	132,171
	SH+SV2	266.58	35,722	302,307	0	3,7	0,000	132,171
Total culée à vide	CN	472,84	0,000	472,843	/	/	998,46	0,000
	SH	472,84	63,360	472,843	/	/	998,46	306,729
	SH+SV1	472,84	63,360	409,483	/	/	864,67	306,729
	SH+SV2	472,84	63,360	536,203	/	/	1132,2	306,729
Dalle de transition	CN	44.625	0,000	44,625	3,45	9,21	153,95	0,000
	SH	44.625	5,980	44,625	3,45	9,21	153,95	55,076
	SH+SV1	44.625	5,980	38,645	3,45	9,21	133,32	55,076
	SH+SV2	44.625	5,980	50,605	3,45	9,21	174,58	55,076
Remblais sur la dalle de transition	CN	64.26	0,000	64,260	3,45	9,21	221,69	0,000
	SH	64.26	8,611	64,260	3,45	9,21	221,69	79,307
	SH+SV1	64.26	8,611	55,649	3,45	9,21	191,98	79,307
	SH+SV2	64.26	8,611	72,871	3,45	9,21	251,40	79,307
Remblais sur la semelle	CN	896.04	0,000	896,040	2,65	4,98	2374,5	0,000
	SH	896.04	120,06	896,040	2,65	4,98	2374,5	597,944
	SH+SV1	896.04	120,06	775,971	2,65	4,98	2056,3	597,944
	SH+SV2	896.04	120,06	1016,109	2,65	4,98	2692,6	597,944
La surcharge Q (t/m ²)	CN	59.5	0,000	59,500	3,45	9,96	205,27	0,000
	SH	59.5	7,973	59,500	3,45	9,96	205,27	79,411
	SH+SV1	59.5	7,973	51,527	3,45	9,96	177,76	79,411
	SH+SV2	59.5	7,973	67,473	3,45	9,96	232,78	79,411
Total culée + remblais	CN	1537,2	0,000	1537,268	/	/	3953,8	0,000
	SH	1537,2	205,99	1537,268	/	/	3953,8	1118,46
	SH+SV1	1537,2	205,99	1331,275	/	/	3424,0	1118,46
	SH+SV2	1537,2	205,99	1743,261	/	/	4483,7	1118,46

➤ Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

désignation		K_{ah}	les poids (t)	P	V	V	$Mr=P*V$
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	0,271	0,5x1, 8x0,271x9,96 ² x13,1	316,958	[9.96/3]	3,32	1052,301
	SH	0,352	0,5x1,8x0,352x9,96 ² x13.1	411,695	[9.96/3]	3,32	1366,827
	SH+SV1	0,317	0,5x1,8x0,317x9,96 ² x13.1	370,759	[9.96/3]	3,32	1230,920
	SH+SV2	0,386	0,5x1,8x0,386x9,96 ² x13.1	451,461	[9.96/3]	3,32	1498,851
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,271	0,271x9,96x13.1	35,359	[9.96/2]	4,98	176,088
	SH	0,352	0,352x9,96x13.1	45,928	[9.96/2]	4,98	228,721
	SH+SV1	0,317	0,317x9,96x13.1	41,361	[9.96/2]	4,98	205,978
	SH+SV2	0,386	0,386x9,96x13.1	50,364	[9.96/2]	4,98	250,813
Total	CN	/	/	352,317	/	/	1228,388
	SH	/	/	457,623	/	/	1595,549
	SH+SV1	/	/	412,12	/	/	1436,898
	SH+SV2	/	/	501,825	/	/	1749,663

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 460,863$ t.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 182,703$ t.

désignation		Réaction	$F_h=\varepsilon_H*P$	$F_v=(1\pm\varepsilon_v)P$	H m	V m	$M_s=F_v*H$	$M_r=F_h*V$
Permanente (Tablier)	CN	460.863	0	460,863	-0,05	7,7	-23,043	0,000
	SH	460.863	61,756	460,863	-0,05	7,7	-23,043	475,521
	SH+SV1	460.863	61,756	399,107	-0,05	7,7	-19,955	475,521
	SH+SV2	460.863	61,756	522,619	-0,05	7,7	-26,131	475,521
Surcharge (D240)	CN	182.703	0	182,703	-0,05	9,96	-9,135	0,000
	SH	182.703	24,482	182,703	-0,05	9,96	-9,135	243,841
	SH+SV1	182.703	24,482	158,221	-0,05	9,96	-7,911	243,841
	SH+SV2	182.703	24,482	207,185	-0,05	9,96	-10,359	243,841

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

$$H_{r,fl,T} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale. Pour les ponts routiers : $G = 80 \text{ t/m}^2$.

T : L'épaisseur totale de l'élastomère. **T = 6 cm** (Chapitre d'équipement)

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. **a = 45 cm**, **b = 40 cm**

Δ_{fl} , Δ_r , Δ_T : sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta_{fl} = 1,68 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,585 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 0,39 \text{ cm}$$

$$H_r = \frac{80 \times 0,45 \times 0,40 \times 0,00585}{0,06} = 1,404 \text{ t}$$

$$H_{fl} = 4,032 \text{ t}$$

$$H_T = 0,936 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,T} = 1,404 + 4,032 + 0,936 = 6,372 \text{ t/1 appareil}$$

$$\Rightarrow H_{r,fl,T} = 6,372 \times 5 = 31,86 \text{ t}$$

	F_H (t)	V (m)	M_{F_H0} (t. m/ml)
B_C	15,00	7,7	115,5
(T + F + R)	31,86	7,7	245,322

❖ **Tableau récapitulatif :**

Désignation		$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	Hm	V m	$M_s = F_v H$	$M_r = F_h * V$
Total culée + remblais	CN	0,000	1537,268	/	/	3953,898	0,000
	SH	205,993	1537,268	/	/	3953,898	1118,467
	SH+SV1	205,993	1331,275	/	/	3424,078	1118,467
	SH+SV2	205,993	1743,261	/	/	4483,718	1118,467
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	316,958	/	0,000	3,32	0,000	1052,301
	SH	411,695	/	0,000	3,32	0,000	1366,827
	SH+SV1	370,759	/	0,000	3,32	0,000	1230,920
	SH+SV2	451,461	/	0,000	3,32	0,000	1498,851
Permanente (Tablier)	CN	0	460,863	-0,05	7,7	-23,043	0,000
	SH	61,756	460,863	-0,05	7,7	-23,043	475,521

	SH+SV1	61,756	399,107	-0,05	7,7	-19,955	475,521
	SH+SV2	61,756	522,619	-0,05	7,7	-26,131	475,521
Surcharge sur MGG et MF	CN	35,359	/	0.000	4,98	0	176,088
	SH	45,928	/	0.000	4,98	0	228,721
	SH+SV1	41,361	/	0.000	4,98	0	205,978
	SH+SV2	50,364	/	0.000	4,98	0	250,813
Surcharge (D240)	CN	0	182,703	-0,05	9,96	-9,135	0,000
	SH	24,482	182,703	-0,05	9,96	-9,135	243,841
	SH+SV1	24,482	158,221	-0,05	9,96	-7,911	243,841
	SH+SV2	24,482	207,185	-0,05	9,96	-10,359	243,841
Bc freinage	CN	15	0.000	/	7,7	115,5	0.000
	SH	15	0.000	/	7,7	115,5	0.000
	SH+SV1	15	0.000	/	7,7	115,5	0.000
	SH+SV2	15	0.000	/	7,7	115,5	0.000
La surcharge Q (t/m2)	CN	0,00	59,500	3,45	9,96	205,275	0,00
	SH	7,973	59,500	3,45	9,96	205,275	79,411
	SH+SV1	7,973	51,527	3,45	9,96	177,768	79,411
	SH+SV2	7,973	67,473	3,45	9,96	232,782	79,411
T+R+F	CN	31,86	0.000	/	7,7	0.000	245,322
	SH	31,86	0.000	/	7,7	0.000	245,322
	SH+SV1	31,86	0.000	/	7,7	0.000	245,322
	SH+SV2	31,86	0.000	/	7,7	0.000	245,322

➤ **Les charges permanentes :**

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	316,958	1998,131	3930,855	1052,301
SH	679,444	1998,131	3930,855	2960,815
SH+SV1	638,508	1730,382	3404,123	2824,908
H+SV2	719,210	2265,880	4457,587	3092,839

➤ Les surcharges :

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	50,359	242,203	311,640	176,088
SH	93,383	242,203	311,640	551,973
H+SV1	88,816	209,748	285,357	529,230
SH+SV2	97,819	274,658	337,923	574,065

➤ R+F+T :

	Fh	Fv	MS=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	31,860	/	/	245,322
SH	31,860	/	/	245,322
SH+SV1	31,860	/	/	245,322
SH+SV2	31,860	/	/	245,322

1. Combinaison :

CN :

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS: } G + 1,2Q + 0,6T$$

Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	M_{Fv}(-)	M_{Fh}(+)
CN : ELU	533,956	3085	5805,28	1898,6
CN : ELS	396,505	2288,77	4304,82	1410,8

cs: $G + Q + 0,6$

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	M_{Fv}(-)	M_{Fh}(+)
SH+SV2	836,145	2540,54	4795,51	3814,1

13.5.5.2. Vérification du flambement de mur :

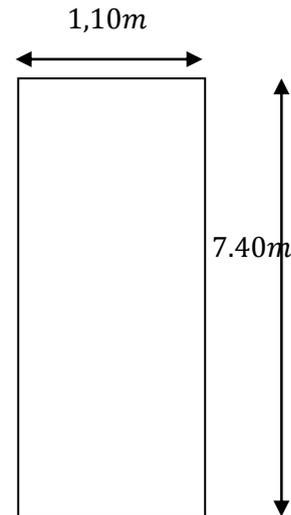
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } l_f = 0,707 \times 7,40 = 5,2318\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } B = 1 \times 7,40 = 7,40\text{m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,1 \times 7,40^3}{12} = 37,145 \text{ m}^4$$

Donc:

$$i = \sqrt{\frac{37,145}{7,40}} = 2,2404$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{5,2318}{2,2404} = 2,2404 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) M = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

Alors le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*), en prend une bonde de 1ml de largeur.

$$N_U = \frac{30,85}{13,1} = \frac{2,3549618\text{MN}}{\text{m}}$$

$$N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{2,2404}{35}\right)^2 = 1,000819$$

$$N_U^* = 2,3549618 \times 1,000819 = 2,35689 \text{ MN/ml}$$

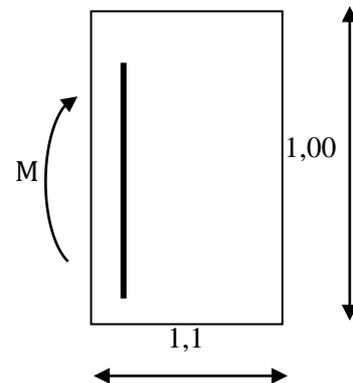
$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad , \quad \text{avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{3906,68}{3085} = 1,2663 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2\text{cm}; \frac{7,40}{250}\right) = 0,0296\text{m}$$

Donc :

$$M_U^* = 2,35689 \times (1,2663 + 0,0296) = 3,05429375 \text{ MN/ml}$$

**13.5.5.3. Calcul des armatures :**

Après le calcul (avec SOCOTEC) on trouve que : $A_S = 55,16\text{cm}^2$

Donc on prend la section :

soit : **8 HA 32** ($A_S=64,34\text{cm}^2$) avec $S_t=12,5\text{cm}$.

a. Ferrailage horizontal :(dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{836,145}{7,40} = 1129,9256 \text{ KN/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^\circ$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{1129,9256 \times 10^{-3}}{1 \times 1,05} = 1,076 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00269 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t > 5,38 \text{ cm}^2.$$

b. Vérification du pourcentage :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,1076 \text{ cm}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Donc :

$$A_t > 2,152 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$$A_t = 6,16 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 4 \text{ HA } 14, \text{ avec: } S_t = 25 \text{ cm}.$$

c. Armatures à droite:(ferrailage vertical)

