

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



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

Mémoire de master

En vue de l'obtention du diplôme de Master académique en travaux
publics

Option : Voies Et Ouvrages D'art

Thème

Étude d'un ouvrage d'art de la pénétrante autoroutière
reliant le port de SKIKDA à l'Autoroute Est-Oust
« Cas du pont OA15/2 »

Présenté par :
Bengherada Aissa
Zenanra Ala

Encadré par :
M^r. DERBANE SAID

∞Promotion 2021∞

Résumé

Ce travail consiste à réaliser l'étude et la conception d'un pont autoroutier, qui fait partie du projet de la pénétrante autoroutière reliant le port de SKIKDA à l'autoroute Est Ouest.

Après l'analyse multicritères, notre choix a porté sur l'étude de la construction d'un pont en béton précontrainte par poste tension.

Un pré dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage a été fait conformément aux guides techniques et aux exigences normatives.

Un calcul détaillé du pont en question a été réalisé avec la présentation de tous les schémas de ferrailage.

Une comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel et ceux obtenus par le logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis tel que ROBOT Millénium a été faite.

Mot clés : Ouvrages d'art, pont, analyse multicritères, béton précontrainte, poste tension, ROBOT Millénium, SAP2000.

ملخص

هذا العمل يتمثل في دراسة وتصميم جسر من الطريق السريع الرابط بين ميناء سكيكدة والطريق السريع شرق غرب.

بعد إجراء تحليل متعدد المعايير وقع اختيارنا على إنشاء جسر من الخرسانة المسبقة الإجهاد.

تم إجراء حساب أولي للعناصر المكونة لهذه المنشئة طبقاً لقواعد ومراجع تقنية.

ثم إجراء الحساب التفصيلي للعناصر المكونة للجسر مع وضع مخططات التسليح المناسبة.

تمت مقارنة نتائج الحساب اليدوي للجسر ونتائج برنامج حساب يعتمد على طريقة عناصر منتهية مثل ROBOT

Millénium.

كلمات مفتاحية: منشأ فني, جسر , تحليل متعدد المعايير خرسانة مسبقة الإجهاد, طريقة عناصر منتهية.

الروبوت للبرمجيات : ROBOT Millénium, SAP2000.

Remerciements

Nous remercions tout d'abord Dieu tout puissant de nous avoir donnés le courage, la force et la patience d'achever ce modeste travail.

*Nous remercions vivement notre directeur de recherche Mr **DERBANE SAID** qui nous a encadrés durant la réalisation de ce projet. Nous lui sommes reconnaissants pour son appui, sa disponibilité, ses critiques et ses conseils qui furent précieux dans l'aboutissement de cette recherche.*

Tous nos remerciements et notre profonde gratitude à tous nos enseignants depuis le premier qui nous a accueilli à l'âge de cinq ans dans une classe, jusqu'à celles et ceux qui nous encadrent aujourd'hui.

*Nous adressons nos plus sincères remerciements et notre appréciation au professeur **LAOUCHE.M***

Nous remercions les membres du jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicace

DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :
Mes chers parents pour leur soutien, leur
encouragement durant toutes mes années
d'études.*

*Tous mon frère et mes sœurs et toute ma
famille.*

Mon encadreur et tous mes enseignants.

Mon collègue Ala et sa famille.

Toute la promotion VOA 2021.

Tous mes amis chacun à son nom.

Aïssa

Dédicace

DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :
Mes chers parents pour leur soutien, leur
encouragement durant toutes mes années
d'études.*

*Tous mon frère et mes sœurs et toute ma
famille.*

Mon encadreur et tous mes enseignants.

Mon collègue Aissa et sa famille.

Toute la promotion VOÀ 2021.

Tous mes amis chacun à son nom.

Alla

Sommaire

SOMMAIRE

Introduction générale	I
-----------------------------	---

CHAPITRE 01 : INTRODUCTION ET CONCEPTION GENERALE

1.1. Introduction	1
1.2. But de l'étude	1
1.3. Présentation de l'ouvrage	1
1.3.1. Introduction et Position de l'ouvrage	1
1.3.2. Description de l'ouvrage	3
1.3.2.1. Portée	3
1.3.2.2. Tablier	3
1.3.2.3. Les appuis	3
1.4. Conception de l'ouvrage	4
1.4.1. Données fonctionnelles	5
1.4.2. Données géotechniques	7
1.4.3. Données sismiques	8
1.4.4. Données topographiques	9
1.4.6. Les données climatiques	9
1.5. Choix du type d'ouvrage	10
1.5.1. Pont en béton armé	10
1.6. Conclusion	12

CHAPITRE 02 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.1. Introduction	13
2.2. Le béton	13
2.3. L'acier	16
2.3.1. Les aciers actifs	16

2.3.2. Aciers passifs	16
2.3.3. Aciers actifs	18
2.4. Conclusion	21

CHAPITRE 03 : PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

3.1. Introduction	22
3.2. Pré-dimensionnement des éléments du tablier	22
3.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre	22
3.2.2. Hauteur des poutres	23
3.2.3. Epaisseur de l'âme	23
3.2.4. La largeur de la table de compression :	23
3.2.5. Le talon	24
3.2.6. Nombre des poutres (N)	24
3.2.7. Epaisseur de l'hourdis	24
3.3. Les caractéristiques de l'ouvrage	25
3.4. Caractéristique géométrique de la poutre	25
3.4.1. Notations utilisées	25
3.4.2. Caractéristiques géométriques des sections de la poutre seule.....	27
3.4.3. Caractéristiques géométriques des sections de la poutre avec hourdis	29
3.4.4. Caractéristiques géométriques des sections nettes	35
3.5. Conclusion	37

CHAPITRE 04 : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

4.1. Introduction	38
4.2. Les actions permanentes	38
4.3. Les actions variables	38

4.3.1. Les charges d'exploitation.....	38
4.3.2. Les charges climatiques	39
4.3.3. Les actions accidentelles	39
4.4. Calcul des charges	39
4.4.1. Calcul des charges permanentes et complément des charges permanents	39
4.4.1.1. Les charges permanentes	39
4.4.1.2. compléments des Charges permanentes	42
4.5. La charge totale	43
4.6. Calculs des surcharges	44
4.6.1. Système de charges A (L)	46
4.6.2. Système Bc.....	47
4.6.3. Système militaire MC120	52
4.6.4 Système de charges exceptionnelles D240.....	53
4.6.5 Surcharge sur trottoir	54
4.6.6 Les effets horizontaux	54
4.6.6.1. Détermination de l'action sismique longitudinale et verticale	56
4.7. Conclusion	58

CHAPITRE 05 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

5.1. Introduction	59
5.2. Sollicitations dues aux charges permanentes	59
5.2.1. Les éléments de réduction dus au poids propre	59
5.2.2. Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes	61
5.3. Sollicitation dues aux charges roulantes	63
5.3.1. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	63
5.3.2 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges	74

5.4. Conclusion	80
-----------------------	----

CHAPITRE 06 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

6.1. Introduction	81
6.2. Choix de la méthode	81
6.3. Principe de la méthode (GUYON MASSONET)	83
6.4. Détermination des coefficients	83
6.4.1. Paramètre de calcul	83
6.5. Détermination des coefficients de répartition transversale	86
6.5.1. Coefficient de répartition transversale K	86
6.5.2. Les positions des poutres	92
6.5.3. Détermination des coefficients $K_{\alpha moy}$ de chaque poutre	94
6.5.3.1. Cas des charges concentrées	94
6.5.3.2. Cas des charges uniformément répartie	95
6.6. Calcul des moments fléchissant réels dans chèque poutre	96
6.7. Calcul des moments et des efforts maximaux dans chaque poutre	99
6.7.1. Moment fléchissant	99
6.8. Les combinaisons d'action	99
6.9. Conclusion	101

CHAPITRE 07 : MODELISATION DU TABLIER

7.1. Introduction	102
7.2. Présentation de logiciel	103
7.3. Modélisation	104
7.3.1. Modélisation des poutres	105
7.3.2. Modélisation de la dalle	106
7.3.3. Définition de différents cas de charge	107

7.3.3.1. Système de charge A (L) 04 voies chargées	107
7.3.3.2. Surcharge sur trottoir	107
7.3.3.3. Sous système Bc 04 voies chargées	108
7.3.3.4. Système militaire Mc120	108
7.3.3.5. Charge exceptionnelle D240	109
7.3.4. Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels	109
7.3.4.1. Les valeurs extrêmes du moment	110
7.3.4.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT	110
7.4. CONCLUSION	111

CHAPITRE 08 :L'ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

8.1. Introduction	112
8.1.2. Types De Précontrainte	112
8.2. Dimensionnement de la précontrainte	114
8.2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre	114
8.2.2. L'effort de précontraint minimum	115
8.2.3. Calcul du nombre des câbles	116
8.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension.....	117
8.2.5. Détermination du nombre de câbles ancrés en intrados.....	118
8.2.6. Disposition constructive des câbles	119
8.2.6.1. la disposition des câbles à l'about	119
8.2.6.2. Disposition des câbles à mi travée	119
8.2.7. Les traces des câbles	119
8.2.8. Trace du Câble moyen fictif équivalent	123
8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes.....	124

8.2.10. Fuseau limite	127
8.3. Calcul des pertes	128
8.4. Vérification des contraintes normales	142
8.4.1. La vérification des contraintes	144
8.4.2. Ferrailage passif longitudinal	147
8.4.3. Ferrailage passif transversal (armatures du talon)	148
8.4.4. Justification aux E.L.U	149
8.5. Justifications des contraintes tangentielles	157
8.5.1. Introduction	157
8.5.2. Justification à l'E.L.S	157
8.5.3. Justifications à l'E.L.U	161
8.6. Ferrailage de la poutre	170
8.7. Conclusion	172
 CHAPITRE 09 : ETUDE DE LA DALLE ET DE L'ENTRETOISE D'ABOUT	
9.1. Etude de l'hourdis	173
9.1.1. Définition	173
9.1.2. Ferrailage de l'hourdis	173
9.1.2.1. Etude de la flexion transversal	173
9.1.2.2. Etude de la flexion longitudinale	175
9.1.2.3. Ferrailage sous la flexion transversal	175
9.1.2.4. Ferrailage sous la flexion longitudinale	177
9.2. Étude de l'entretoise d'about	180
9.2.1. Définition	180
9.2.2. Dimensions de l'entretoise	180
9.2.3. Calcul de l'entretoise	180

9.2.3.1. Calcul des efforts.....	181
9.2.3.2. Emplacement des vérins	181
9.2.3.3. Calcul des sollicitations	181
9.2.4. Ferrailage de l'entretoise	185
9.3. Schéma de ferrailage de l'entretoise.....	189
9.4. Conclusion	189

CHAPITRE 10 : CALCUL DES DEFORMATIONS

10.1. Introduction	190
10.2. Déformation de la poutre	190
10.2.1. Flèche due au poids propre	190
10.2.2. Flèche due à la surcharge	190
10.2.3. Contre flèche de la précontrainte	191
10.2.4. Flèche de constriction	193
10.2.5. Flèche total.....	193
10.2.5.1. En service à vide	193
10.2.5.2. En service en charge	193
10.3. Calcul des rotations	193
10.3.1. Sous le poids propre	193
10.3.2. Sous les surcharges	193
10.3.3. Sous la précontrainte	194
10.3.4. Rotation résultante	194
10.3.4.1. En service à vide	194
10.3.4.2. En service en charge	194
10.4. Calcul des déplacements d'appuis	194

10.4.1. Déplacements due à la rotation	194
10.4.2. Déplacements due au retrait	194
10.4.3. Déplacements due au fluage	194
10.4.4. Déplacement due à la variation de la température	195
10.4.5. Déplacement total	195
10.5. Conclusion	195

CHAPITRE 11 : LES EQUIPEMENTS

11.1. Introduction	196
11.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté	196
11.3. Dimensionnement	197
11.3.1. Aire de l'appareil d'appui	198
11.3.2. Hauteur nette de l'élastomère	198
11.3.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui	199
11.4. Répartition des efforts sur les appuis	199
11.4.1. Action dynamique (efforts due au freinage)	199
11.4.2. Effort due au vent	200
11.4.3. Effort due au séisme	200
11.4.4. Effort due à la déformation (déplacements)	200
11.5. Vérification des appareils d'appui	201
11.5.1. Calcul des contraintes de cisaillement	201
11.5.1.1. Contrainte due à l'effort normal N	201
11.5.1.2. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal	201
11.5.1.3. Contrainte de cisaillement due à la rotation	202
11.5.1.4. Condition de non soulèvement	202
11.5.1.5. Condition de non glissement	202

11.6. Les dés d'appuis	204
11.6.1. Armatures de chaînages	204
11.6.2. Armatures de diffusion	204
11.7. Les joints de chaussée	205
11.7.1. Les différents types de joint	206
11.8. Evacuation des eaux	206
11.9. conclusion	208

CHAPITRE 12 : ETUDE DE LA PILE

12.1. Introduction	209
12.2. Pré Dimensionnement de la pile	209
12.2.1. Le chevêtre	209
12.2.2. Les futs	209
12.2.3. La semelle	209
12.2.4. Les pieux	210
12.3. Calcul de la pile	210
12.3.1. Répartition des charges et surcharges	211
12.3.1.1. Charge permanente	211
12.3.1.2. Surcharges	211
12.3.1.3. Les efforts horizontaux	222
12.3.2. Etude du chevêtre	225
12.3.2.1. Calcul des sollicitations	226
12.3.2.2. Ferrailage du chevêtre	228
12.3.2.3. Ferrailage du chevêtre à la torsion	231
12.3.3. Etude du fût	234
12.3.3.1. Calcul des sollicitations	234