$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{55,16}{3} = 18,386 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 25 (A = 19,64 \text{ cm}^2), \text{ Avec: } S_t = 25 \text{ cm}.$$

d. Armatures à droite:(ferrailage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{6,16}{2} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Soit: $4 \text{ HA } 10 (A = 3,14 \text{ cm}^2), \text{ Avec: } S_t = 25 \text{ cm}.$

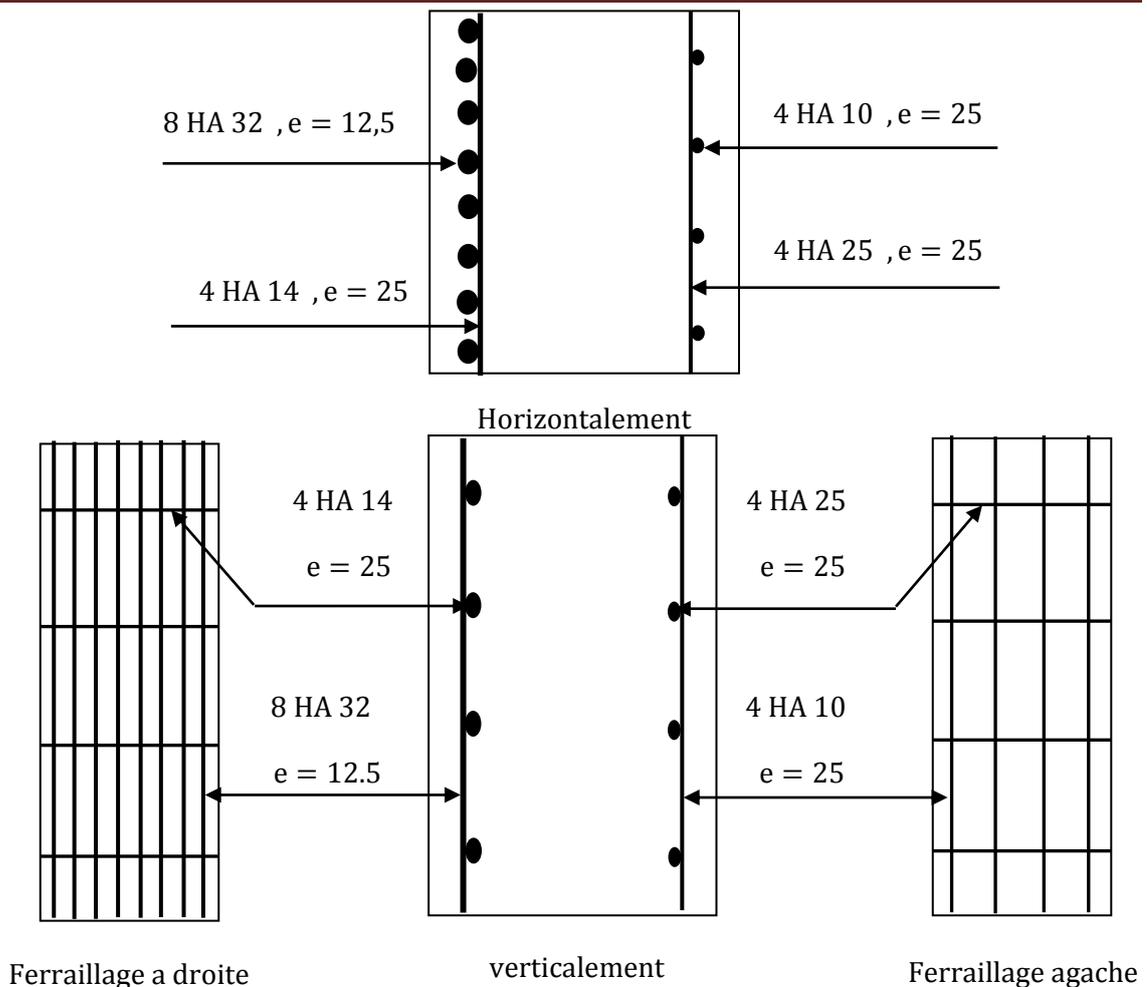


Figure 13.7. plan de ferrailage.

13.6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée :

La semelle sous culée est une semelle reposant sur des pieux.

13.6.1. Les sollicitations :

désignation		P(t)	$F_H = \epsilon_H$	$F_v = (1 + \epsilon_v)$	H m	V m	$M_s = F_v$	$M_r = F_h$
Mur garde grève	CN	40,28	0,000	40,283	0,7	10,	32,025	0,000
	SH	40,28	5,398	40,283	0,7	10,	32,025	55,259
	SH+SV1	40,28	5,398	34,885	0,7	10,	27,734	55,259
	SH+SV2	40,28	5,398	45,681	0,7	10,	36,316	55,259
Corbeau	CN	17,97	0,000	17,979	1,1	9,9	20,604	0,000
	SH	17,97	2,409	17,979	1,1	9,9	20,604	23,938
	SH+SV1	17,97	2,409	15,570	1,1	9,9	17,843	23,938
	SH+SV2	17,97	2,409	20,388	1,1	9,9	23,365	23,938
Mur en retour	CN	147,9	0,000	147,996	6,4	7,3	956,05	0,000
	SH	147,9	19,83	147,996	6,4	7,3	956,05	145,24
	SH+SV1	147,9	19,83	128,165	6,4	7,3	827,94	145,24
	SH+SV2	147,9	19,83	167,827	6,4	7,3	1084,1	145,24

Mur frontal	CN	266,5	0,000	266,585	0,0	5,5	13,329	0,000
	SH	266,5	35,72	266,585	0,0	5,5	13,329	196,47
	SH+SV1	266,5	35,72	230,863	0,0	5,5	11,543	196,47
	SH+SV2	266,5	35,72	302,307	0,0	5,5	15,115	196,47
Semelle	CN	589,6	0,000	589,680	0,0	0,9	0,000	0,000
	SH	589,6	79,01	589,680	0,0	0,9	0,000	71,115
	SH+SV1	589,6	79,01	510,663	0,0	0,9	0,000	71,115
	SH+SV2	589,6	79,01	668,697	0,0	0,9	0,000	71,115
Total culée à vide	CN	472,8	0,000	472,843	/	/	1022,0	0,000
	SH	472,8	63,36	472,843	/	/	1022,0	492,02
	SH+SV1	472,8	63,36	536,203	/	/	1158,9	492,02
	SH+SV2	44,62	0,000	44,625	3,5	11,	156,18	0,000
Dalle de transition	CN							
	SH	44,62	5,980	44,625	3,5	11,	156,18	65,840
	SH+SV1	44,62	5,980	38,645	3,5	11,	135,25	65,840
	SH+SV2	44,62	5,980	50,605	3,5	11,	177,11	65,840
Remblais sur la dalle de transition	CN	64,26	0,000	64,260	3,5	11,	224,91	0,000
	SH	64,26	8,611	64,260	3,5	11,	224,91	94,807
	SH+SV1	64,26	8,611	55,649	3,5	11,	194,77	94,807
	SH+SV2	64,26	8,611	72,871	3,5	11,	255,04	94,807
Remblais sur la semelle	CN	896,0	0,000	896,040	2,7	6,7	2419,3	0,000
	SH	896,0	120,0	896,040	2,7	6,7	2419,3	814,06
	SH+SV1	896,0	120,0	775,971	2,7	6,7	2095,1	814,06
	SH+SV2	896,0	120,0	1016,109	2,7	6,7	2743,4	814,06
La surcharge Q (t/m2)	CN	59,50	0,000	59,500	3,5	11,	208,25	0,000
	SH	59,50	7,973	59,500	3,5	11,	208,25	93,762
	SH+SV1	59,50	7,973	51,527	3,5	11,	180,34	93,762
	SH+SV2	59,50	7,973	67,473	3,5	11,	236,15	93,762
Total culée + remblais	CN	1537,	0,000	1537,268	/	/	4030,6	0,000
	SH	1537,	205,9	1537,268	/	/	4030,6	1560,5
	SH+SV1	1537,	205,9	1331,275	/	/	3490,5	1560,5
	SH+SV2	1537,	205,9	1743,261	/	/	4570,7	1560,5

➤ **Poussée dues aux terres et surcharges :**

désignation		K_{ah}	les poids (t)	P	V	V(m)	Mr=PV
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,271	$0,5 \times 1,8 \times 0,271 \times 9,96^2 \times 13,1$	316,958	$[9,96/3]+1,8$	5,120	1622,825
	SH	0,352	$0,5 \times 1,8 \times 0,352 \times 9,96^2 \times 13,1$	411,695	$[9,96/3]+1,8$	5,120	2107,878
	SH+SV1	0,317	$0,5 \times 1,8 \times 0,317 \times 9,96^2 \times 13,1$	370,759	$[9,96/3]+1,8$	5,120	1898,286
	SH+SV2	0,386	$0,5 \times 1,8 \times 0,386 \times 9,96^2 \times 13,1$	451,461	$[9,96/3]+1,8$	5,120	2311,480
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,271	$0,5 \times 1,8 \times 0,271 \times (1,8)^2 \times 13,65$	10,787	1,8/3	0,60	6,472
	SH	0,352	$0,5 \times 1,8 \times 0,352 \times (1,8)^2 \times 13,65$	14,011	1,8/3	0,60	8,407
	SH+SV1	0,317	$0,5 \times 1,8 \times 0,317 \times (1,8)^2 \times 13,65$	12,618	1,8/3	0,60	7,571

	SH+SV2	0,386	$0,5 \times 1,8 \times 0,386 \times (1,8)^2 \times 13,65$	15,364	1,8/3	0,60	9,218
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,271	$0,271 \times 9,96 \times 13,1$	35,359	$[9,96/2]+1,8$	6,780	239,734
	SH	0,352	$0,352 \times 9,96 \times 13,1$	45,928	$[9,96/2]+1,8$	6,780	311,392
	SH+SV1	0,317	$0,317 \times 9,96 \times 13,1$	41,361	$[9,96/2]+1,8$	6,780	280,428
	SH+SV2	0,386	$0,386 \times 9,96 \times 13,1$	50,364	$[9,96/2]+1,8$	6,780	341,468
Surcharge sur la semelle	CN	0,271	$1 \times 0,271 \times 1,8 \times 13,65$	6,658	1,8/2	0,900	5,992
	SH	0,352	$1 \times 0,352 \times 1,8 \times 13,65$	8,649	1,8/2	0,900	7,784
	SH+SV1	0,317	$1 \times 0,317 \times 1,8 \times 13,65$	7,789	1,8/2	0,900	7,010
	SH+SV2	0,386	$1 \times 0,386 \times 1,8 \times 13,65$	9,484	1,8/2	0,900	8,536
Total	CN	/	/	352,317	/	/	1875,023
	SH	/	/	457,623	/	/	2435,461
	SH+SV1	/	/	412,120	/	/	2193,295
	SH+SV2	/	/	501,825	/	/	2670,702

➤ **Les sollicitations dues au tablier :**

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{\max} = 460,863 \text{ t}$.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{\max} = 182,703 \text{ t}$.

désignation		Réaction	$F_h = \varepsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \varepsilon_V) P$	H m	V m	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Permanente (Tablier)	CN	460,863	0	460,863	0,000	9,500	0,000	0,000
	SH	460,863	61,756	460,863	0,000	9,500	0,000	586,682
	SH+SV1	460,863	61,756	399,107	0,000	9,500	0,000	586,682
	SH+SV2	460,863	61,756	522,619	0,000	9,500	0,000	586,682
Surcharge (D240120)	CN	182,703	0	182,703	0,000	11,760	0,000	0,000
	SH	182,703	24,482	182,703	0,000	11,760	0,000	287,908
	SH+SV1	182,703	24,482	158,221	0,000	11,760	0,000	287,908
	SH+SV2	182,703	24,482	207,185	0,000	11,760	0,000	287,908

➤ **Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :**

	$F_H(t)$	V(m)	$M_{F_H0}(t. m/ml)$
B_C	15	9.50	142.50
(T + F + R)	31.86	9.50	302.670

➤ **Tableau récapitulatif :**

Désignation		$F_h = \varepsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \varepsilon_v) * P$	Hm	V m	$M_s = F_v H$	$M_r = F_h * V$
Total culée + remblais	CN	0	1537,268	/	/	4030,668	0
	SH	205,993	1537,268	/	/	4030,668	1560,503
	SH+SV1	205,993	1331,275	/	/	3490,561	1560,503
	SH+SV2	205,993	1743,261	/	/	4570,775	1560,503
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	316,958	/	0	5,12	0	1622,825
	SH	411,695	/	0	5,12	0	2107,878
	SH+SV1	370,759	/	0	5,12	0	1898,286
	SH+SV2	451,461	/	0	5,12	0	2311,48
Permanente (Tablier)	CN	0	460,863	0,000	9,500	0,000	0,000
	SH	61,756	460,863	0,000	9,500	0,000	586,682
	SH+SV1	61,756	399,107	0,000	9,500	0,000	586,682
	SH+SV2	61,756	522,619	0,000	9,500	0,000	586,682
Poussée de la terre sur la semelle	CN	10,787	/	0	0,6	0	6,472
	SH	14,011	/	0	0,6	0	8,407
	SH+SV1	12,618	/	0	0,6	0	7,571
	SH+SV2	15,364	/	0	0,6	0	9,218
La surcharge Q (t/m2)	CN	0	59,5	3,5	11,76	208,25	0
	SH	7,973	59,5	3,5	11,76	208,25	93,762
	SH+SV1	7,973	51,527	3,5	11,76	180,345	93,762
	SH+SV2	7,973	67,473	3,5	11,76	236,156	93,762
Surcharge sur MGG et MF	CN	35,359	/	/	6,78	/	239,734
	SH	45,928	/	/	6,78	/	311,392
	SH+SV1	41,361	/	/	6,78	/	280,428
	SH+SV2	50,364	/	/	6,78	/	341,468
Surcharge (D240)	CN	0	182,703	0,000	11,760	0,000	0,000
	SH	24,482	182,703	0,000	11,760	0,000	287,908
	SH+SV1	24,482	158,221	0,000	11,760	0,000	287,908
	SH+SV2	24,482	207,185	0,000	11,760	0,000	287,908
Bc freinage	CN	/	15	/	9,5	142,5	/
	SH	/	15	/	9,5	142,5	/
	SH+SV1	/	15	/	9,5	142,5	/
	SH+SV2	/	15	/	9,5	142,5	/
Poussée du Surcharge sur la semelle	CN	6,658	/	/	0,9	/	5,992
	SH	8,649	/	/	0,9	/	7,784
	SH+SV1	7,789	/	/	0,9	/	7,01
	SH+SV2	9,484	/	/	0,9	/	8,536
T+R+F	CN	31,86	0	/	9,5	0	302,67
	SH	31,86	0	/	9,5	0	302,67
	SH+SV1	31,86	0	/	9,5	0	302,67
	SH+SV2	31,86	0	/	9,5	0	302,67

➤ Les charges permanentes:

	F_h	F_v	MFV=F_v*H	MFh=Fh*V
CN	327,745	1998,131	4030,668	1629,297
SH	693,455	1998,131	4030,668	4263,470
SH+SV1	651,126	1730,382	3490,561	4053,042
SH+SV2	734,574	2265,880	4570,775	4467,883

➤ Les surcharges :

	F_h	F_v	MFV=F_v*H	MFh=Fh*V
CN	42,017	257,203	350,750	245,726
SH	87,032	257,203	350,750	700,846
SH+SV1	81,605	224,748	322,845	669,108
SH+SV2	92,303	289,658	378,656	731,674

➤ R+F+T :

	F_h	F_v	MFV=F_v*H	MFh=Fh*V
CN	31,860	/	/	302,670
SH	31,860	/	/	302,670
SH+SV	31,860	/	/	302,670
SH+SV	31,860	/	/	302,670

13.6.2. Combinaison :

CN :

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS: } G + 1,2Q + 0,6T$$

CS:

$$G + Q + 0,6T$$

Condition Normale				
Etat	F_h	F_v	MFv(-)	MFh(+)
ELU	535,171	3109,002	6002,602	2834,849
ELS	397,281	2306,775	4451,568	2105,770

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV2	845,993	2555,538	4949,431	5381,1593

➤ **Combinaisons** : Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Avec : $M_{nette} = |M_{FH} - M_{FV}|$

		F _H (t)	F _V (t)	M _{nette} (t. m)
E. L. S	CN	397,281	2306,775	2345,798
E. L. U	CN	535,171	3109,002	3167,753
	CS	845,993	2555,538	431,728

13.6.3. Effort revenant à chaque pieu :

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec : n nombre de pieux (12 pieux)

• **Exemple de calcul :**

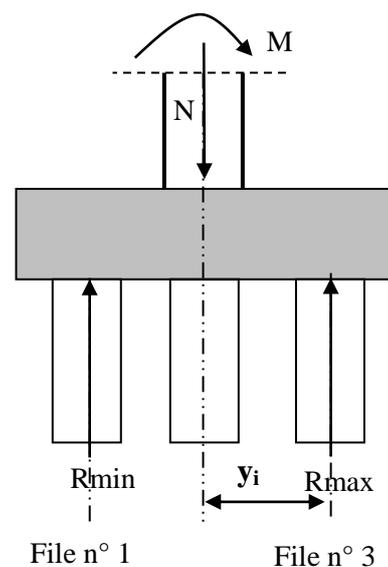
Condition normale (ELU) :

On a : $N = 3109,002t$.

$M = 3167,753t.m$

$$R_{max} = \frac{3109,002}{12} + \frac{3167,753 \times 3,6}{8 \times 3,6^2} = 369,094t$$

$$R_{min} = \frac{3109,002}{12} - \frac{3167,753 \times 3,6}{8 \times 3,6^2} = 149,092t$$



		$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$	$R_{min}(t)$	$R_{max}(t)$
E. L. S	CN	2306,775	2345,798	110,779	273,682
E. L. U	CN	3109,002	3167,753	149,092	369,074
	CS	2555,538	431,728	197,970	227,952

On a : $R_{Min} = 110,779t > 0$ (il n'y a pas risque de soulèvement des pieux.)

$$R_{Max} = 369,074t < \bar{Q} = 473,557 t \text{ (Pas de risque de tassement.)}$$

13.6.4. Calcul du ferrailage :

❖ **Ferrailage de la semelle :**

On applique la méthode des moments.

• **les armatures transversales inférieures :**

➤ **ELU :**

On a : $R_{max} = 369,074t$

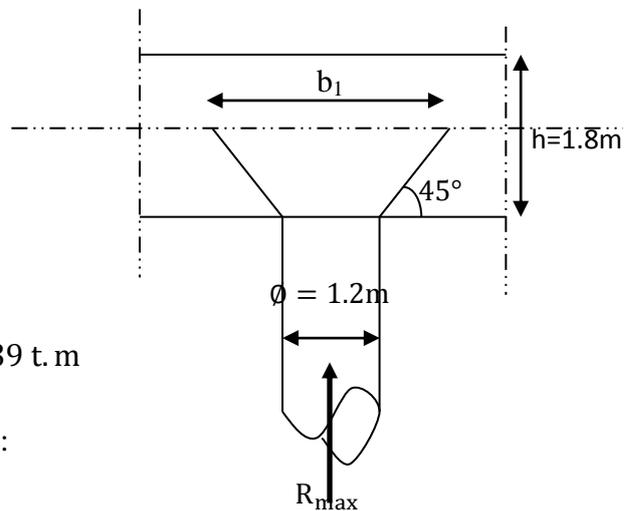
$$M_{1,ult} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$= 369,074 \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,1 \right) = 522,239 \text{ t.m}$$

Un prend une bande de calcul de b_1 tel que:

$$b_1 = \varnothing_{pieu} + h = 1,2 + 1,8$$

$$b_1 = 3 \text{ m}$$



La section d'armature est calculée par **SECOTEC** :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

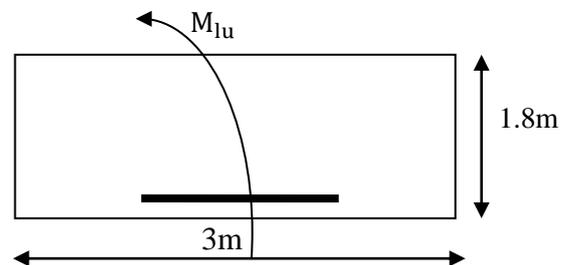
$$A_{st} = 72,15 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

On a : $R_{max} = 273,682 t.$

$$M_{1,ser} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 273,682 \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,1 \right) = 387,26 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa}$$



$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = \mathbf{0,503}$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 1,4149$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 2940.149 \text{ t.m}$$

$$M_{Rb} = 2940.149 \text{ t.m} > M_{1,ser} = 387.26 \text{ t.m} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_{1,ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 114,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{st,ult}, A_{st,ser}) = 114.04 \text{ cm}^2$$

soit 15HA32 ($A_{st} = 120.64 \text{ cm}^2$).

L'espace entre les barres :

$$S_t = \frac{\emptyset + h - C}{15 - 1} = \frac{2,9}{14} = 0,207 \Rightarrow S_t = 21 \text{ cm.}$$

- **Les armatures transversales supérieures:**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{114,04}{10} = 11,4 \text{ cm}^2$$

soit 11HA12 ($A_{st} = 12.44 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{10} = 0,29 \text{ m} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

- **Les armatures longitudinales inférieures:**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st,ser}}{3} = \frac{114,04}{3} = 38,01 \text{ cm}^2$$

soit 13HA20 ($A_{st} = 40,84 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{12} = 0,24 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

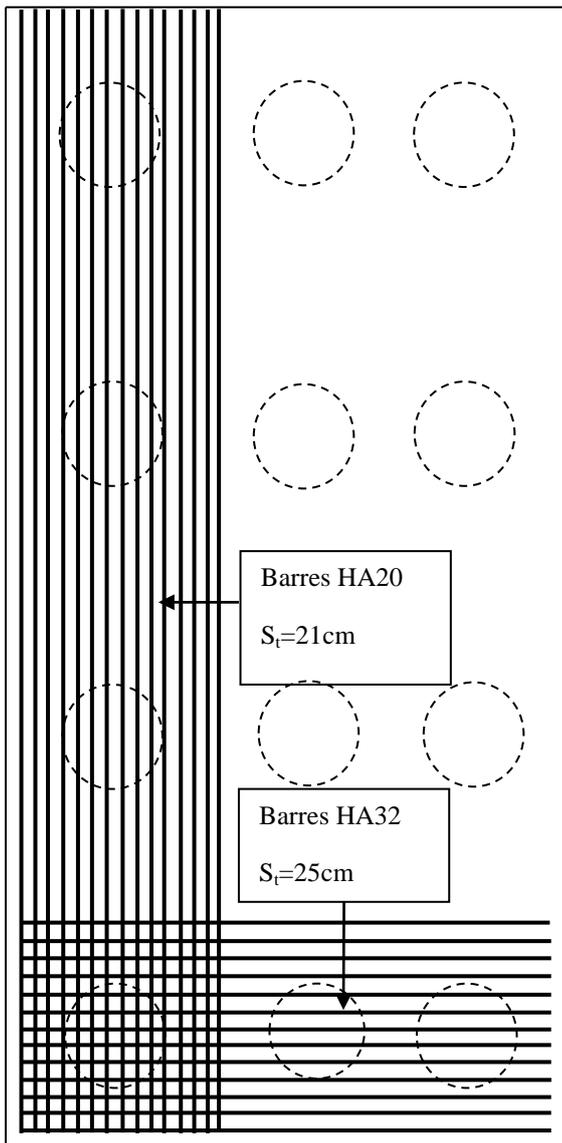
- **Les armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{114,04}{10} = 11,4 \text{ cm}^2$$