12.3.3.2. Calcul des combinaisons.....	238
12.3.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut	242
12.3.3.4. Calcul de ferrailage	242
12.3.4. Etude de la semelle	245
12.3.4.1. Calcul des charges	245
12.3.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile	247
12.3.4.3. Ferrailage de la semelle :	253
12.3.4.4. Schéma de ferrailage de la semelle.....	254
12.3.5. Etude des pieux sous pile	256
12.3.5.1. Ferrailage des pieux.....	256
12.3.5.2. Schéma de Ferrailage des pieux	256
12.4. Conclusion	257

CHAPITRE 13 : ETUDE DE LA CULEE

13.1.Introduction	258
13.2. Choix de la morphologie	258
13.3. Dimensionnement des éléments de la culée	260
13.3.1. Le sommier d'appui	260
13.3.2. Le mur garde grève	260
13.3.3. Le corbeau	261
13.3.4. Le mur frontal	261
13.3.5. Le mur en retour	261
13.3.6. La dalle de transition	261
13.3.7. La fondation	262
13.4. Vérification de la stabilité de la culée	262
13.4.1. Détermination des centres de gravité des éléments de la culée	263

13.4.2. Calcul des sollicitations	264
13.4.3. Vérification de la stabilité	268
13.4.4. Etapes d'exécution de la culée.....	268
13.5. Etude ferrailage des éléments de la culée	269
13.5.1. Mur garde grève	269
13.5.1.1. Evaluation ses efforts	270
13.5.1.2. Combinaison des moments	272
13.5.1.3. Calcul des armatures	272
13.5.2. Dalle de transition	275
13.5.2.1. Les sollicitations	275
13.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant	276
13.5.2.3. Ferrailage de la dalle de transition	278
13.5.3. Le corbeau	281
13.5.3.1. Ferrailage	282
13.5.4. Mur en retour	283
13.5.4.1. Étude des sollicitations	284
13.5.4.2. Les combinaisons	285
13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour	285
13.5.4.4. Evaluation des efforts	287
13.5.4.5. Ferrailage	289
13.5.4.6. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive)	290
13.5.5. Mur frontal	291
13.5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal	291
13.5.5.2. Vérification du flambement de mur	297
13.5.5.3. Calcul des armatures	300

13.6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée	300
13.6.1. Les sollicitations	300
13.6.2. Combinaison	305
13.6.3. Effort revenant à chaque pieu	306
13.6.4. Calcul du ferrailage	307
13.6.5. Schéma de ferrailage	309
13.7. Etude de ferrailage des pieux sous culée	311
13.8. Conclusion	312
Conclusion générale	IV
Annexes	V

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Figure.1.1. Carte de la région de l'ouvrage	2
Figure.1.2. La situation de l'ouvrage d'art à installer.....	2
Figure.1.3. Vue en plan.....	6
Figure.1.4. Profile en travers	6
Figure.1.5. Profile en long	7
Figure.1.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	8
Figure.2.1. Diagrammes contrainte déformation du béton	15
Figure.2.2. Diagramme contrainte déformation	18
Figure.2.3. Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.....	20
Figure.3.1. Coupe transversale d'une poutre.	22
Figure.3.2. La géométrie de poutre.....	27
Figure.3.3. Section médiane de la poutre seule (intermédiaire et rive).	27
Figure.3.4. Section d'about et fin d'about de la poutre seule (intermédiaire et rive).....	28
Figure.3.5. Section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	29
Figure.3.6. D'about et section fin d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis..	30
Figure.3.7. Section médiane de la poutre droite avec hourdis.....	31
Figure.3.8. Section médiane de la poutre gauche avec hourdis.....	32
Figure.3.9. Section d'about et fin d'about de la poutre droite avec hourdis.....	33
Figure.3.10. Section d'about et fin d'about de la poutre gauche avec hourdis.....	34
Figure.4.1. Coupe transversale droite de la dalle.....	40
Figure.4.2. Vue latérale de la poutre en béton précontraint.....	41
Figure.4.3. Coupe transversale du trottoir	43
Figure.4.4. Schémas du système Br.....	52
Figure.4.5. Schémas du système M_{C120}	53
Figure.4.6. Schémas du système D_{240}	54

Figure.4.7. Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent pour le tablier	55
Figure.6.1. Section médiane équivalente.....	84
Figure.6.2. Section médiane courante.....	85
Figure.6.3. La position des poutres.....	92
Figure.7.1. Choix de l'affaire.....	105
Figure.7.2. Géométrie des poutres.....	105
Figure.7.3. Modélisation des poutres	106
Figure.7.4. Modélisation de la dalle.....	106
Figure.7.5. Système de charge A(L),04VC.....	107
Figure.7.6. Surcharge sur trottoirs	107
Figure.7.7. Sous système Bc, 04 VC.....	108
Figure.7.8. système militaire Mc120.....	108
Figure.7.9. Charge exceptionnelle D240	109
Figure.8.1. Précontrainte par pré tension.....	113
Figure.8.2. Précontrainte par post-tension.....	114
Figure.8.3. Disposition des câbles à mi travée	119
Figure.8.4. Trace de câble à intrados.....	120
Figure.8.5. Diagramme des contraintes normales (phase4).....	148
Figure.8.6. Diagramme d'interaction moment-effort normal.....	149
Figure.8.7. Diagramme de la contrainte à L'ELU.....	150
Figure.8.8. Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	151
Figure.8.9. Rupture du coin inférieur.....	167
Figure.8.10. Les trois à l'aval d'application de la précontrainte et zone de régularisation...	168
Figure.8.11. Le ferailage de la poutre.....	171

Figure.9.1. Cartographie du moment transversale ELS.....	173
Figure.9.2. Schéma de ferrailage de la dalle (tablier BP).....	179
Figure.9.3. Dimensions de l'entretoise.....	180
Figure.9.4. Schéma de ferrailage de l'entretoise (tablier BP)..	189
Figure.10.1. Diagramme des moments dans une poutre.....	191
Figure.10.2. Diagramme des moments sous la précontrainte.....	192
Figure.11.1. Appareil d'appui en élastomère fretté.....	197
Figure.11.2. Dimensionnement de l'appareil d'appuis.....	204
Figure.11.3. Ferrailage des dés d'appuis.....	205
Figure.11.4. Joint de chaussée (type WP alu. 300).....	206
Figure.11.5. Gargouille.....	207
Figure.11.6. Système d'évacuation des eaux	208
Figure.12.1. Coupe transversale B-B.....	210
Figure.12.2. Vue en plan.....	211
Figure.12.3. La force sismique sur chaque élément.....	225
Fig.12.4. Phénomène d'interférence.....	226
Figure.12.5. Partie qui travaille à la torsion.....	231
Figure.12.6. Coupe transversale du chevêtre.....	232
Figure.12.7. Schéma de ferrailage du chevêtre.....	234
Figure.12.8. Charges sismique appliquées au fut.....	234
Figure.12.9. L'effort sismique appliqué sur la pile.....	238
Figure.12.10. Effet de flambement.....	242
Figure.12.11. Ferrailage de fut.....	245
Figure.12.12. L'effort sismique appliqué sur la semelle.....	247
Figure.12.13. Schéma de ferrailage de la semelle.....	255

Figure.12.14. Schéma de ferrailage des pieux.....	257
Figure.13.1. Coupe longitudinale dans la culée.....	259
Figure.13.2. Dimensionnement de la semelle.....	261
Figure.13.3. Plan d'encastrement du mur en retour.....	287
Figure.13.4. Plan du ferrailage du mur en routeur.....	291
Figure.13.5. Plan de ferrailage.	300
Figure.13.6. Schéma de ferrailage de la semelle.	310
Figure.13.7. Schéma de ferrailage du pieu.	312

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.3.1. Caractéristiques géométriques de la poutre seule (intermédiaire et rive).....	28
Tableau.3.2. Caractéristiques géométriques de la poutre seule (d'about et fin d'about).	29
Tableau.3.3. Caractéristiques géométriques d'une poutre intermédiaire avec hourdis	30
Tableau.3.4. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about et fin d'about avec hourdis(intermédiaire).....	31
Tableau.3.5. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive droite avec hourdis.	32
Tableau.3.6. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive gauche avec hourdis.	33
Tableau.3.7. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive droite avec hourdis.	34
Tableau.3.8. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive gauche avec hourdis	35
Tableau.4.1. Donnant les charges permanentes reprise par Chaque type de poutre.	44
Tableau.4.2. Valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	46
Tableau.4.3. Charge A(L) par vois.....	47
Tableau.4.4. Valeurs de coefficient bc.....	49
Tableau.4.5. Charges de Bc par essieu	50
Tableau.4.6. Valeurs de coefficient bt	51
Tableau.4.7. Charges de bt par essieu.....	51
Tableau.4.8. Charges de l'effet de freinage.....	55
Tableau.4.9. Les classification des ponts.	56
Tableau.4.10. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	57
Tableau.4.11. caractéristique géotechniques des sites.....	57
Tableau.4.12. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	57
Tableau.5.1. Les éléments de réduction dus poids propre des poutres pour chaque poutre..	60
Tableau.5.2. Les éléments de réduction dus poids propre de hourdis pour chaque poutre. ...	60
Tableau.5.3. Eléments de réduction dus poids propre d'entretoise pour chaque poutre.	61

Tableau.5.4. Les éléments de réduction dus au poids propre de Revêtement + chape pour chaque poutre.....	62
Tableau.5.5. Les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir corniche pour chaque poutre.....	62
Tableau.5.6. Donnant les charges permanentes reprise par chaque type de poutre.	63
Tableau.5.7. Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0,25L$	70
Tableau.5.8. Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$	74
Tableau.5.9. Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,00L$	77
Tableau.5.10. Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$	80
Tableau.7.1. Les coefficients des combinaisons.	109
Tableau.8.1. Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée ($0.5L$).	114
Tableau.8.2. Ces caractéristique des différents cables	121
Tableau.8.3. Longueurs des câbles.....	123
Tableau.8.4. Tracé de câble moyen fictif.	123
Tableau.8.5. Les distances du point d'application de la force de précontrainte.....	124
Tableau.8.6. Caractéristiques géométriques de la section d'about ($X = 0,00m$).....	125
Tableau.8.7. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $X = 1m$	125
Tableau.8.8. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $X = 4m$	125
Tableau.8.9. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $X = 4m$	126
Tableau.8.10 Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $X = 7,25 m$	126
Tableau.8.11. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à mi travée.	126
Tableau.8.12. Caractéristiques des sections nettes.....	127
Tableau.8.13. Différentes valeurs de $\alpha(rd)$	130
Tableau.8.14. Les longueurs L_x en (m).....	130
Tableau.8.15. : Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections.	130
Tableau.8.16. Les valeurs de $\det \Delta \sigma'$	131

Tableau.8.17. Pertes par recul d’ancrage dans différentes sections.....	131
Tableau.8.18. Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections..	133
Tableau.8.19. Pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 1 ^{ère} famille sous l’effet de 2 ^{ème} famille.....	135
Tableau.8.20. Pertes instantanées totales aux différentes sections.....	135
Tableau.8.21. La tension probable dans différentes sections	136
Tableau.8.22. Les pertes dues au retrait du béton en (<i>MPa</i>).....	139
Tableau.8.23. Les pertes dues à la relaxation des aciers en (<i>MPa</i>).....	140
Tableau.8.24. Les pertes dues au fluage du béton en (<i>MPa</i>).....	141
Tableau.8.25. Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (<i>MPa</i>).....	142
Tableau.8.26. : La tension finale probable dans différentes sections.....	142
Tableau.8.27. Caractéristiques géométriques de la section à $x=0.00\text{m}$	145
Tableau.8.28. Vérification des contraintes à $x=0.00\text{ m}$	145
Tableau.8.29. Caractéristiques géométriques de la section à $x= 7,24\text{ m}$	145
Tableau.8.30. Vérification des contraintes à $x= 7,25\text{ m}$	146
Tableau.8.31 Caractéristiques géométriques de la section à $x = 14,5\text{m}$	146
Tab.8.32 : Vérification des contraintes à $x = 14,5\text{ m}$	146
Tab.8.33 : Caractéristiques géométriques de la section nette à $X= 0,00\text{L}$	159
Tableau.8.34. Vérification des contraintes de cisaillement.....	160
Tableau.8.35. Calcul P.....	164
Tableau.9.1. Valeurs max des moments fléchissant a L’ELU.	174
Tableau.9.2. Valeurs max des moments fléchissant à L’ELS.	174
Tableau.12.1. Répartition des surcharges (une seule travée chargée).....	222
Tableau.12.2. Répartition des surcharges (deux travées chargée).....	222

Tableau.12.3. Réaction dues aux surcharges.....	236
Tableau.12.4. Combinaison 01 et 02.....	239
Tableau.12.5. Combinaison 03 et 04.....	240
Tableau.12.6. Combinaison 05 et 06.....	241
Tableau.12.7. Combinaison 01 et 02 en ELU.	248
Tableau.12.8. Combinaison 01 et 02 en ELS.....	249
Tableau.12.9. Combinaison 03 et 04.....	250
Tableau.12.10. Combinaison 05 et 06.....	251

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 : Agé 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 : Epaisseur brute de l'âme d'une poutre.
bn : Epaisseur 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.

✓ **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.

EL : Equilibre limite.

BA/PEL : béton armé/précontraint aux états limite

HA : haute adhérence

✓ **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 : Coefficiente 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).