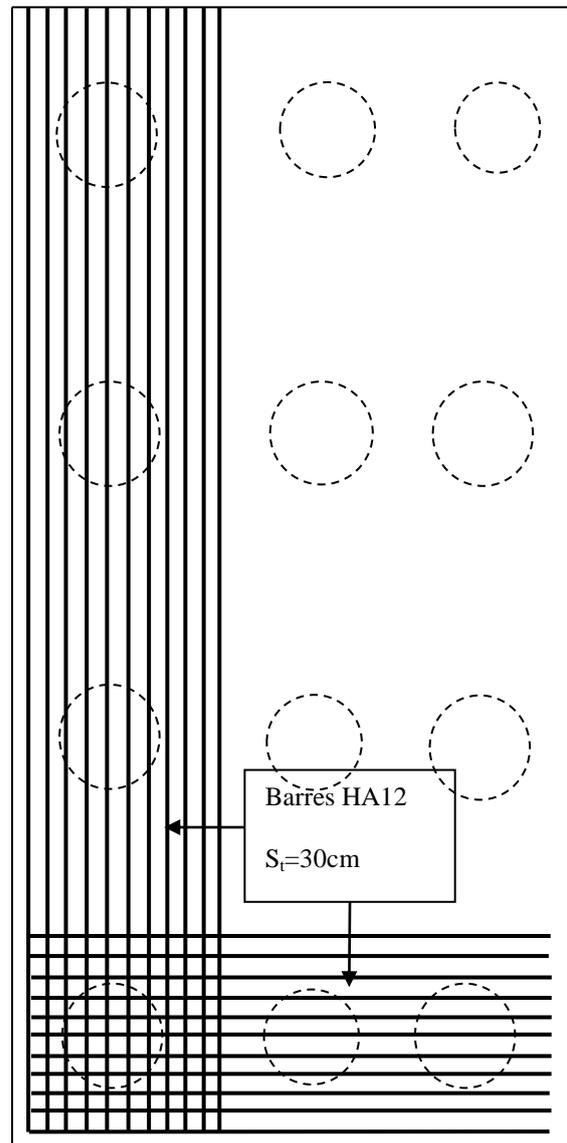
soit 11HA12 ($A_{st} = 12,44 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{10} = 0,29m \Rightarrow S_t = 30cm.$$

13.6.5. Schéma de ferrailage :



-La nappe inférieure-



-La nappe supérieure-

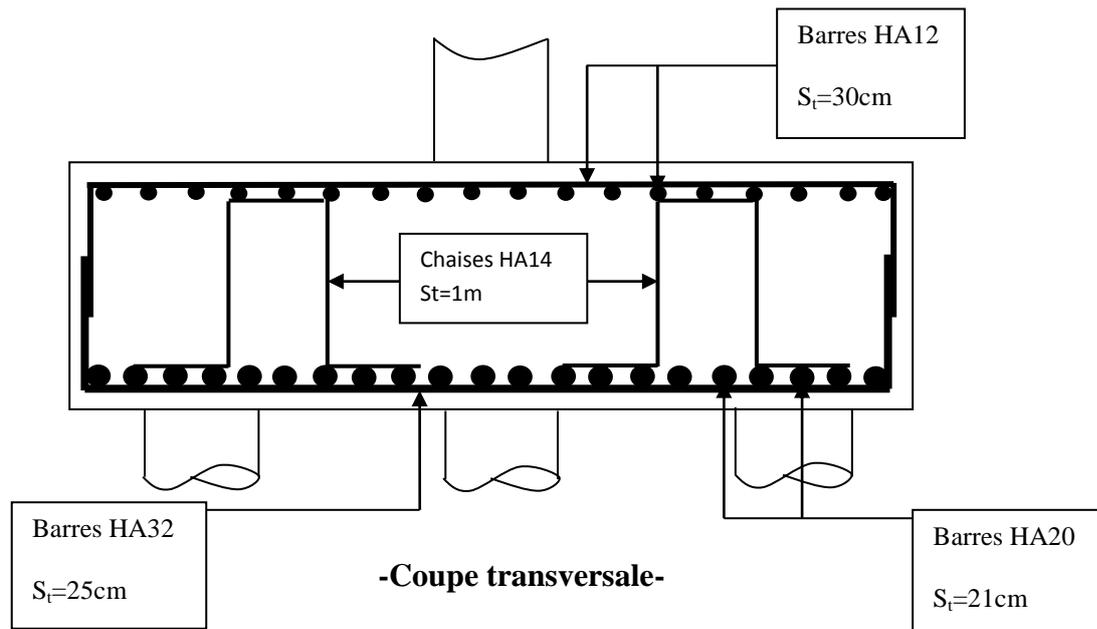


Figure 13.8. Schéma de ferrailage de la semelle.

13.7. Etude de ferrailage des pieux sous culée :

Pour notre cas, la semelle se repose sur trois files de pieux, chaque file comporte quatre pieux

On utilise le programme de calcul Excel pour la détermination des sollicitations dans les têtes des pieux, avec les données suivantes :

a. En condition normal :

$M = 3167,753 \text{ t.m}$

$F_v = 3109,002 \text{ t}$

$F_h = 535,171 \text{ t}$

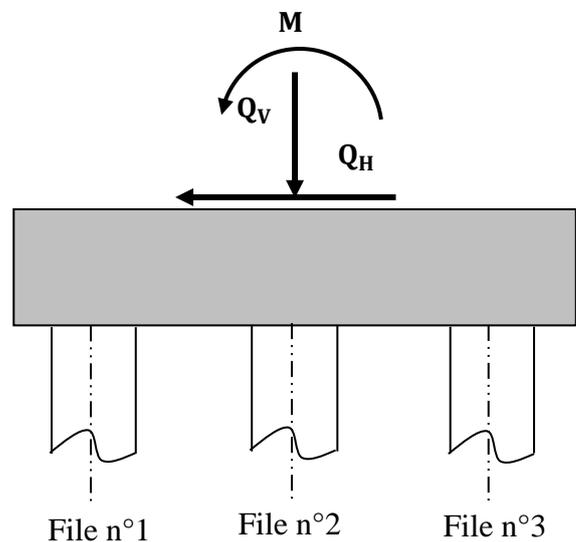
b. En condition sismique

$M = 431,728 \text{ t.m}$

$F_v = 2555,538 \text{ t}$

$F_h = 845,993 \text{ t}$

➤ **Résultats :**



		conditions sismique	conditions normal
M et N obtenus par Excel	M (t.m)	26,98	197,98
	N(t)	303.67	283.45
La section donnée par SOCOTEC		0	46.37

✓ **Calcul des armatures minimales :**

D'après le règlement du béton armé, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{s \min} = 0,5\% \cdot B = \left(\frac{0,5}{100}\right) \left(\frac{\pi \times 120^2}{4}\right) = 56,52 \text{ cm}^2$$

D'après la section A_s trouvée on peut dire que les pieux de cette fondation sont relativement peu sollicités, donc on se contentera d'un ferrailage égal au ferrailage minimal.

$$A_s = 56,52 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 12 HA 25.}$$

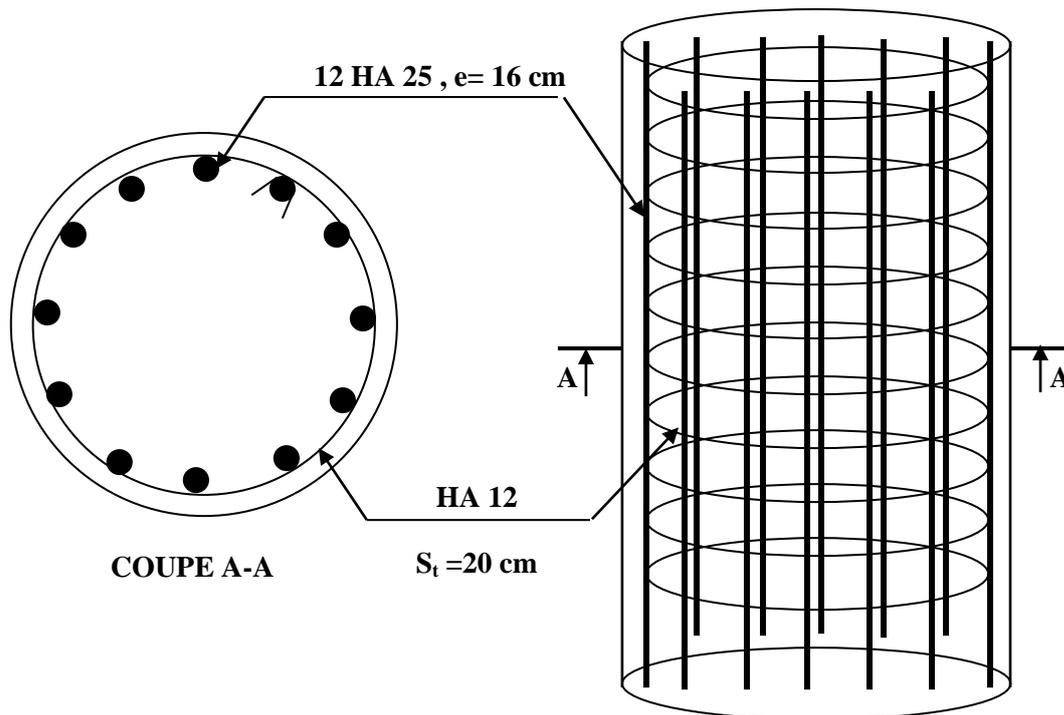


Figure 13.9. Schéma de ferrailage du pieu.

13.8. Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement de la culée au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

Conclusion générale.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons effectué l'étude et la conception d'un viaduc autoroutier, cet ouvrage d'art s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est Ouest sur 110 km, Sa longueur est de 200 m, implanté dans la section de la wilaya de Mila entre le PK 54+724 et le PK 54+924.

L'étude de cet ouvrage d'art nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances à travers les différentes phases d'étude et de réalisation, tout en en passant et sans s'y limiter, par les points suivants :

Dans la partie conception, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante la plus satisfaisante, cette phase constitue une étape essentielle dans le projet ouvrage d'art. Plusieurs variantes ont été proposées et analysées, un choix à la fin a été statué sur la variante la plus avantageuse pour la prédimensionner et de l'étudier d'une manière profonde.

Cette étude nous a permis d'acquérir aussi les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul et le dimensionnement des éléments et des sections dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques.

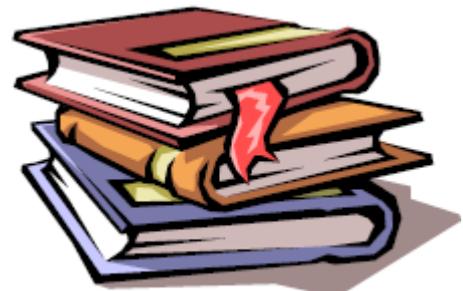
Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil en utilisant le logiciel SAP 2000, SOCOTEC, ROBOT Millénium,...etc.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des sols, les matériaux de construction, la mécanique des milieux continus, l'analyse des structures, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative, dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

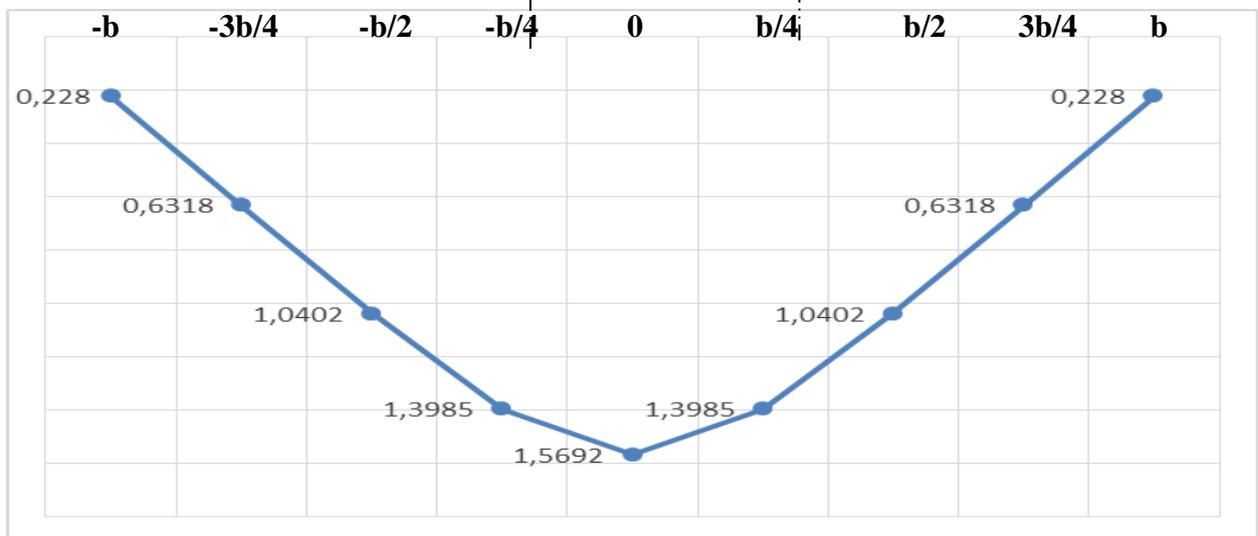
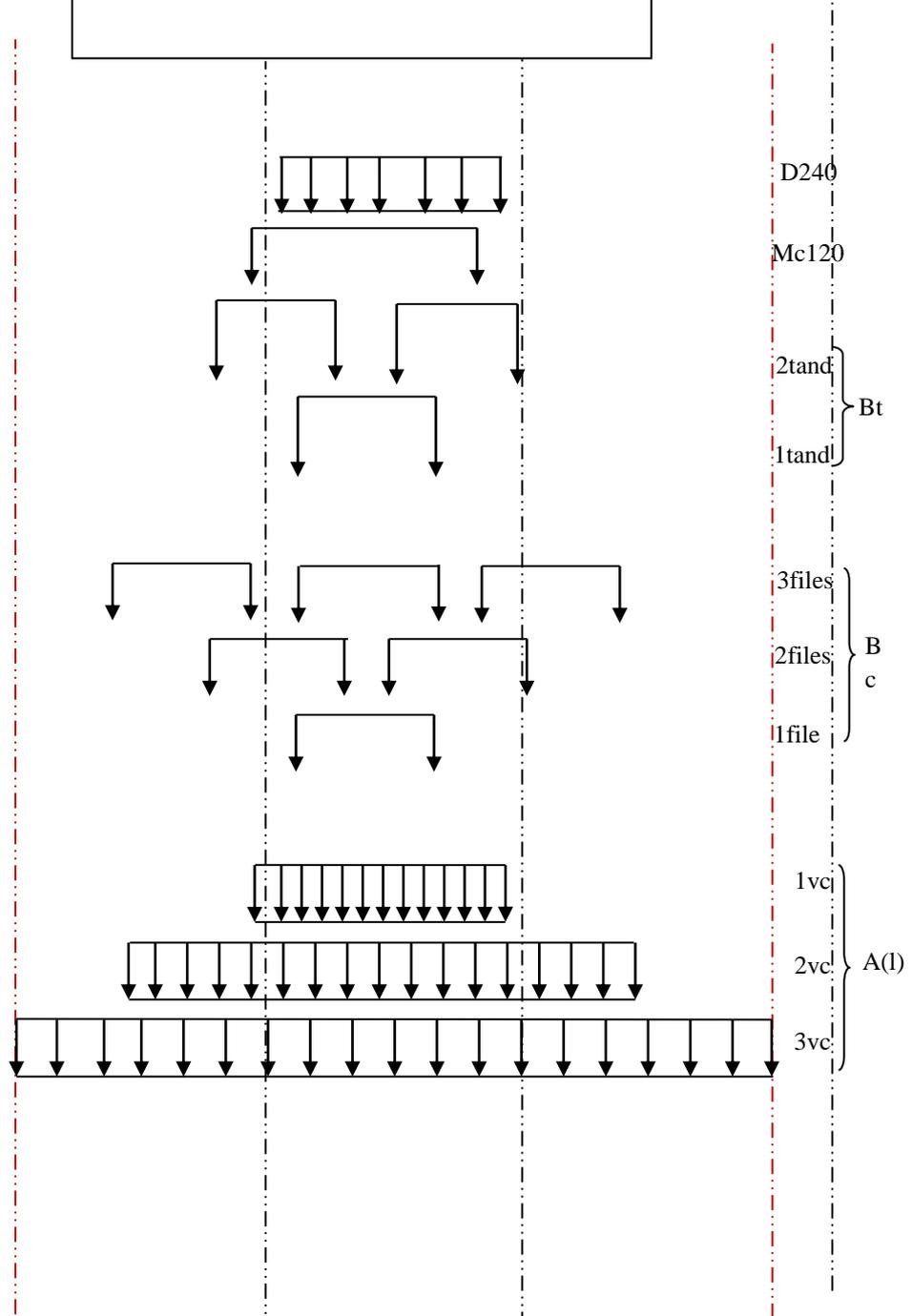
Bibliographie

- [1] : Document ressource des ponts, année 2007-2008 sous la direction de Michel Loisy.
- [2] : Guide du projeteur ouvrages d'art SETRA (ponts courants), janvier 1999.
- [3] : Surcharges routières : Le titre II du fascicule 61 du CPC.
- [4] : RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, ministre des travaux publics, 2008.
- [5] : Règles B.A.E.L. 91, modifiées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites, Février 2000.
- [6] : Règles B.P.E.L. 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites, Avril 1992.
- [7] : Guide SETRA, pont à poutres préfabriquées précontrainte par poste-tension, centre technique des ouvrages d'art, France, 1996.
- [8] : Béton armé précontraint : fascicule 62-titre I.
- [9] : Guide technique SETRA : service d'études techniques des routes et autoroutes.
- [10] : Cours résistance des matériaux de 3^{ème} année, 2014/2015.
- [11]: Guide SETRA, guide projeteur ouvrages d'art ponts courants, centre technique des ouvrages d'art, France, 1999.
- [12]: Documents SETRA.
- [13]: Service d'études techniques des routes et autoroutes. juillet 2007, Appareils d'appui en Élastomère fretté.
- [14]: Guide technique SETRA (Joints de chaussée des ponts-routes), décembre 2013.
- [15]: Document **FOND 72, Fascicule 4.**
- [16] : Mémoire de fin d'étude (Zemamouche, Meghar) étude d'un pont à poutre en béton précontraint, 2010.



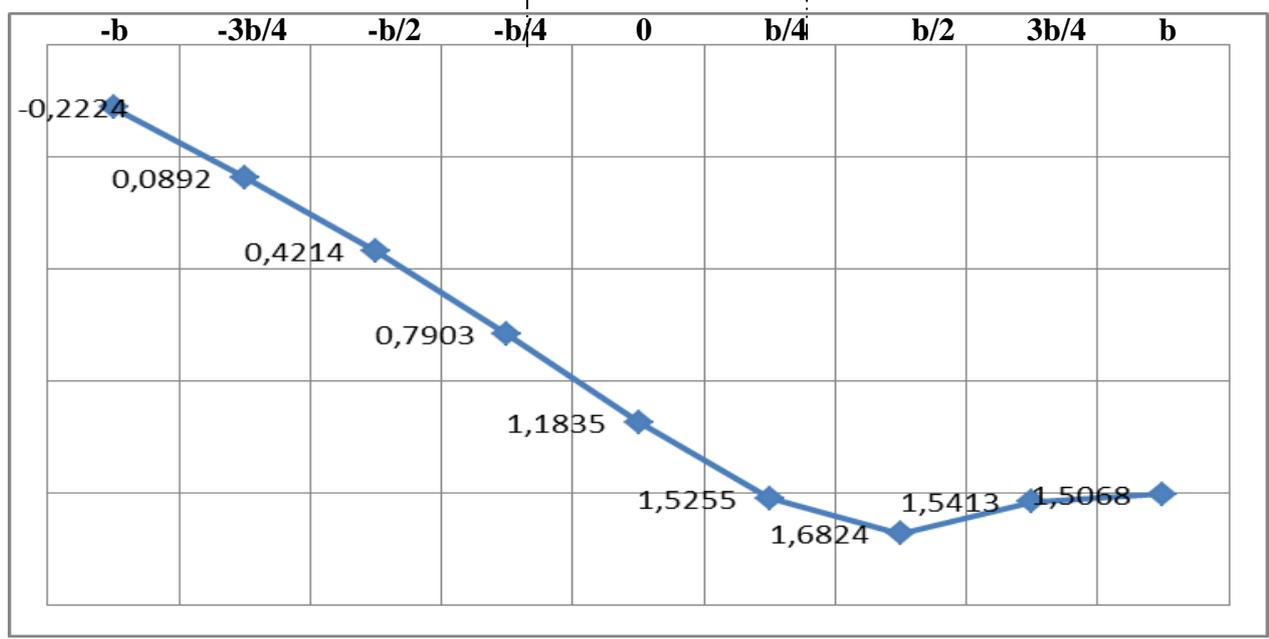
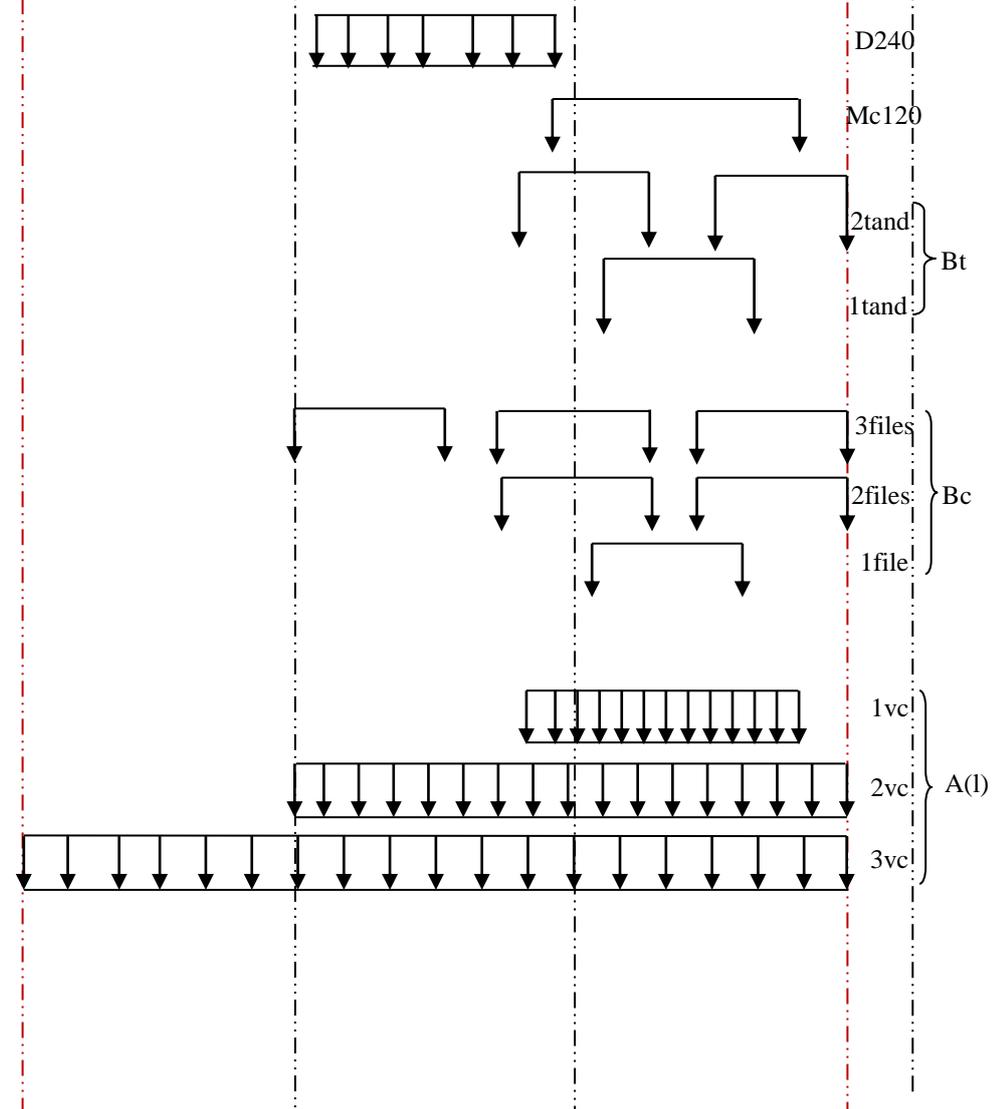
Les annexes