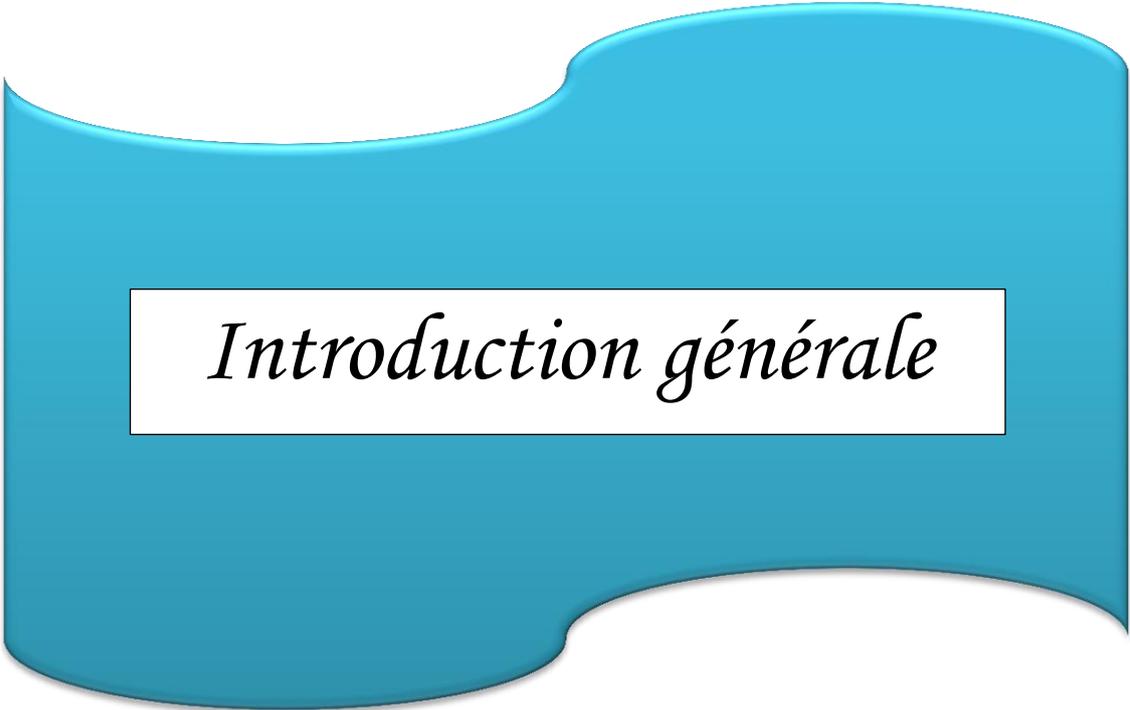
φ : Angle de frottement interne du sol.

c : Cohésion du sol.

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité de flexion.

G : Module de cisaillement.



Introduction générale

Introduction générale

Un pont est une œuvre qui réunit plusieurs spécificités : c'est un ouvrage d'art, c'est également une structure assurant un service de transport (routier ou ferroviaire) et c'est une construction qui se doit de garantir la sécurité des personnes qui l'emprunte.

Sa conception nécessite donc une solide connaissance de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables, et des méthodes d'exécution. En effet, il faut prendre en compte aussi bien les effets de la charge du trafic porté que des phénomènes extérieurs comme le vent, les courants fluviaux ou les séismes.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement, est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné.

Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art. Il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de normes et de règles de l'art constituant un référentiel technique aujourd'hui principalement européen (Eurocodes, normes d'exécution, de produits, de matériaux, d'essais, agréments techniques européens, etc.).

Le seul respect de ces règles ou normes n'est pas suffisant. L'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, au-delà de la codification traditionnelle, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même le degré de fiabilité de la structure qu'il conçoit.

L'objectif principal de notre projet de fin d'étude, de réaliser l'étude et la conception d'un pont autoroutier.

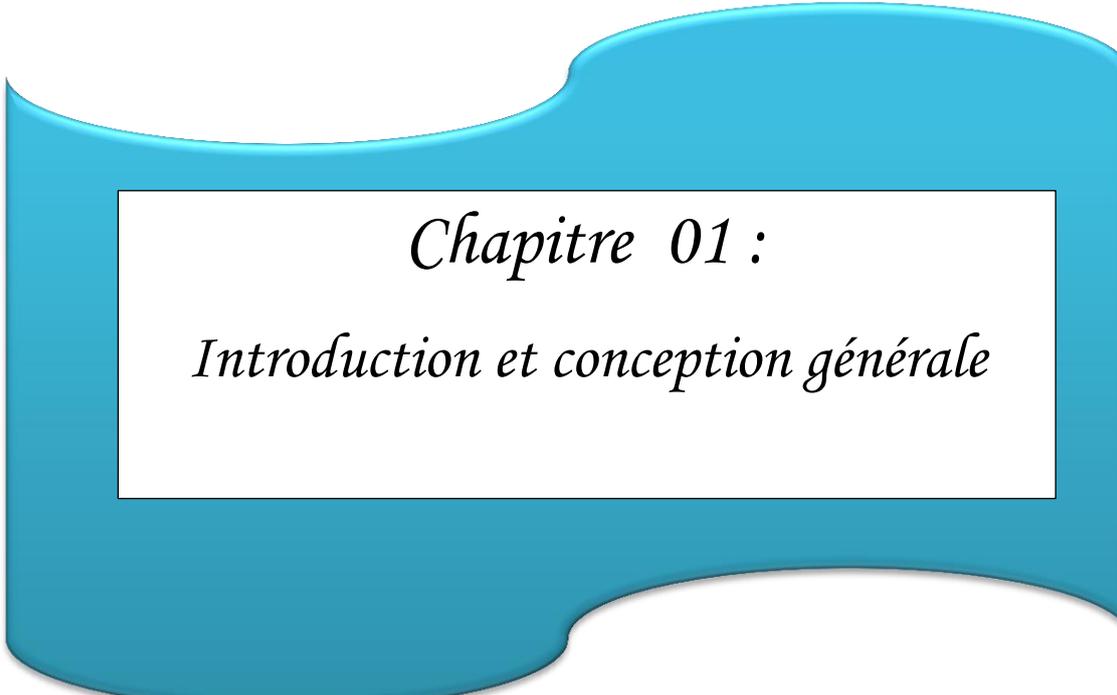
L'ouvrage d'art objet de notre étude, s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda à l'autoroute Est Ouest sur 40 km, Sa longueur est de 90 m, implanté dans la section de la wilaya de Skikda au niveau du PK 15+772.

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 pré-dimensionnement 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. ;

Introduction générale

- 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 ;
- Et à la fin, une conclusion générale.



Chapitre 01 :

Introduction et conception générale

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 :

On peut distinguer plusieurs types de pont à savoir :

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. [1]

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont, c'est elle qui permet de fixer le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux Possible à toutes les conditions imposées, qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles, cette conception est faite suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité, qualité architecturale ainsi que du respect des référentiels techniques et de guides normatifs. [2]

1.2. But de l'étude :

L'objectif de ce mémoire consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art (pont à poutre en béton précontraint), cet ouvrage fait partie du projet autoroutier de la pénétrante reliant le port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest sur 40km. La conception consiste à la proposition de trois variantes, et après une analyse multicritère, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour un dimensionnement plus détaillé.

1.3. Présentation de l'ouvrage :

1.3.1. Introduction et position de l'ouvrage :

Il s'agit d'un pont situé au point kilométrique PK 15+772 du projet de pénétrant autoroutière reliant le port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest, l'ouvrage en question permet de franchir le CW46 au niveau du PK 15+772 en passage inférieur. [3]



Figure.1.1. Carte de la région de l'ouvrage

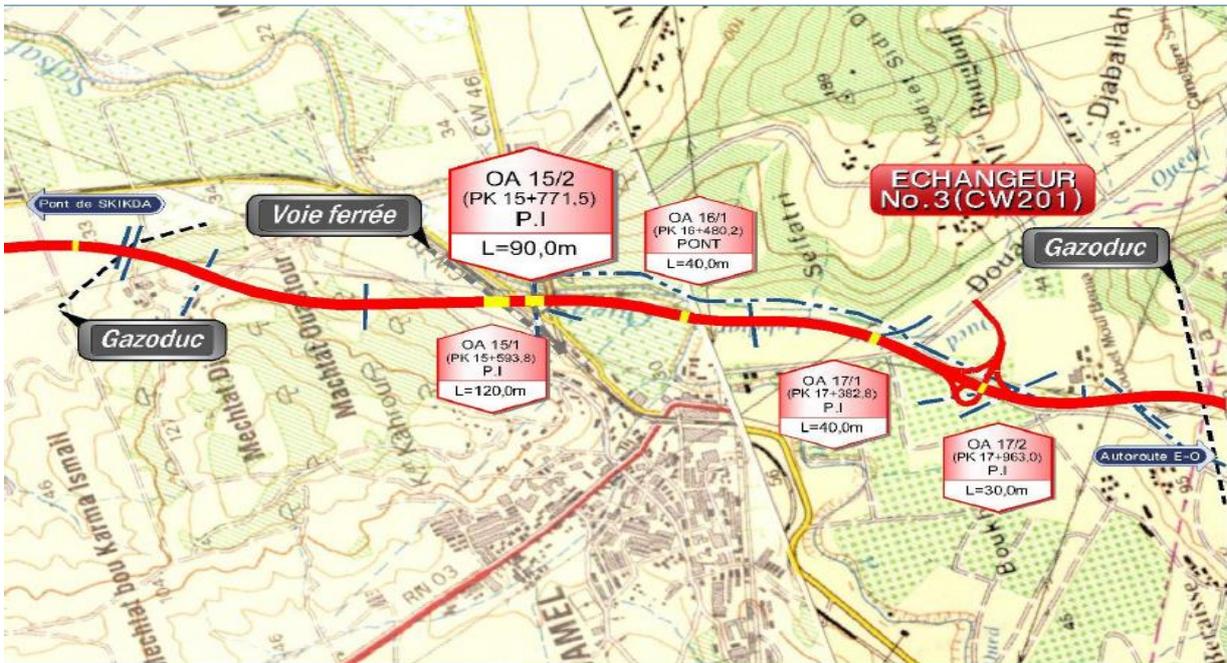


Figure.1.2. La situation de l'ouvrage d'art à installer

1.3.2. Description de l'ouvrage :

1.3.2.1. Portée :

Le présent ouvrage d'art est composé d'un tablier ayant 03 travées (3 x 30 m) avec une longueur totale de 90,31 m. les poutres préfabriquées du tablier sont isostatiques de longueur de 30 m.

1.3.2.2. Tablier :

Le présent ouvrage comprend un tablier ayant une chaussée de 10,5m, une BAU de 3m, un trottoir de 1,25m, une BDG de 1,5m et une corniche de 0,7m d'hauteur pour chacun des deux côtés. La largeur totale du tablier est de 16,25m, le tablier est composé six (6) poutres préfabriquées en béton précontrainte par poste-tension de 2,80m d'entre axe et de (1,50m) de hauteur, solidarisées entre-elles par des entretoises en béton armé de 0,30 x 1.05 m et surmontées d'un hourdis en béton armé de 22cm d'épaisseur. Les charges ramenées par le tablier sont transmises à la pile par l'intermédiaire des appareils d'appuis en élastomère fretté.

La chaussée du tablier à une longueur totale, entre les axes des culées de 89.20 m. Le tablier repose sur deux (02) culées latérales et deux 02 piles en béton armé BA. Le schéma statique est celui d'un tablier à travées simplement appuyées.

1.3.2.3. Les appuis :

- **La pile :**

Les piles d'un pont, les appuis intermédiaires, sont destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçues pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec le tablier. Le calcul et le dimensionnement des piles sont effectués afin que celles-ci soient en sécurité vis-à-vis des charges d'exploitation et charges permanente sur le tablier mais aussi de l'action du vent, des actions thermiques, des charges de freinage ainsi que des efforts horizontaux sous le séisme. La pile à deux fûts d'une largeur de 15,600m est adoptée pour le projet, et les espacements entre les fûts ont été ajustés pour que le moment négatif au niveau du cantilever et le moment positif entre les fûts soient similaires. Pour une

pile d'une hauteur de moins de 13,1m, le fût présente une forme circulaire d'un diamètre de 1,8m. Le type de fondation superficielle est prévu.

- **Les culées :**

Les culées d'un pont sont destinées à transmettre les charges du tablier aux fondations et au sol support. Elles sont situées au début et à la fin du pont et supportent la poussée des terres, et également elles doivent être stables vis-à-vis des efforts verticaux mais aussi des efforts horizontaux sous le séisme. La stabilité externe de la structure de la culée est plus importante que le calcul des sollicitations. Les deux culées sont des culées remblayées constituées par mur garde grève, mur frontal, murs en retour, une dalle de transition et un corbeau arrière.

- Vu que les culées sont disposées dans une zone où les couches porteuses sont profondes, l'implantation de la fondation sur pieux est prévue, couronnées par une semelle, la hauteur des culées a été fixée à 3,90m au début et à la fin de l'ouvrage d'art.

- **Les fondations :**

Le type de fondation à adopter est en fonction de la nature du sol support. Selon le rapport de sol, des fondations profondes sont recommandées.

- La semelle des culées repose sur deux files de pieux de 1,20 m de diamètre et de profondeur de 15,00 m
- La semelle de la pile repose sur deux files de pieux de 1,20 m de diamètre et de profondeur de 12,00 m.

1.4. Conception de l'ouvrage :

La détermination de type d'ouvrage dépend des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le but de la conception est de fixer, de point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes ces conditions.

Donc, il faut connaître à la fois l'ensemble des ouvrages pouvant être envisagés, ainsi que l'ensemble des données et des contraintes à tenir en compte.

1.4.1. Données fonctionnelles :

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

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 ses points caractéristiques. L'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit.

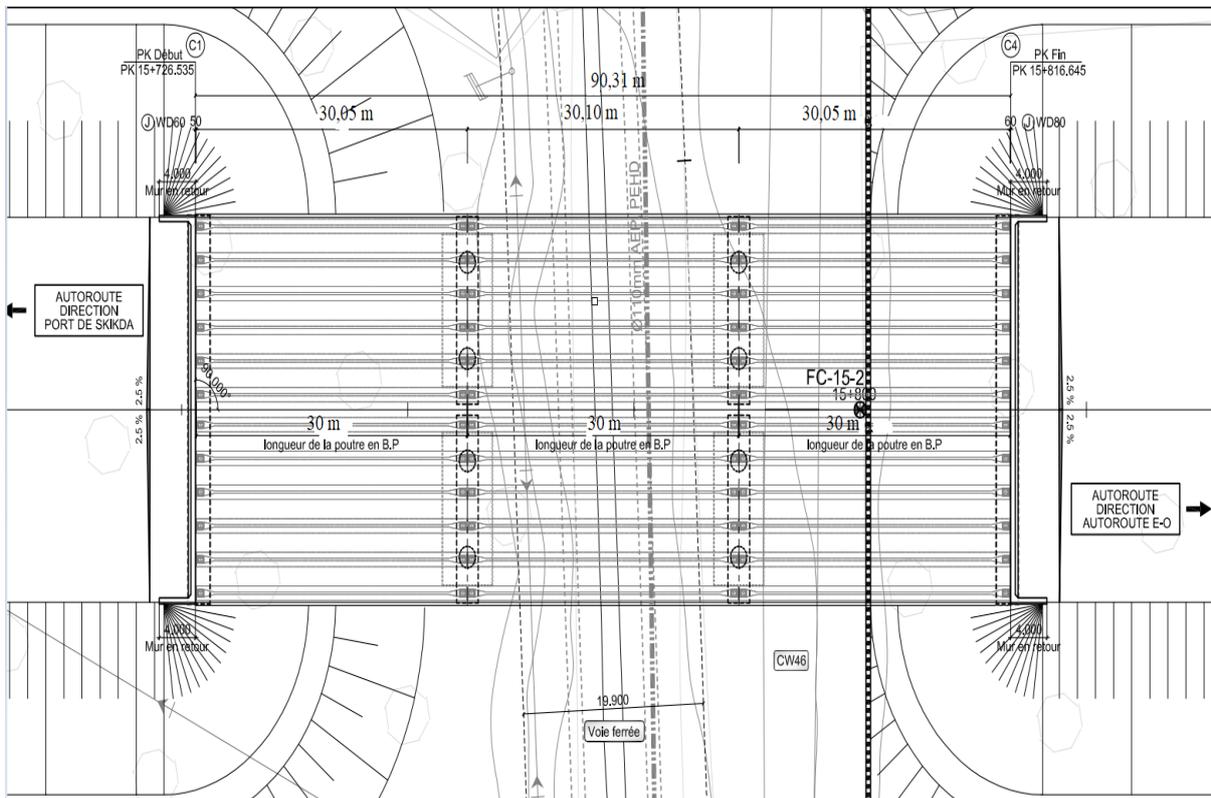


Figure.1.3. Vue en plan.

b. profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie, le nombre de voies 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 comporte:

- Largeur roulable : 10,5m.
- Nombre de voies de circulations : 3 voies.
- BAU : 3,0m
- BDG : 1,5m
- Largeur de trottoir =1,25m.
- Largeur de la glissière de sécurité : 0,45m.
- Le divers : 2,5 %.
- La largeur totale du tablier est de 16,25m.

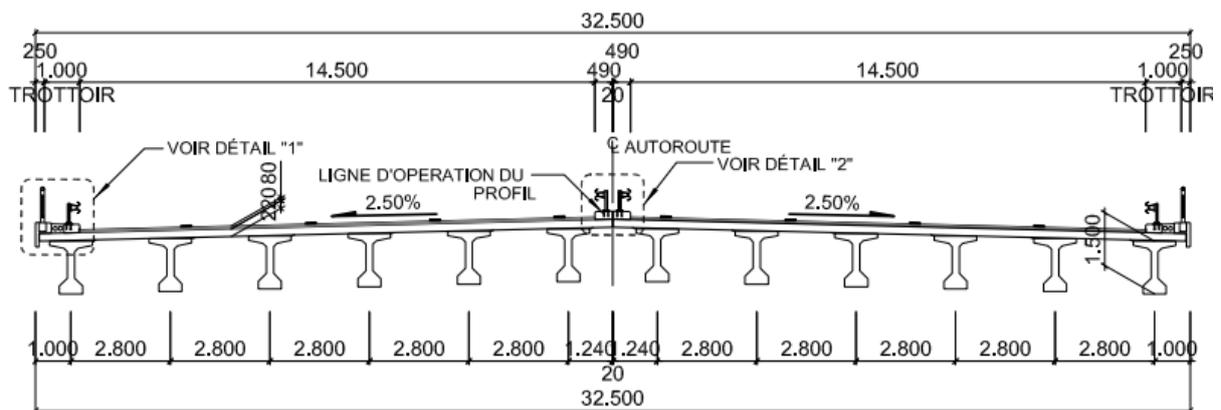


Figure.1.4. Profile en travers

c. 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 CW46 sur une longueur de 90,31 m, il présente une pente on début $S=1,8321\%$. et la pente on fin est $S = -2.55\%$. [3]

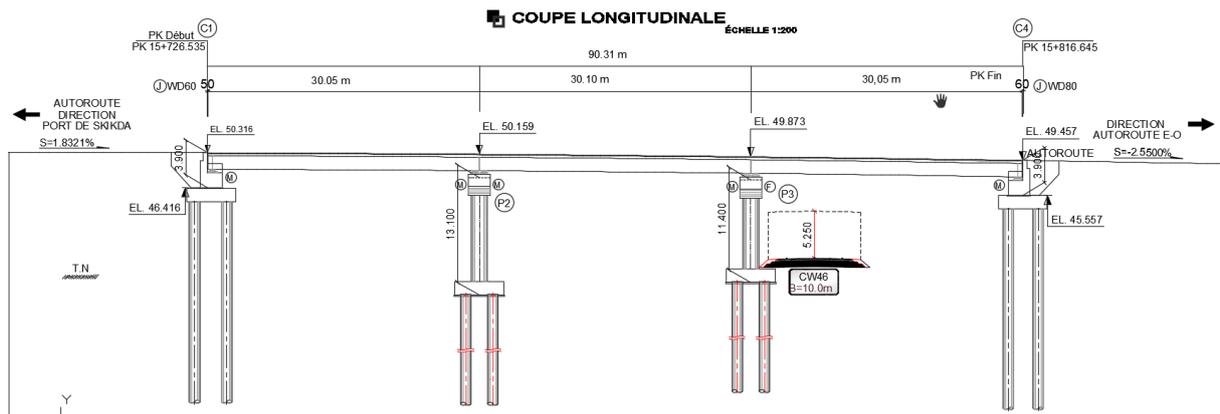


Figure.1.5. Profile en long.

1.4.2. Données géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité, le type d'ouvrage correspondant et la nature des fondations à envisager au niveau des appuis, en plus elle nous permet de choisir son meilleur emplacement pour avoir le bon comportement mécanique de l'ouvrage. Ces données sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel. En correspondance de l'OA15/2, les reconnaissances suivantes ont été réalisées :

Campagne des reconnaissances géotechniques complémentaires- Projet d'Exécution :

- Des sondages carottés (FC-15-2) ont été réalisés ;
- La capacité portante a été estimée à partir de la résistance de cisaillement ;
- La stabilité est assurée lorsque le pieu a une longueur de 12,00 à 15,00 m.
- Alors, une fondation profonde est recommandée pour les culées et les piles.
- D'après l'étude de la stabilité d'ensemble des culées C1 et C4, la stabilité est assurée avec un coefficient de sécurité supérieur à celui exigé par les références techniques ($F_s = 1,2$).
- En ce qui concerne les culées et les piles où les sondages carottés et les essais pressiométriques n'ont pas été effectués, l'étude de la stabilité devra être reprise à travers une reconnaissance géotechnique exigée lors des travaux de construction.
- Egalement, les essais de chargement devront être réalisés pour justifier la contrainte de rupture lors des travaux de construction.

1.4.3. Données sismiques :

Le document technique RPOA 2008 identifie, pour chaque Wilaya du territoire national, la valeur de référence de l'accélération de zone. Pour notre projet La Wilaya de Skikda est localisé dans une zone de moyenne sismicité.[4]

La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts «2».

- Groupe de pont : groupe 2 (pont important : autoroute).
- A : coefficient d'accélération de la zone = 0,2.

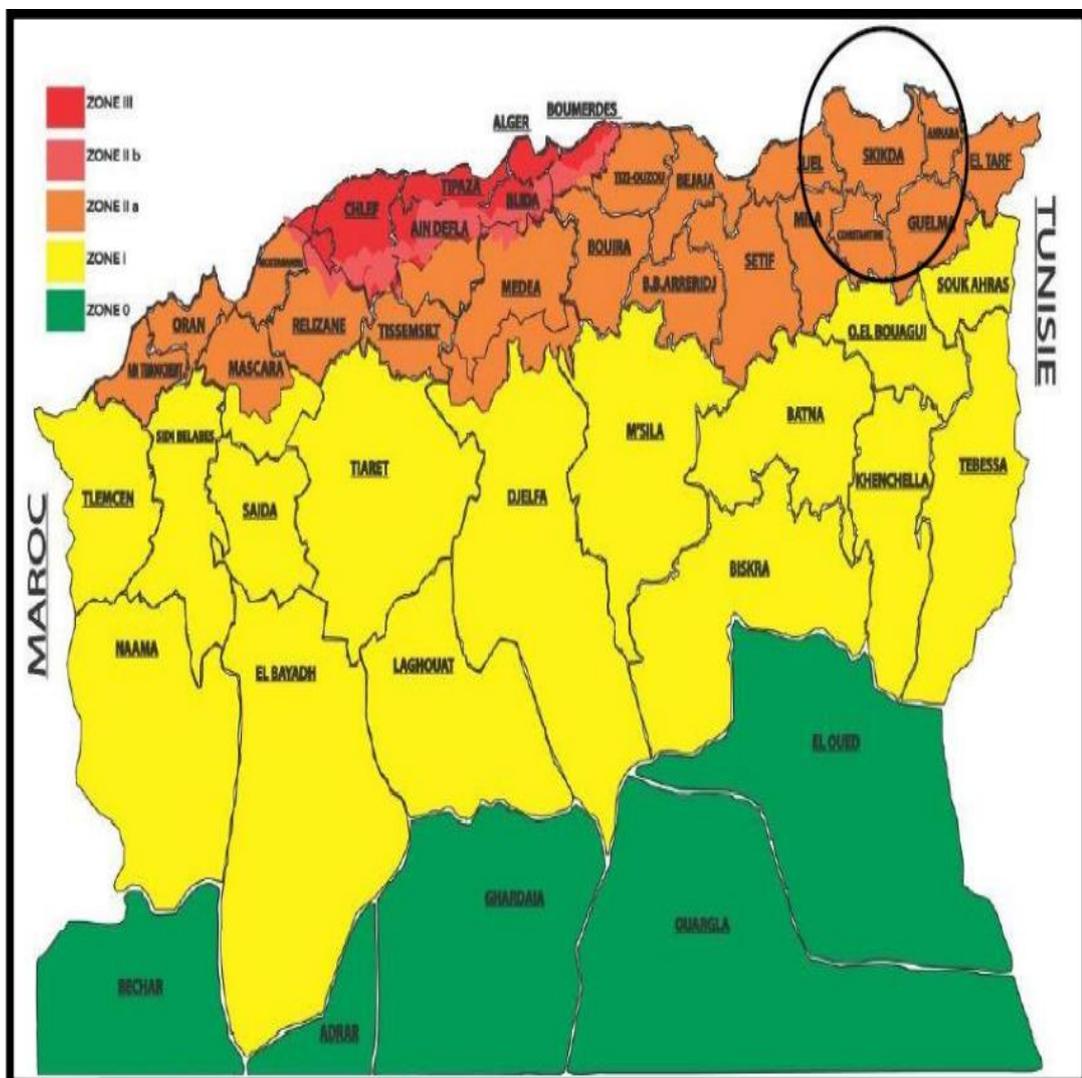


Figure.1.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie

1.4.4. Données topographiques :

Il convient de disposer d'un relevé topographique assez 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 plus au moins difficile du point de vue réalisation et accès.

1.4.5. 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.

- 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.[5]

b) Effet de La neige :

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

c) Effet de 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.

1.5. Choix du type d'ouvrage :

Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites d'emploi et leurs coûts. Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs avantages, leurs inconvénients et leur mode de construction qui dispose du matériel spécifique.[3]

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 adopté à proposer les variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante.

On propose les variantes suivantes :

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

1.5.1. Pont en béton armé :

a. Pont à poutre en béton armé :

Pour ce type de pont, 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 aux tassements différentiels.

- Complication de coffrage le rend relativement couteux en main d'œuvre

b. Pont 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 30et 35 m.

➤ **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 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.

1.6. Conclusion :

Suite à la comparaison des différentes variantes, notre choix porte sur la réalisation d'un pont à poutres isostatiques, d'une longueur totale de 90,31 m et d'une largeur de 32.5m, les poutres sont en béton précontraint par post tension. Le pont est composé de trois (03) travées de 30m de portée, y compris les joints, chacune des travées possède six (06) poutres de 2,8 m d'entre axe et de 1,5 m de hauteur.