Ligne d'influence $K\alpha$ de la poutre 1

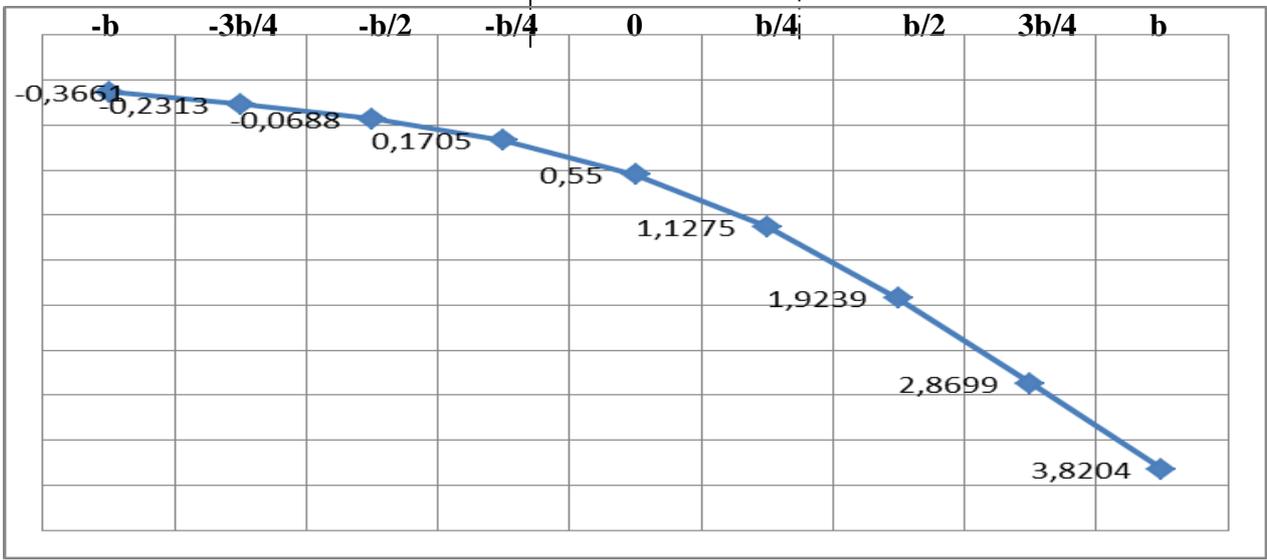
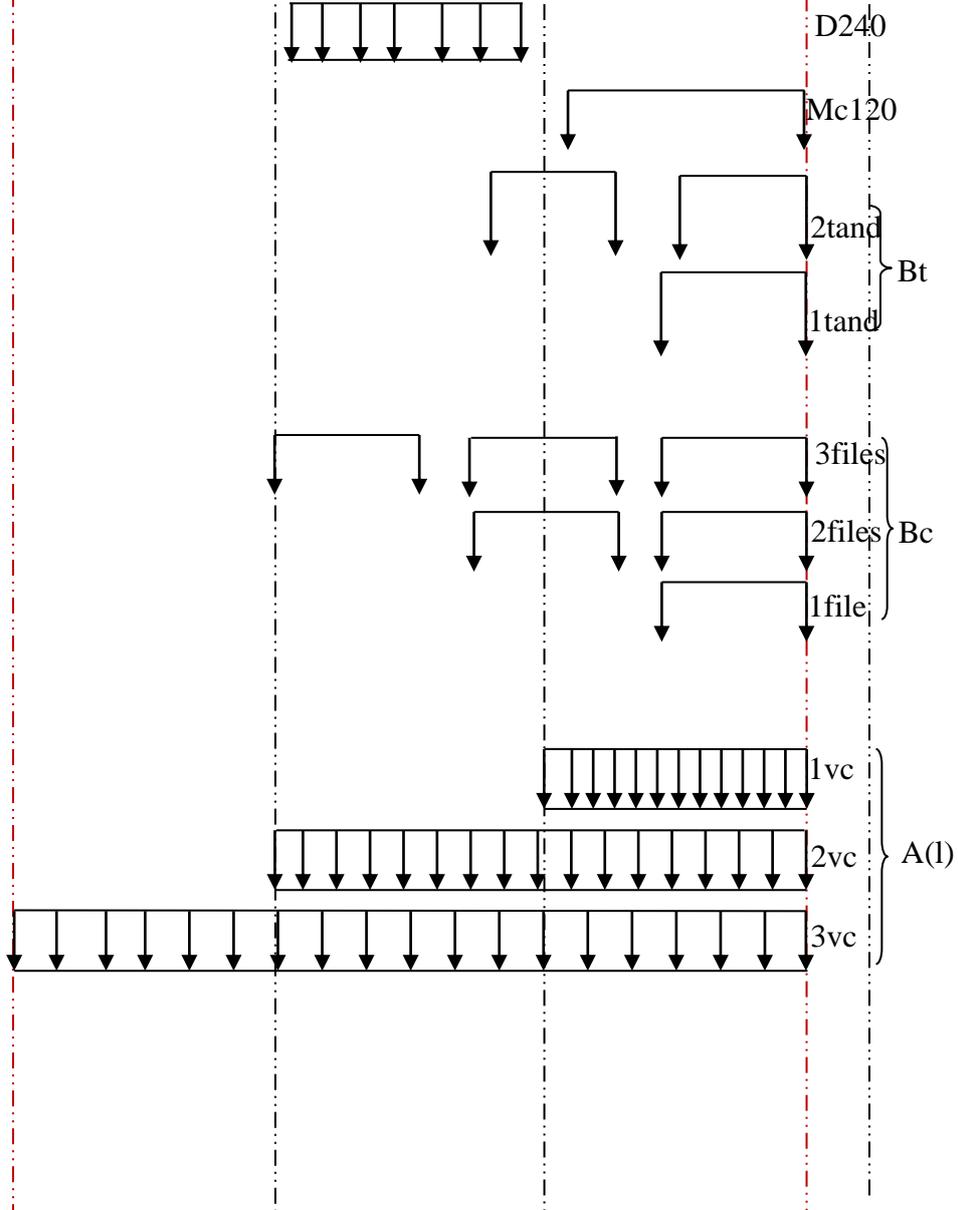


Ligne d'influence $K\alpha$ de la poutre 2

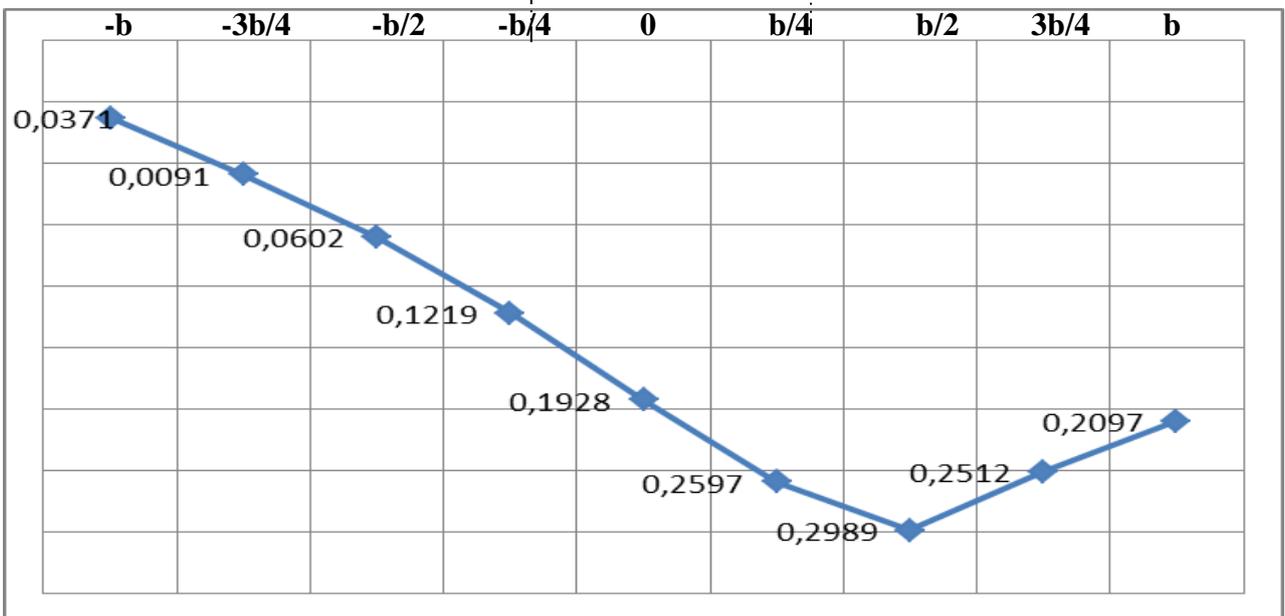
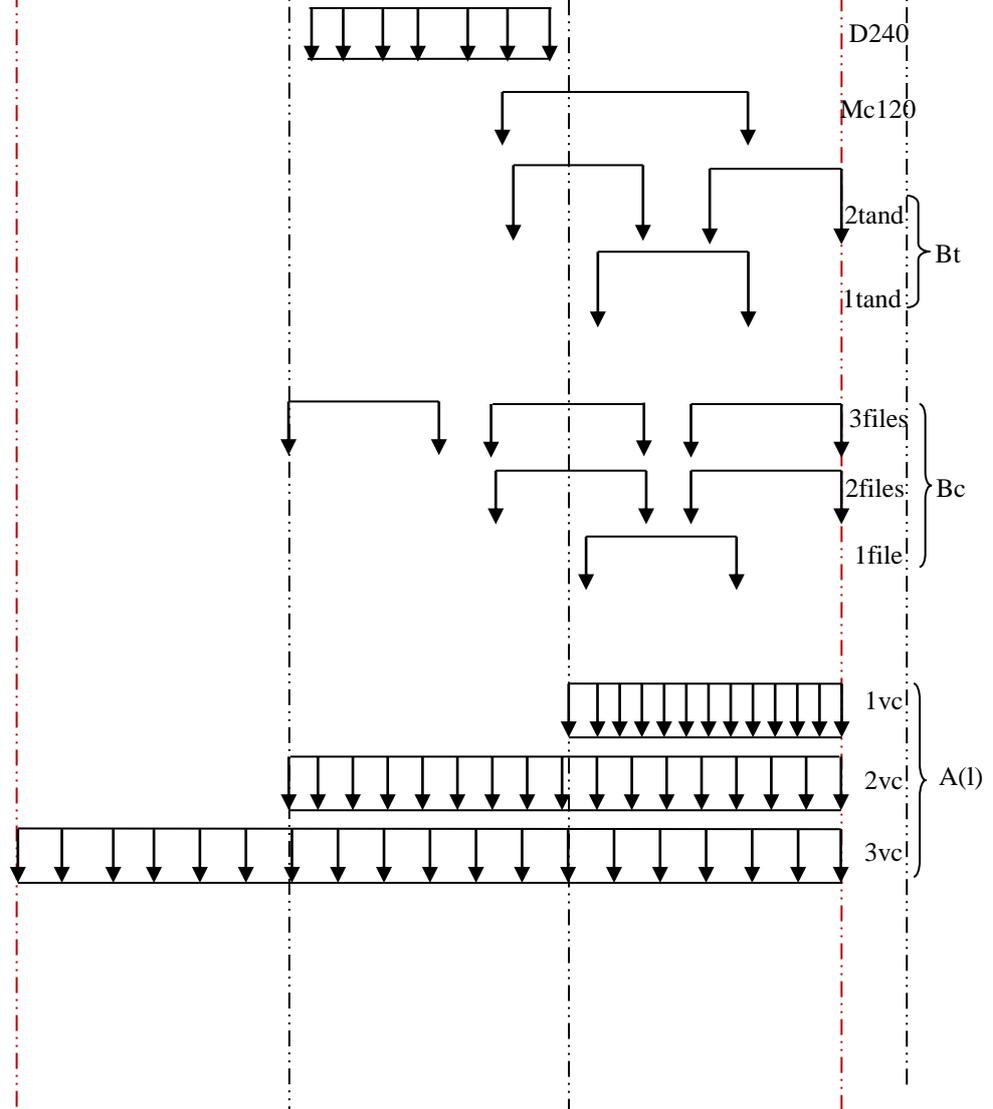
1