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.

2.2. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) ; le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est d l'ordre de 20Mpa à 40Mpa et à la traction de 2 à 4Mpa).

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28j notée « f_{c28} », Avec un contrôle strict, et une masse volumique normale ($\gamma=2,5 \text{ t/m}^3$). dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton avec un dosage 450kg/m de ciment type CPA 325 ou équivalent. On peut déterminer la résistance du béton par sa capacité interne, à reprendre les forces de tractions et de compression. [6]

a. 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 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. [5]

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 :

- Pour les poutres, pieux, et la dalle :

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa} \quad \text{Si} \quad j \geq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Si} \quad j \leq 28 \text{ j}$$

- Pour les culées, piles et semelles :

$$f_{cj} = 27MPa \quad \text{Si} \quad j \geq 28j$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Si} \quad j \leq 28j$$

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

Pour notre projet on a utilisé un béton de classe de résistance :

- $f_{c28} = 27MPa$ Pour le béton de la dalle et des entretoises, la pile, voile, pieux et leurs semelles.
- $f_{c28} = 45MPa$ Pour le béton des poutres précontraintes.

b. Résistance caractéristique à la traction :

Notée f_{t28} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

Cette relation n'est valable que pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 MPa. [6][3]

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 27 = 2.22MPa$ Pour le béton de $f_{c28}=27MPa$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 27 = 2.22MPa$ Pour le béton de $f_{c28}=27Mpa$

❖ Contrainte admissibles de compression du béton :

ELU :

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

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

$\gamma_b = 1.5$: En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$: En situations accidentelles.

$\gamma_b=1.3$: En situations sismiques.

Le coefficient θ tient compte de la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée dans la justification.[6]

θ Vaut :

$\theta=1$ si cette durée est supérieure à 24 heures.

$\theta=0,9$ si elle est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta=0,85$ si elle est inférieure à 1 heure.

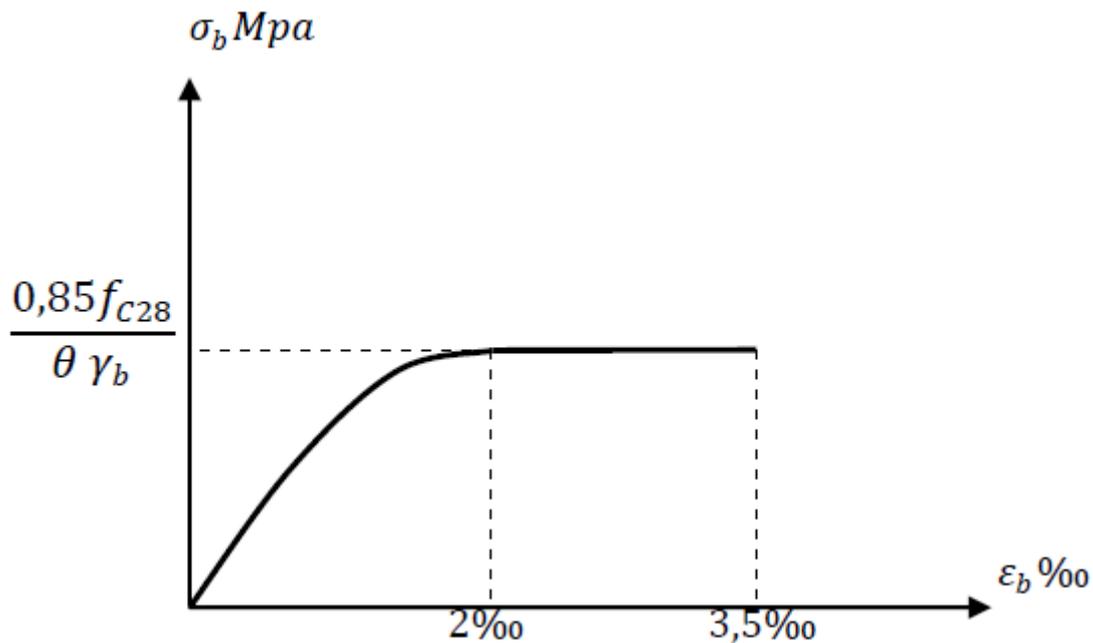


Figure.2.1. Diagrammes contrainte déformation du béton

ELS :

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

➤ Module de déformation longitudinale du béton «E » :

- Module de déformation instantanée (court durée) :

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

$$E_{ij} = 39125.82 \text{ MPa} \quad \text{pour les poutres}$$

$$E_{ij} = 33000 \text{ MPa} \quad \text{pour les culées, piles, la dalle et pieux}$$

➤ **Module de déformation différée (longue durée) :**

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

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

- ν : Coefficient de poisson (le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale)
- Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes:

$$\nu = 0,2 \quad \text{Zone non fissurée ELS}$$

$$\nu = 0 \quad \text{Zone fissurée ELU}$$

2.3. L'acier :

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

2.3.1. Les aciers actifs :

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

2.3.2. Aciers passifs :

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

sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes f_{eE400} et f_{eE500} , la limite élastique de ces aciers son respectivement 400 et 500 MPa.

- Nous utiliserons un acier f_{eE400} ;
- Module d'élasticité longitudinale est $E_s = 200\ 000\text{MPa}$.

♣ **Contrainte limite de traction :**

ELU :

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

Avec : $\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ pour une situation durable ou transitoire.

ELS :

-En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110(nf_{tj}) \frac{1}{2}\right)$

-En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90(nf_{tj}) \frac{1}{2}\right)$

Avec : η le Coefficient de fissuration.

$n = 1$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ Aciers à haute adhérence.

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 400 Mpa.

2.3.3. Aciers actifs :

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions à l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, [5]

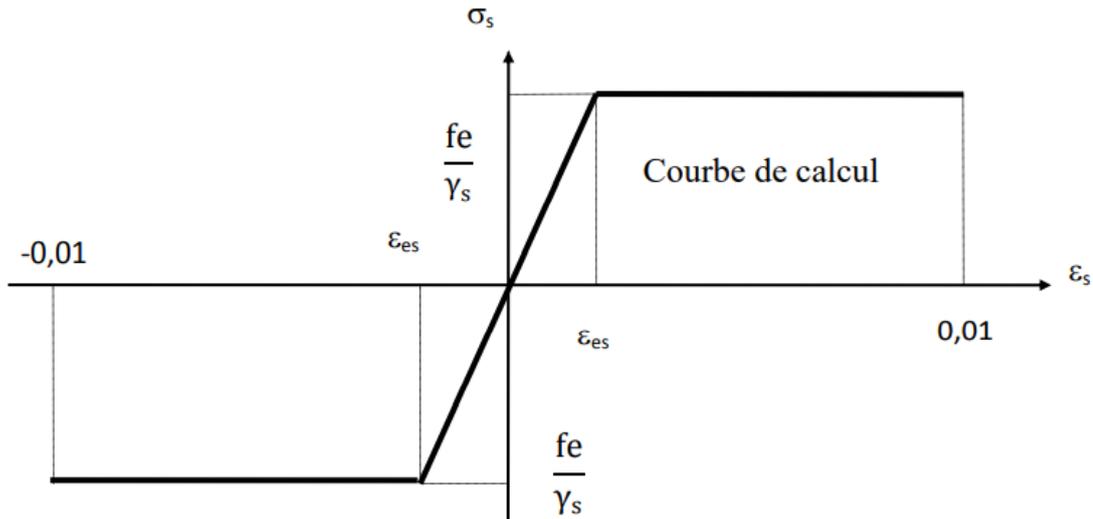


Figure.2.2. Diagramme contrainte déformation

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

- Catégorie : fils, barres, torons.
- Classe de résistance.

a. Catégories d'acier de précontrainte :

➤ Les fils

Les fils sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12.5mm ; ils sont livrés en couronnes.

On distingue :

- Les fils d'acier ronds et lisse ;
- Les fils autres que ronds et lisses.

❖ Les barres

Les barres sont définies comme des armatures rondes et lisses de diamètre supérieur à 12,5mm, ou non rondes ou non lisses ne pouvant être livrées en couronnes. Les caractères géométriques sont le diamètre et la section.

➤ Les torons

Un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice et répartis en une couche, éventuellement autour d'un fil central. Les torons sont caractérisés par le nombre de leur fils, par leur diamètre, et par leur section.

b. 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.

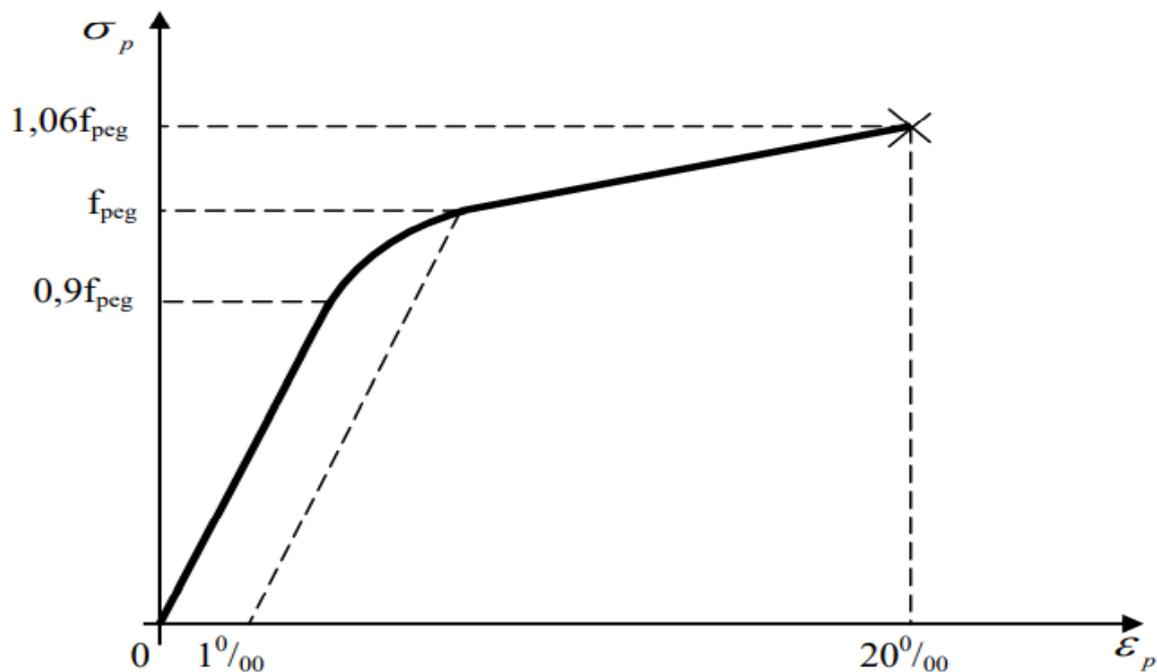


Figure.2.3. Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

Dans notre projet nous utilisons des câbles T15S de caractéristiques suivantes :

- Section nominale de l'acier : $A_p = 150 \text{ mm}^2$;
- Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$;
- Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1600 \text{ Mpa}$;
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$;
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2,10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\%$; $\mu_0 = 0.43$
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 2000000 \text{ Mpa}$.

2.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons focalisé sur les différents matériaux (le béton, le béton précontrainte, les armatures passives « aciers hautes adhérence », armatures actives « torons »), utilisés pour effectuer l'étude et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristique mécaniques requises telles que (la résistance à la compression, la résistance de traction,...etc.).



Chapitre 03 :
Pré-Dimensionnement Du Tablier

3.1. Introduction :

Le tablier d'un pont est une structure porteuse qui supporte les charges du trafic routier et les transmet aux appuis.

Dans ce chapitre, en premier lieu une détermination des dimensions de la poutre présentant une section variable a été faite, tout en prenant en considération les sollicitations maximales en travée ou sur appui.

En deuxième lieu, un calcul des caractéristiques géométriques correspondant a été fait, dont principalement le moment d'inertie axiale et le centre de gravité.

Le type du tablier de notre pont 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. Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

3.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre :

La section transversale de notre poutre est de forme T avec talon et elle est présentée ci-après :

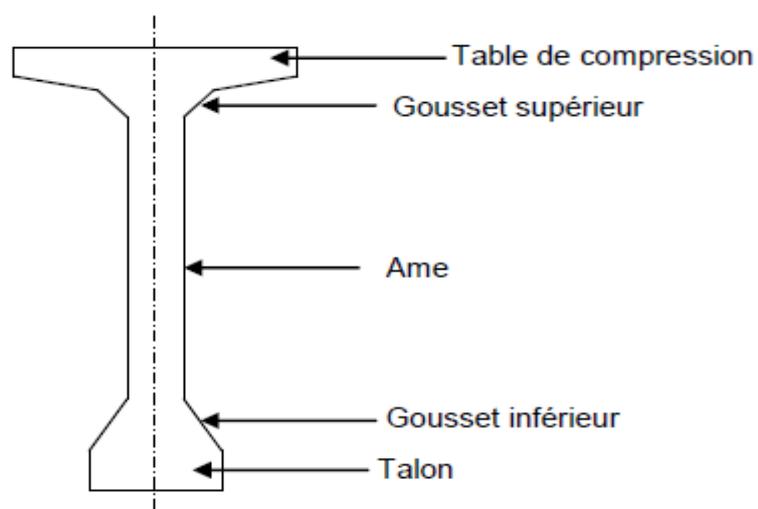


Figure.3.1. Coupe transversale d'une poutre.

3.2.2. Hauteur des poutres :

D'après (J – DREUX) pour pont a poutre ($L \geq 20m$), et déterminer par la relation suivante :

$$\left(\frac{L}{20}\right) - 0.20 \leq H_t \leq \left(\frac{L}{20}\right) + 0.5$$

Dans notre cas $L = 29$ m on obtient :

$$\left(\frac{29}{20}\right) - 0.20 \leq H_t \leq \left(\frac{29}{20}\right) + 0.5$$

Donc : $1.25 \leq H_t \leq 1.95$ \longrightarrow On prend : $h_t = 1,50$ m.

3.2.3. Epaisseur de l'âme :

Dans l'étude d'une poutre soumise à la flexion, on observe que la majeure partie des contraintes de cisaillement prennent place dans l'âme, au contraire des contraintes normales qui prennent place principalement dans les semelles.

D'après (J – DREUX) « b_0 » se détermine par :

$$b_0 \geq 9 + \frac{h_t}{40} \quad \rightarrow \quad 9 + \frac{150}{40} = 12.75cm$$

$$b_0 \geq 10 + \frac{h_t}{40} \quad \rightarrow \quad 10 + \frac{150}{40} = 13.75cm$$

On prendra: $b_0 = 20$ cm à la section médiane.

$b_0 = 65cm$ à la section d'about.

3.2.4. La largeur de la table de compression :

Elle est supérieur à 0,6 de la hauteur de la poutre h_t :

$$b > 0.6 \times H_t \quad \rightarrow \quad H_t = 1.50m$$

$$b > 0.6 \times 1.50 \quad \rightarrow \quad b > 0.90m$$

Donc on prend : $b = 1.20$ m

Son épaisseur doit être : $10cm \leq e \leq 15cm$

On prend : $e = 12cm$

➤ Le rôle de gousset est :

- De faciliter la mise en œuvre du béton ;
- D'assurer l'encastrement de la table à l'âme ;
- De permettre l'ancrage des câbles, relevés en travée dans des bonnes conditions.

3.2.5. Le 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'excédant pas les contraintes admissibles.

- ✓ La largeur du talon (b_t) comprise généralement entre (60 et 90cm), on prend une largeur de (65cm).
- ✓ La hauteur du talon comprise entre (20 et 30 cm), on prend une hauteur de (22,5 cm).

Le talon comporte un gousset inclinée de (45° à 60°) pour assure une bonne mise en œuvre du béton.

3.2.6. Nombre des poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par la formule suivante : $N = \left(\frac{L_a}{d}\right) + 1$

L_a : Entraxe entre les deux poutres de l'extrémité.

d : entraxe entre les poutres

$$N = \left(\frac{14}{2.80}\right) + 1 = 6 \quad \rightarrow \quad 6 \text{ poutres}$$

3.2.7. Epaisseur de l'hourdis :

L'hourdis à un rôle multiple puisqu'il :

- ✓ Assure la continuité de la surface du tablier et permet donc de relier les poutres en leur transmettant les efforts.
- ✓ Joue le rôle de table de compression des poutres.
- ✓ Supporte les surcharges et le transmettre aux poutres.

✓ Joue le rôle d'entretoisement transversal.

Son épaisseur est donnée par :

$$h_0 = \frac{m}{15} \quad \text{Avec } m : \text{l'espacement entre axes des poutres.}$$

$$h_0 = \frac{2.80}{15} = 18.6\text{cm} \quad \text{Donc on adopte une épaisseur de 22 cm.}$$

3.3. Caractéristiques de l'ouvrage :

Longueur des poutres précontraintes : 30 m ;

Hauteur des poutres : 1,5m ;

Le nombre des poutres dans chaque travée : 6 ;

L'entre axe de poutres : 2,80m ;

Largeur de la chaussée : 14,5m ;

Largeur des trottoirs : 1,25 m ;

Largeur totale du pont : 32,5 m ;

Épaisseurs du hourdis : 0,22m.

3.4. Caractéristique géométrique de la poutre :

3.4.1. Notations utilisées :

Pour le calcul du moment d'inertie, la surface totale de la poutre (poutre avec hourdis) a été divisée en surfaces élémentaires.

On utilise la méthode de HUGGENS :

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

B : l'aire de la section de la poutre.

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

$$I_{/\Delta} = \sum I_{0i} + B \times Z_i^2 \quad \text{Avec } I_{/\Delta} : \text{Moment d'inertie par rapport à } \Delta.$$

$$S_{/\Delta} = \sum B_i \times Z_i \quad \text{Avec } S/\Delta : \text{Moment statique.}$$

V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

$$V = H_t - V'$$

V' : distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

$$V' = \frac{S_{/\Delta} / B}{B}$$

I_G : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe neutre.

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V'$$

I₀ : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{x \times y^3}{12} \quad \text{Pour une section rectangulaire.}$$

$$I_0 = \frac{x \times y^3}{36} \quad \text{Pour une section triangulaire.}$$

$$r^2 = \frac{I_G}{B} \quad \text{Avec } r : \text{rayon de giration.}$$

$$\rho = \frac{I_G}{V \times V' \times B} \quad \text{Avec } \rho : \text{rendement géométrique.}$$

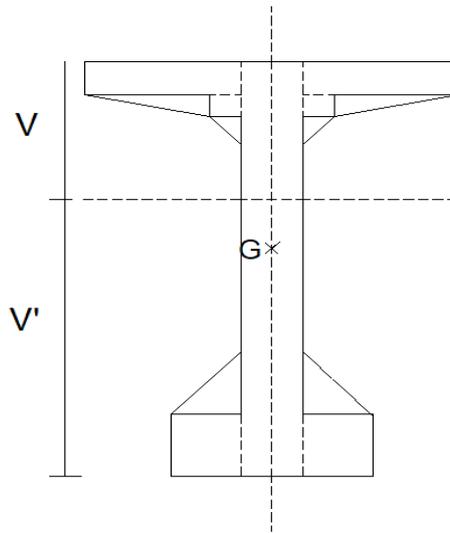


Figure.3.2. La géométrie de poutre

3.4.2. Caractéristiques géométriques des sections de la poutre seule :

a. poutre intermédiaire et rive (seule):

a.1 section médiane :

- Remarque : les dimensions de la poutre présentant une section constante.

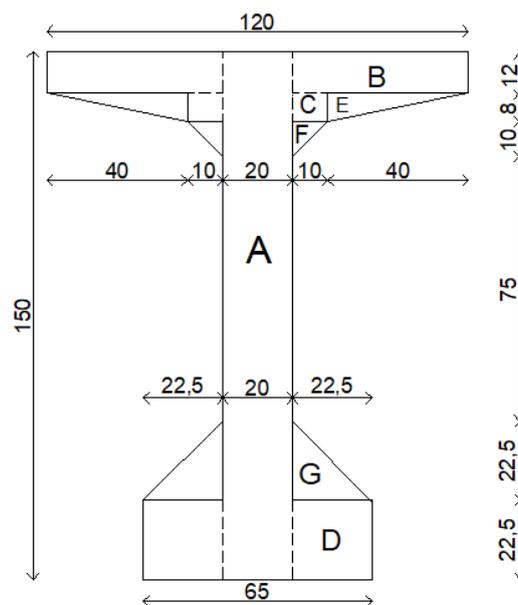


Figure.3.3. Section médiane de la poutre seule (intermédiaire et rive).

Désignation	x	y	B(cm ²)	Z(cm)	SΔ (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
A	20	150	3000	75	225000	5625000	22500000
B	50	12	1200	144	172800	14400	24897600
C	10	8	160	134	21440	853.3333	2873813.3333
D	22.5	22.5	1012.5	11.25	11390.625	42714,84375	170859,375
E	40	8	320	135.33	43305.6	1137.778	5861684.626
F	10	10	100	126.67	12667	555.5555	1605084,446
G	22.5	22.5	506.25	30	15187.5	14238.28125	469863.2813
Total	/	/	6298.75	/	501790,725	5698899,792	58378905,06

V '(cm)	V (cm)	I _G	ρ	r ² (cm ²)
79,665128	70,334872	18403682,72	0,521448481	2921,799202

Tableau.3.1. Caractéristiques géométriques de la poutre seule (intermédiaire et rive).

a.2 Section d’about et section fin d’about:

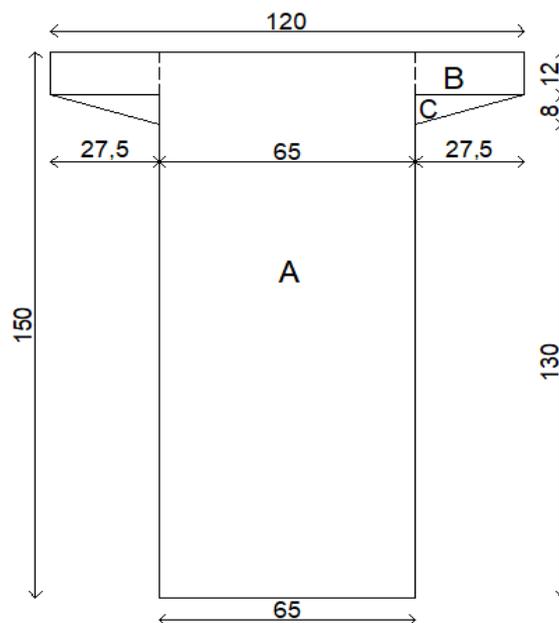


Figure.3.4. Section d’about et fin d’about de la poutre seule (intermédiaire et rive).

Désignation	x	y	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
A	65	150	9750	75	731250	18281250	73125000
B	27.5	12	660	144	95040	7920	13693680
C	27.5	8	220	135.333	29773,26	782.2223	4030086.818
Total	/	/	10630	/	856063,26	18289952.22	90848766.82

V'(cm)	V(cm)	I _G (cm ⁴)	ρ	r ² (cm ²)
80,53276199	69,46723801	21907628,05	36.83%	2060.9245

Tableau.3.2. Caractéristiques géométriques de la poutre seule (d’about et fin d’about).

3.4.3. Caractéristiques géométriques des sections de la poutre avec hourdis :

a. poutre intermédiaire:

a.1/ Section médiane :

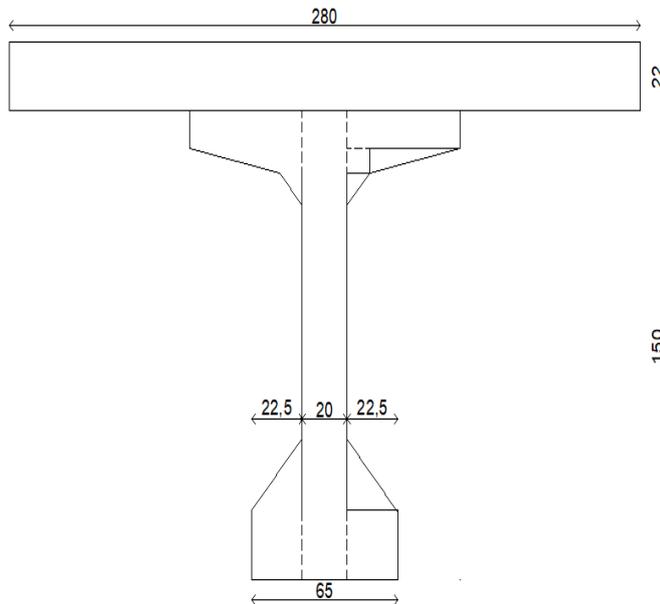


Figure.3.5. Section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis.

Désignation	x	y	B(cm ²)	Z(cm)	SΔ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section poutre	/	/	6298.75	/	501790,725	5698899,792	58378905,06
Hourdis	280	22	6160	161	991760	248453.3333	159921813.3
Total	/	/	12458.75	/	1493550,725	5947353,125	218300718,4

V'(cm)	V(cm)	I _G (cm ⁴)	ρ	r ² (cm ²)
119.87966	52.12033	39254363,97	50.42%	3150,746581

Tableau.3.3. Caractéristiques géométriques d'une poutre intermédiaire avec hourdis.

a.2 Section d'about et section fin d'about:

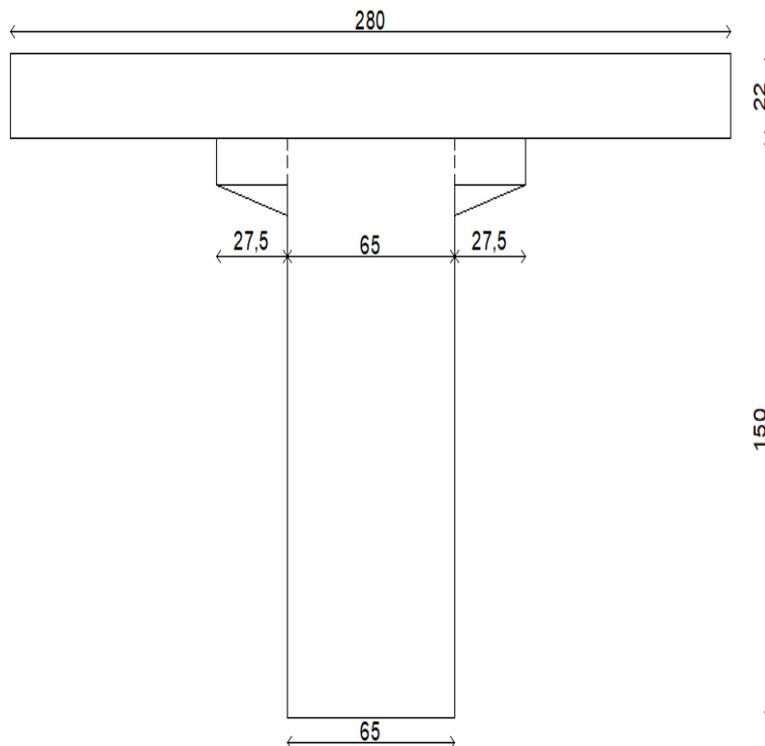


Figure3.6. Section d'about et section fin d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis.