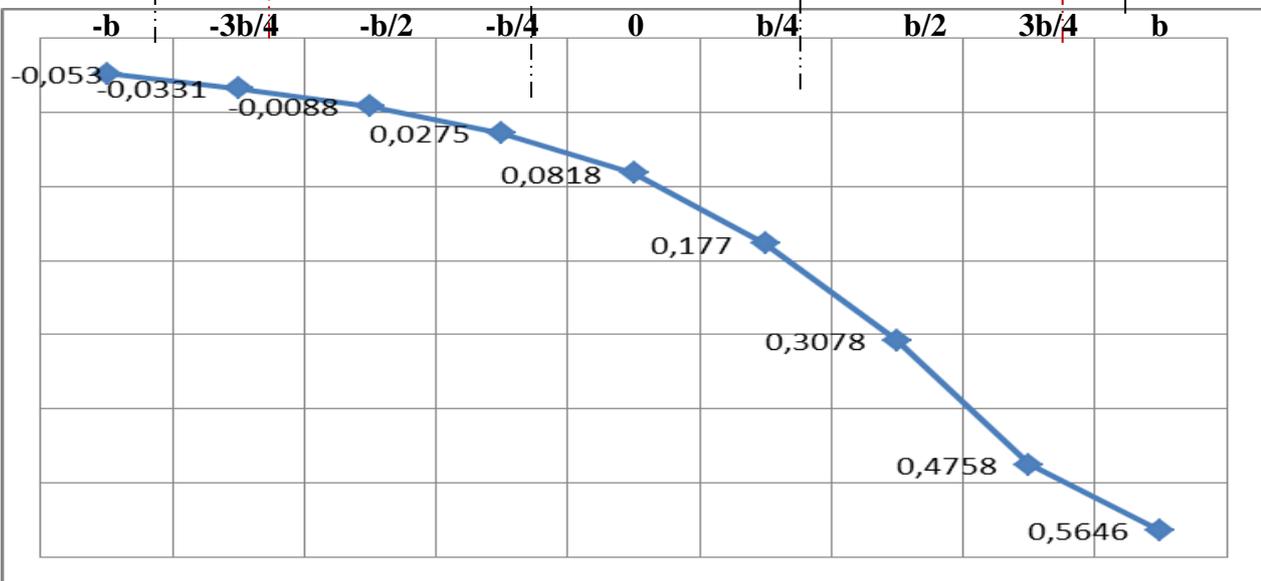
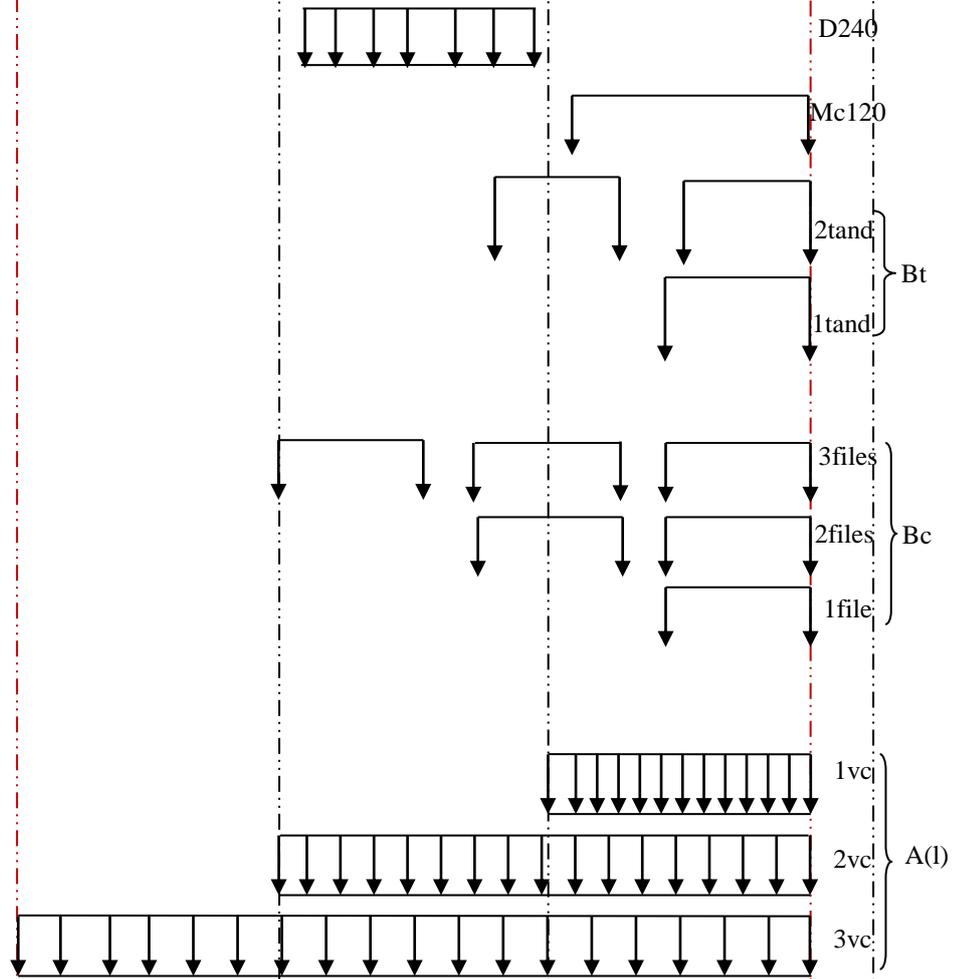
Ligne d'influence $K\alpha$ de la poutre 3



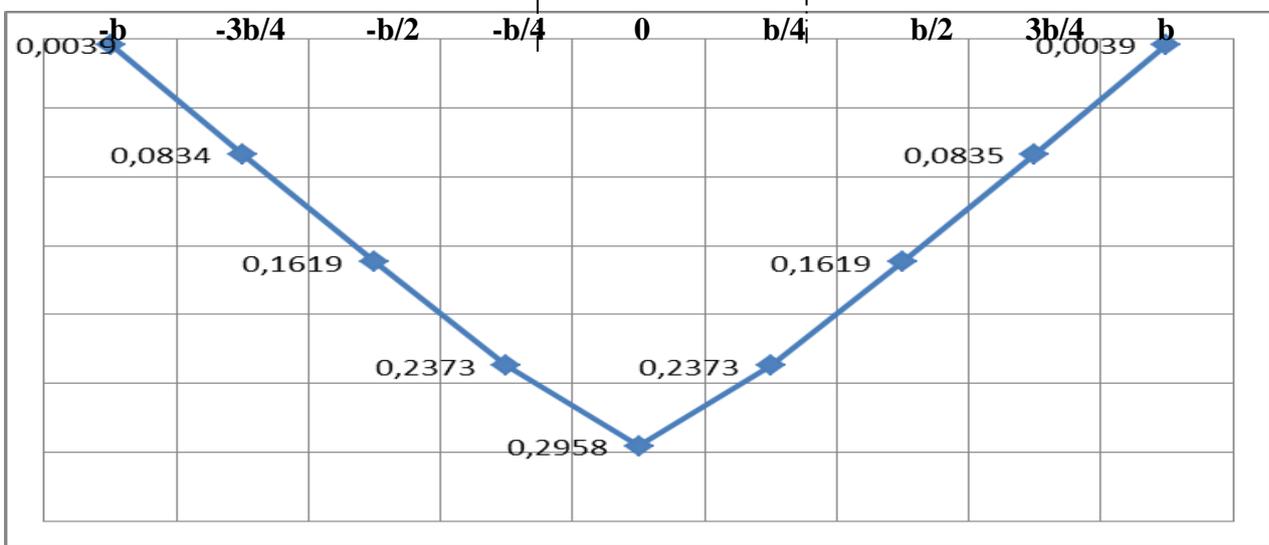
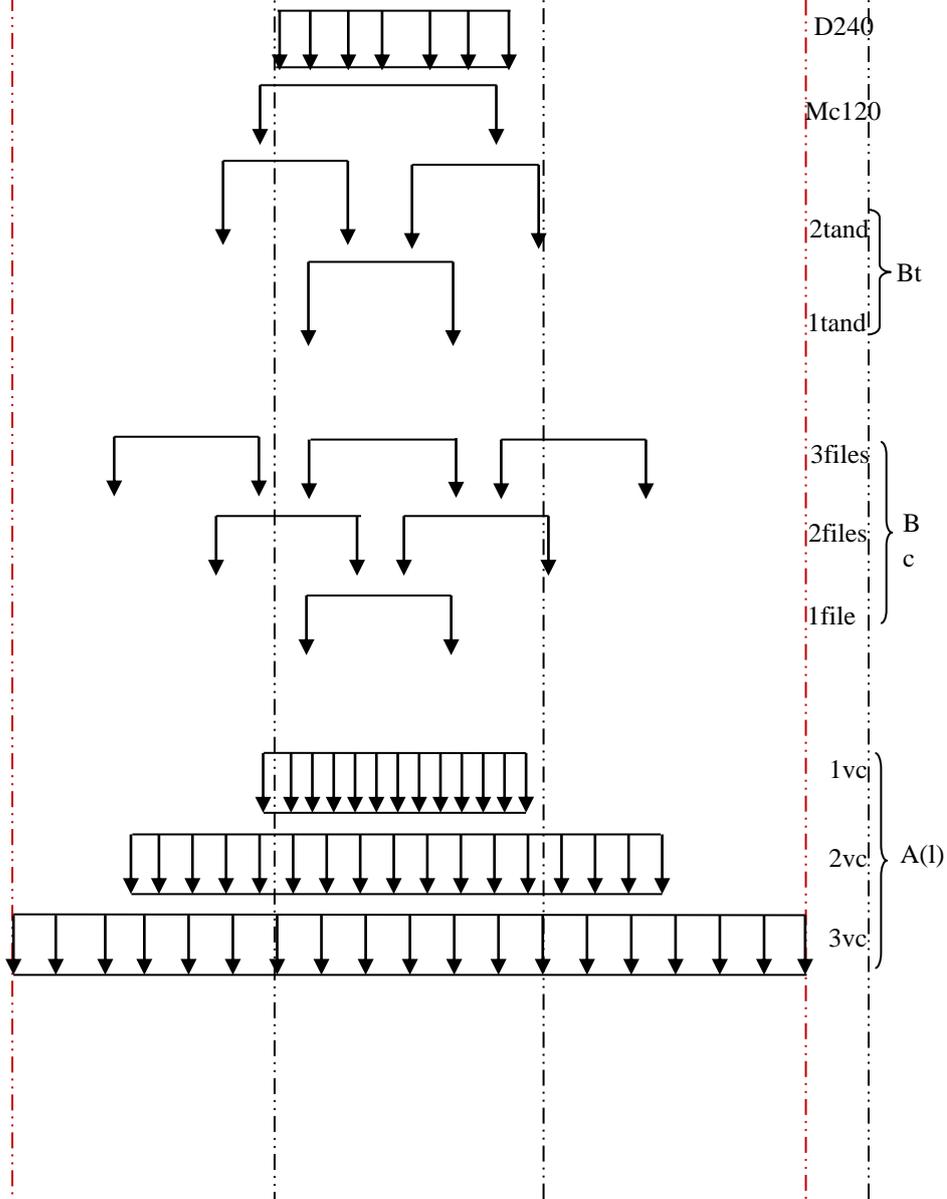
Ligne d'influence ε_a de la poutre 2