Désignation	x	y	B(cm ²)	Z(cm)	SΔ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section poutre	/	/	10630	/	856063,26	18289952.22	90848766.82
Hourdis	280	22	6160	161	991760	248453.3333	159921813.3
Total	/	/	16790	/	1847823,26	18538405.55	250770580.2

V'(cm)	V(cm)	I _G (cm ⁴)	ρ	r ² (cm ²)
110.05498	61.94501	47408412.18	41.41%	2823.610017

Tableau.3.4. Caractéristiques géométriques de la poutre d’about et fin d’about avec hourdis (Intermédiaire).

b. poutre de rive :

b.1section médiane droite:

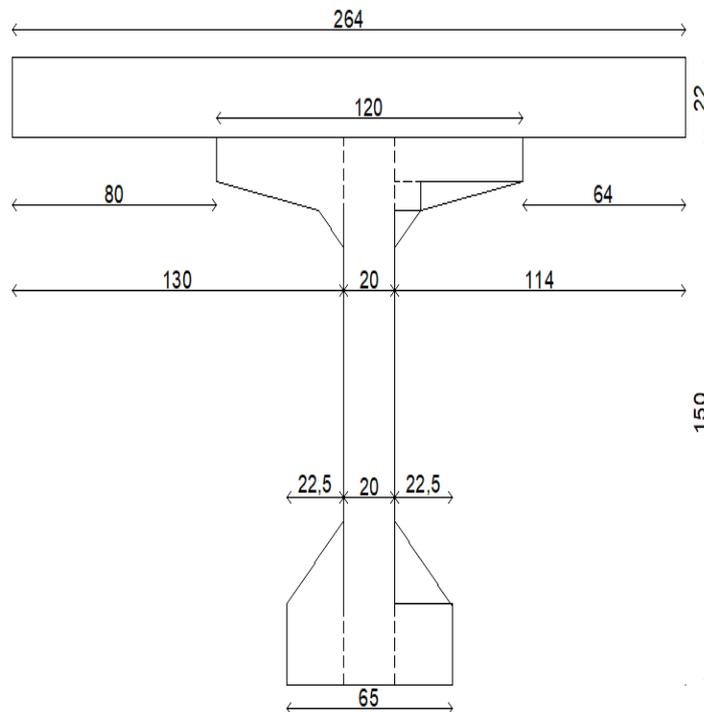


Figure.3.7. Section médiane de la poutre droite avec hourdis.

Désignation	x	y	B(cm ²)	Z(cm)	SΔ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section poutre	/	/	6298.75	/	501790,725	5698899,792	58378905,06
Hourdis	264	22	5808	161	935088	234256	150783424
Total	/	/	12106.75	/	1436878,725	5933155,792	209162329,1

V'(cm)	V(cm)	I _G (cm ⁴)	ρ	r ² (cm ²)
118.68409	53.31590022	38627671.09	50.42%	3190.58963

Tableau.3.5. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive droite avec hourdis.

b.2 Section médiane gauche:

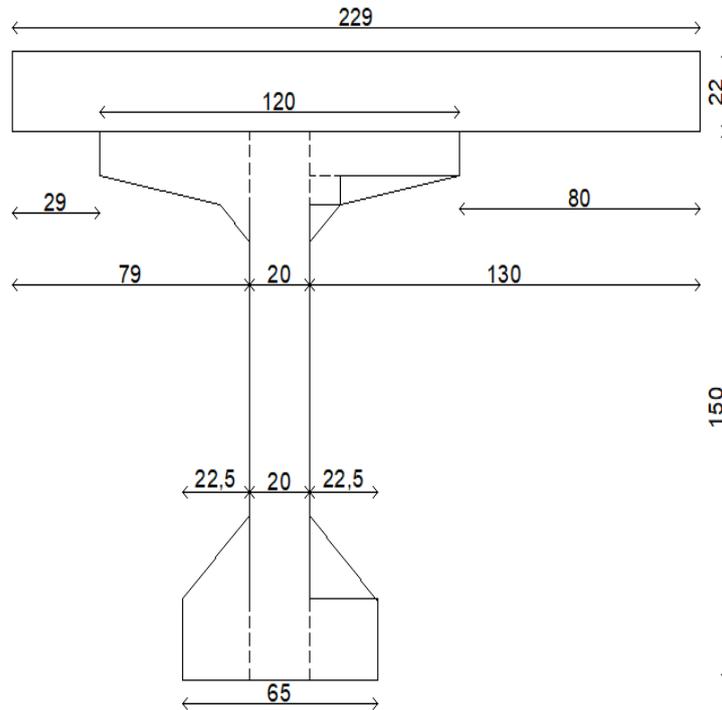


Figure.3.8. Section médiane de la poutre gauche avec hourdis.

Désignation	x	y	B(cm ²)	Z(cm)	SΔ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section poutre	/	/	6298.75	/	501790,725	5698899,792	58378905,06
Hourdis	229	22	5038	161	811118	203199.3333	130793197.3
Total	/	/	11336.75	/	1312908,725	5902099,125	189172102,4

V'(cm)	V(cm)	I _G (cm ⁴)	ρ	r ² (cm ²)
115.80997	56.19002	37124176.79	50.32%	3274.67544

Tableau.3.6. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive gauche avec hourdis

b.3Section d’about droite:

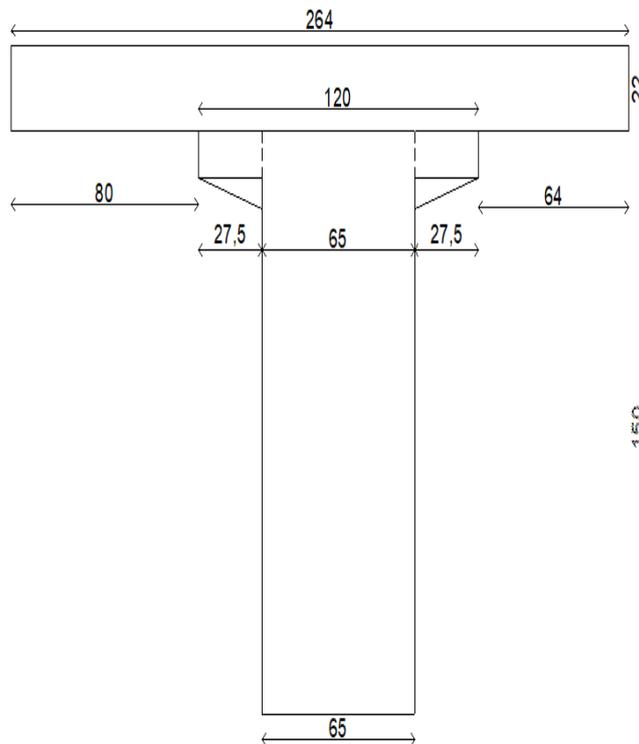


Figure.3.9. Section d’about et fin d’about de la poutre droite avec hourdis.

Désignation	x	y	B(cm ²)	Z(cm)	SΔ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section poutre	/	/	10630	/	856062.6	18289952.22	90848766.82
Hourdis	264	22	5808	161	935088	234256	150783424
Total	/	/	16438	/	1791151.26	18524208.22	241632190.8

V'(cm)	V(cm)	I _G (cm ⁴)	ρ	r ² (cm ²)
108.9640625	63.03593	46461072.91	41.14%	2826.443175

Tableau.3.7. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive droite avec hourdis.

b.4 Section d'about gauche:

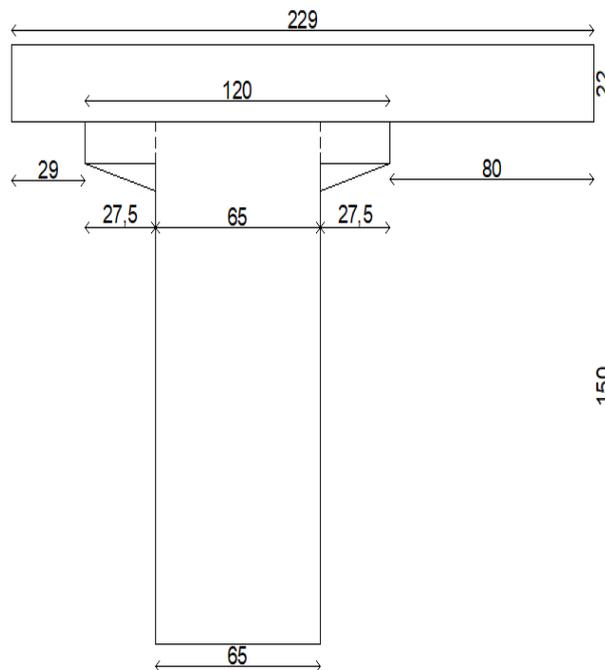


Figure.3.10. Section d'about et fin d'about de la poutre gauche avec hourdis.

Désignation	x	y	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section poutre	/	/	10630	/	856063,26	18289952.22	90848766.82
Hourdis	229	22	5038	161	811118	203199.3333	130793197.3
Total	/	/	15668	/	1667181,26	18493151.55	221641964.1

V'(cm)	V(cm)	I _G (cm ⁴)	ρ	r ² (cm ²)
106.40672	65.59328	44242592.55	40.45%	2823.75495

Tableau3.8. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive gauche avec hourdis.

3.4.4. Caractéristiques géométriques des sections nettes :

La section nette égale à la section brute moins les sections des trous, des vides, ...etc. Cette section est utilisée à l'état limite de service pour le calcul des contraintes sous les actions permanentes. Avant de connaître le nombre exact des câbles, on diminue les valeurs des moments statiques, inerties, et celle de la section suivant les pourcentages suivants :

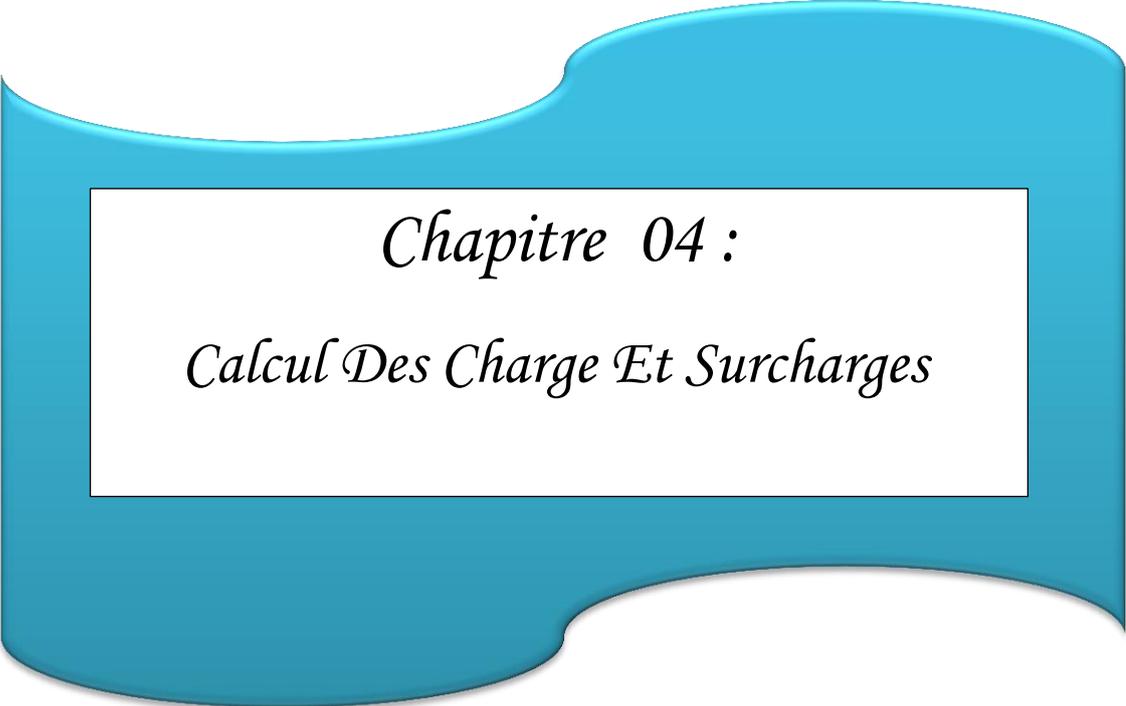
- 5% de la section → $B_{nette} = 0,95 B_{brute}$
- 10% du moment d'inertie → $I_{nette} = 0,90 I_{bruts}$
- 8% du moment statique → $S_{nette} = 0,92 S_{bruts}$

	Poutre seule		Poutre avec hourdis	
	Intermédiaire et de rive		intermédiaire	
	médiane	d'about	médiane	d'about
$B(\text{cm}^2)$	5983,8125	10098,5	11835,8125	15950,5
$\Delta(\text{cm}^2)$	461647,467	787578,1992	1374066,667	1699997,399
$I_G(\text{cm}^4)$	16563314,45	19716865,24	35328927,57	42667571
$V(\text{cm})$	70,334872	69,467238	52,120339	61,94501132
$V'(\text{cm})$	79,665128	80,5327619	119,8796609	110,0549887
$r^2(\text{cm}^2)$	2921,799	2060,92458	3150,746581	2823,610017
ρ	51,14	36,83	50,42	41,41

	Poutre seule		Poutre avec hourdis	
	Intermédiaire et de rive		intermédiaire	
	médiane	d'about	médiane	d'about
$B(\text{cm}^2)$	11501,4125	15616,1	10769,9125	14884,6
$\Delta(\text{cm}^2)$	1321928,427	1647859,159	1207876,027	1533806,759
$I_G(\text{cm}^4)$	34764903,98	41814965,62	33411759,11	39818333,3
$V(\text{cm})$	53,31590022	63,035937	56,190025	65,59323
$V'(\text{cm})$	118,6840998	108,96406	115,8099742	106,4067692
$r^2(\text{cm}^2)$	3190,5896	2826,4431	3274,67544	2823,75495
ρ	50,42	41,14	50,32	40,45

3.5. 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 différents caractéristiques géométriques (moment d'inertie, moment statique,...etc.), pour les différents sections transversales de la poutre (section d'about et section médiane avec et sans hourdis).