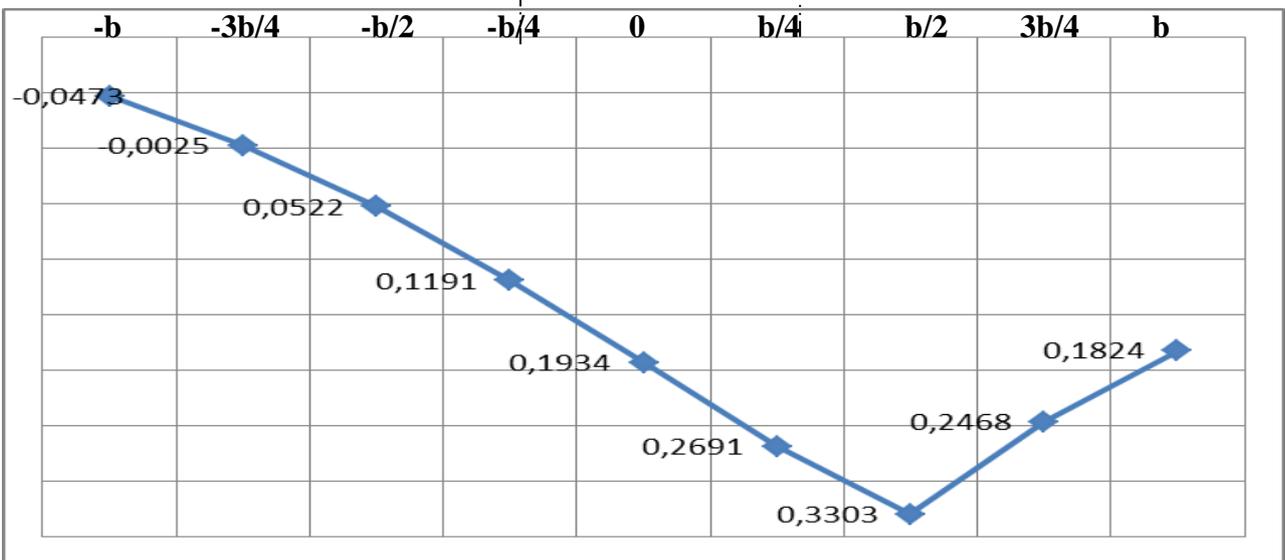
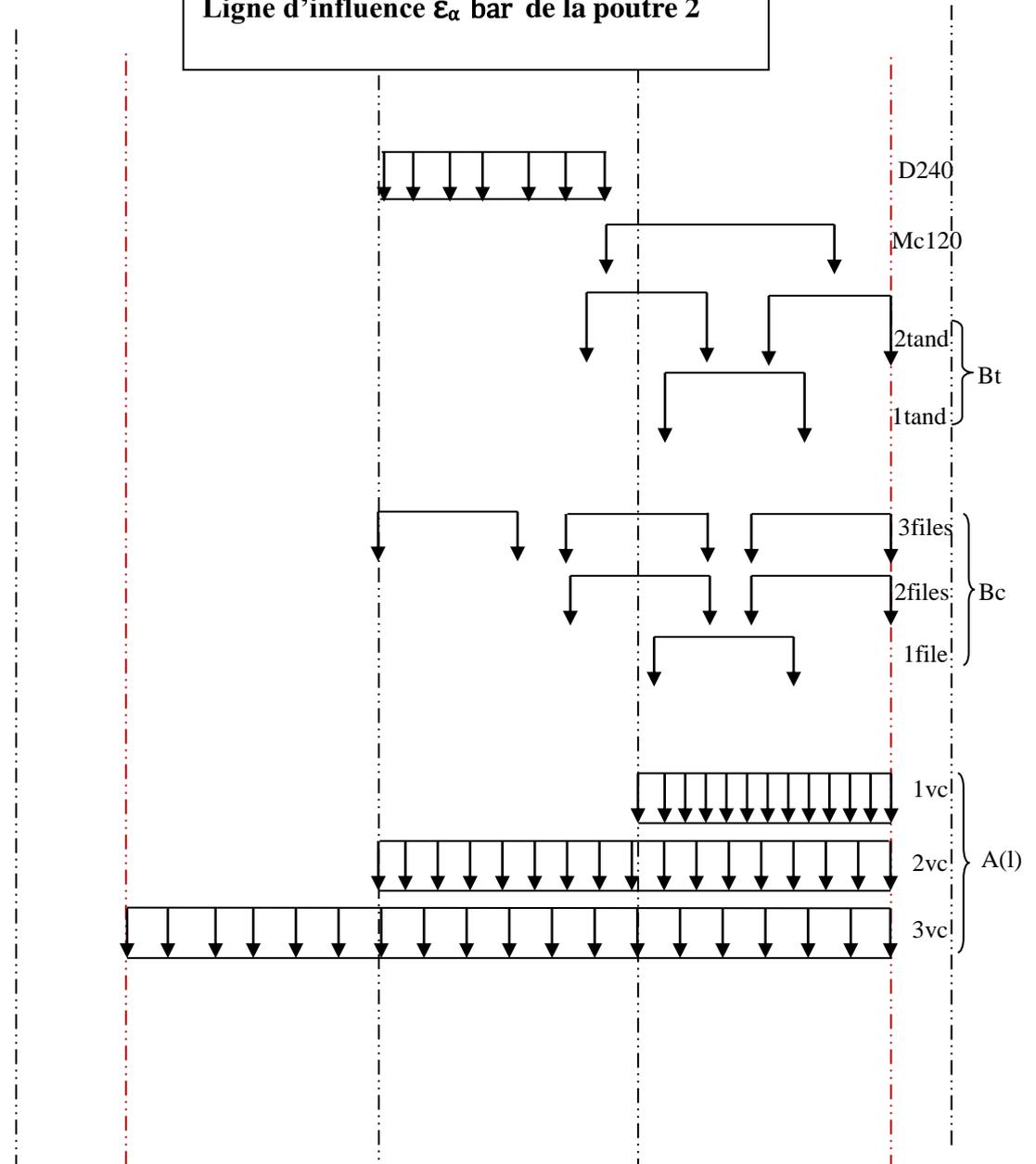
Ligne d'influence ε_a de la poutre 3



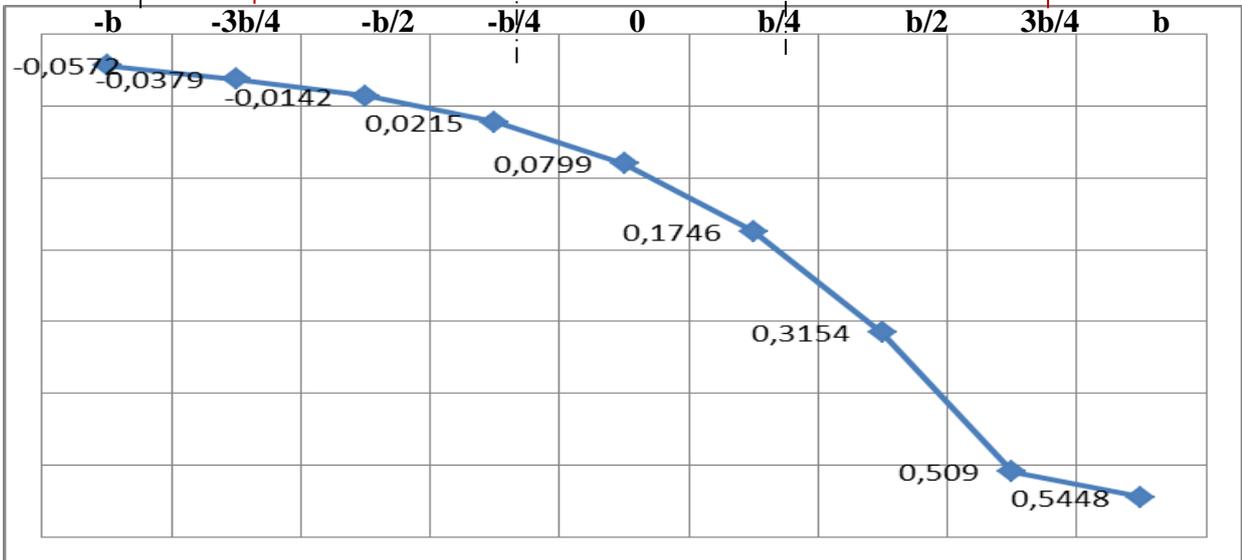
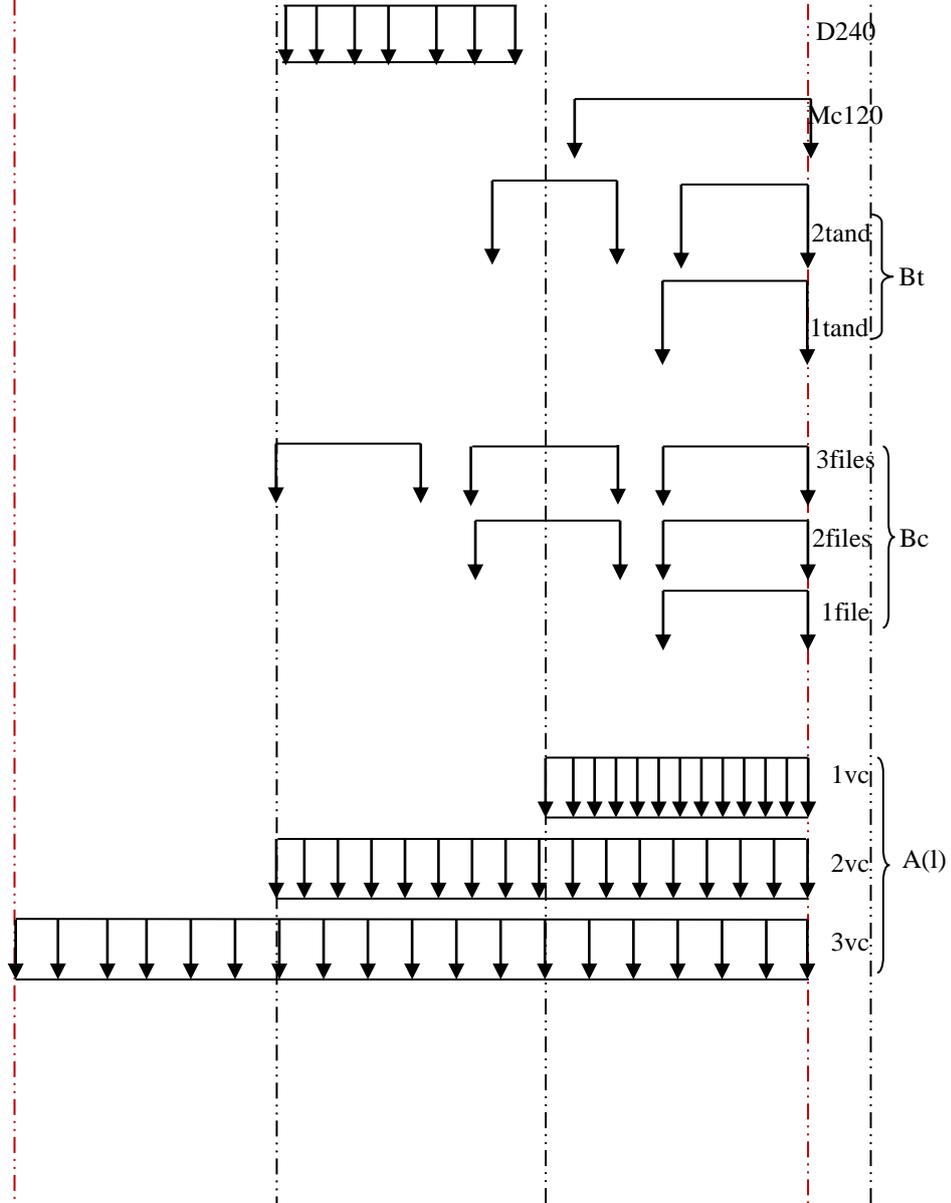
Ligne d'influence ε_α bar de la poutre 1



Ligne d'influence ϵ_α bar de la poutre 2



Ligne d'influence ε_α bar de la poutre 3



- Un essai de sondage préssiométriques PD 53 :