Chapitre 04:

Calcul Des Charge Et Surcharges

4.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des charges et surcharges (permanentes ou d'exploitations) que l'ouvrage objet de notre étude va supporter ainsi que la répartition transversale de ces charges. D'après le fascicule 61 titres II, 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 sur trottoir ;
- Les surcharges dues au vent, au séisme, et au freinage ;
- Force centrifuges ;
- Combinaisons de charges.

4.2. Les actions permanentes :

Elle contient :

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

4.3. Les actions variables :

4.3.1. Les charges d'exploitation :

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

4.3.2. Les charges climatiques :

- a. **Le vent** : son influence sur l'ouvrage dépend de l'état de celui-ci (état de construction ou état d'exploitation). L'effet du vent n'est pas cumulable avec les charges d'exploitation.
- b. **La température** : son effet intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée.
- c. **La neige** : il est rare à considérer que dans les passerelles.

4.3.3. Les actions accidentelles :

Telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique algérien « RPOA2008 ». [4]

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

4.4. Calcul des charges :

4.4.1. Calcul des charges permanentes et complément des charges permanents :

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

4.4.1.1. Les charges permanentes:

Ces charges sont appelées CP; et concernent :

➤ Le poids propre de la dalle :

La longueur de la dalle droite :

$$16,25 - 0,11 - 0,01 = 16,13\text{m}$$

Epaisseur de la dalle est : 22cm.

Le poids de la dalle par mètre linéaire :

$$P_d = S_d \times \rho_b$$

$$P_d = 16.13 \times 0.22 \times 2.5 = 8.8715t / ml$$

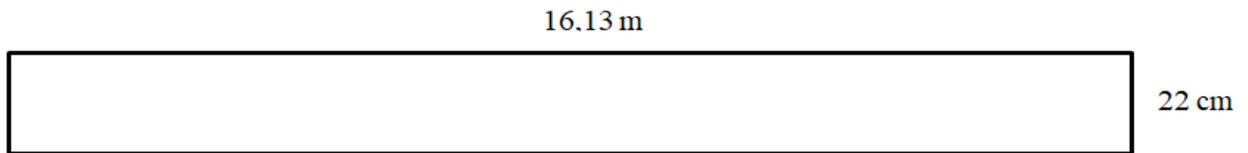
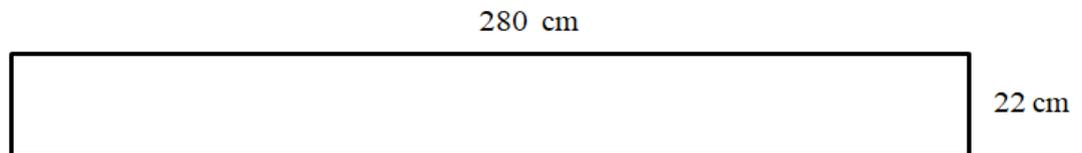


Figure.4.1. Coupe transversale droite de la dalle

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

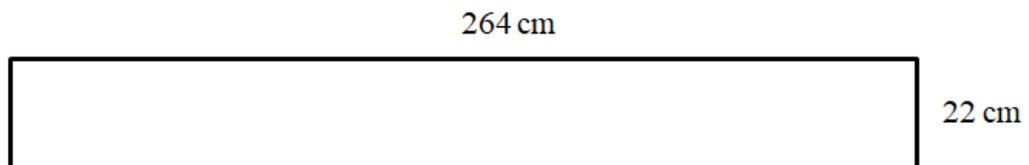


$$P_{di} = 2.80 \times 0.22 \times 2.5 = 1.54t / ml$$

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

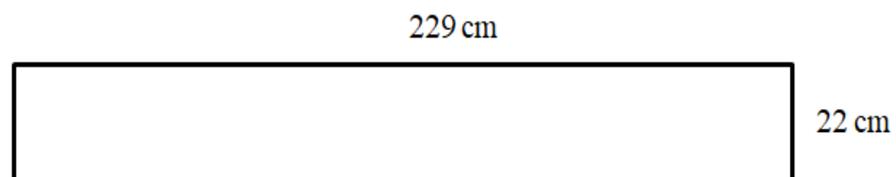
Droit :

$$P_{dra} = 2.64 \times 0.22 \times 2.5 = 1.452t / ml$$



Gauche :

$$P_{dr_g} = 2.29 \times 0.22 \times 2.5 = 1.259t / ml$$



➤ Poids propre de la poutre :

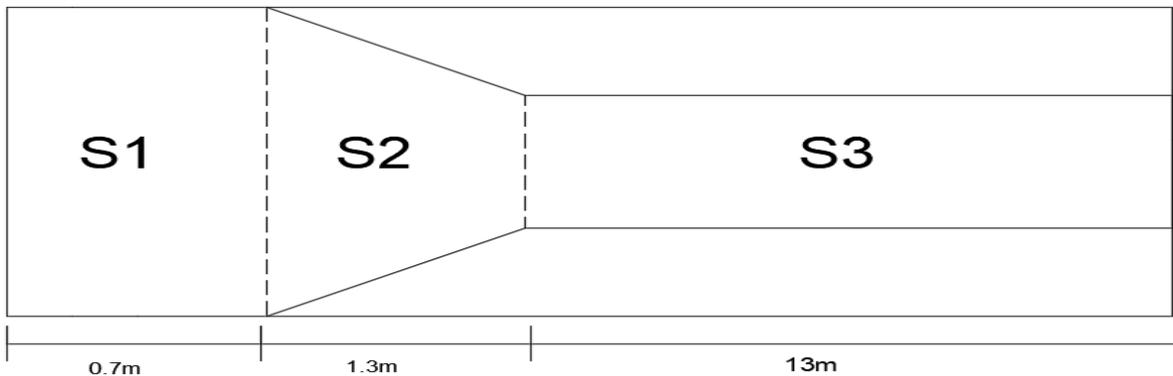


Figure.4.2. Vue latérale de la poutre en béton précontraint

Les sections	S ₁	S ₂	S ₃
L'aire de la section (m ²)	1.0630	0.8464	0.6298

$$P_1 = 2.5 \times 1.0630 \times 0.7 = 1.86025t$$

$$P_2 = 2.5 \times 0.8464 \times 1.3 = 2.7508t$$

$$P_3 = 2.5 \times 0.6298 \times 13 = 20.4685t$$

➤ Le poids total de la poutre :

$$P_{poutre} = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3)$$

$$P_{poutre} = 2 \times (1.86025 + 2.7508 + 20.4685) = 50.1591t$$

-Le poids de la poutre en mètre linéaire :

$$P_{poutre} = \frac{50.1591}{2 \times (0.7 + 1.3 + 13)} = 1.67197t / ml$$

-Pour 6 poutres :

$$P_{poutre} = 6 \times 1,67197 = 10,03182t / ml$$

➤ **Le poids de l'entretoise :**

$$S_{entr} = (2,150 \times 1,05) - (0,088 \times 2) = 2,0815 \text{ m}^2$$

d. Le poids total des entretoises :

$$P_{entr} = 2,0815 \times 0,3 \times 2,5 = 1,5611 \text{ t}$$

$$P_{total} = 1,5611 \times 10 = 15,611 \text{ t}$$

e. Le poids de l'entretoise par mètre linéaire :

$$P = \frac{15,611}{29} = 0,5383t / ml$$

4.4.1.2. Les compléments des Charges permanentes :

Ces charges sont appelées CCP et concernent :

- Le revêtement.
- La chape d'étanchéité.
- Longrines
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Barrières.

a. Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité :

$$P_{revetement} = 14,5 \times 0,08 \times 2,4 = 2,784 \text{ t/m}$$

$$P_{etanchéité} = 14,5 \times 0,005 \times 2,2 = 0,1595 \text{ t/m}$$

$$P_{tot} = 2,9435 \text{ t/m}$$

b. Le poids de trottoirs + corniche + longrines :

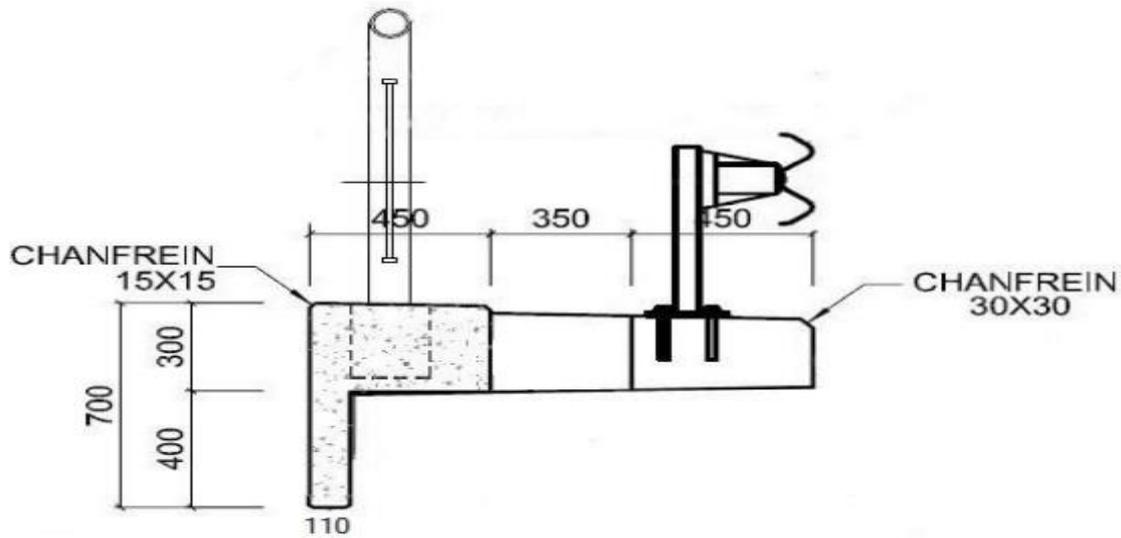


Figure.4.3. Coupe transversale du trottoir.

• **Poids de la corniche :**

$$S = (0,11 \times 0,4) + (0,45 \times 0,3) - (0,015 \times 0,015) = 0,1787\text{m}^2$$

$$P_{\text{Cor}} = 2,5 \times 0,1787 = 0,4469 \text{ t/ml}$$

• **Le poids de trottoir +longrine :**

$$S = (0,35 + 0,45) \times 0,23 - (0,03 \times 0,03)/ 2 = 0,1835 \text{ m}^2$$

$$P_t = 2,5 \times 0,1835 = 0.4587 \text{ t/ml}$$

• **Les poids de garde-corps type S7 :**

$$P_{\text{gc}} = 0.1 \text{ t/ml}$$

* **Les poids des glissières type GS4 :**

$$P_{\text{gs}} = 0.06 \text{ t/ml}$$

Le poids de trottoir + glissières :

$$S_{\text{trottoir}} = (0.49 \times 0.23) - (0.030^2 / 2) = 0.11225 \text{ m}^2$$

$$p_{\text{trottoir}} = 0.11225 \times 2.5 = 0.280625 \text{ t/ml}$$

4.5.La charge totale :

$$CCP = P_{\text{Cor}} + P_t + P_{\text{gc}} + P_{\text{gs}} \times 2 + p_{\text{trottoir}} + P_{\text{revetement}} + P_{\text{étanchéité}}$$

$$CCP = 0,4469 + 0.4587 + 0.1 + 0.06 + 0.06 + 0.280625 + 2.9435 = 4.3497 \text{ t/ml}$$

$$CP = P_D + P_P$$

$$CP = 8.8715 + 10.03182 = 18.9033 \text{ t/ml}$$

$$G = (CP + CCP) \times L + P_{entr}$$

$$G = (4.3497 + 18.03182) \times 29 + 15.611 = 664.6750 \text{ t}$$

Charge (t/ml)	Poutre de rive		Poutre intermédiaire
	Gauche	droite	
Poutre seule	1.67197	1.67197	1.67197
Dalle	1.259	1.452	1.54
Revêtement + étanchéité	0.21112	0.43645	0.568
Pcor+Pgs+Ptr+Pgc	1.0657	0.340625	/
L'entretoise	0.5383	0.5383	1.0766
La somme	4.7460	4.4393	4.8565

Tableau.4.1. Les charges permanentes reprise par Chaque type de poutre

4.6. Calculs des surcharges :

Elles sont définies par le fascicule 61 titre de pont route, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante. [7]

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge sur trottoirs.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. Cependant la chaussée n'est pas totalement chargée ; donc on définit la largeur chargeable qui se déduit de la largeur roulable.

a) La largeur roulable (L r) :

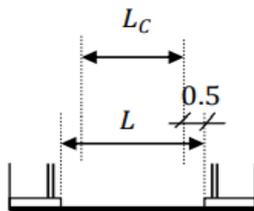
La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

b) Largeur chargeable (L_c) :

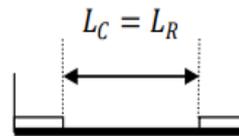
La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable :

- En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe ;
- En conservant cette même largeur roulable dans le cas contraire.

Si une chaussée est encadrée par deux bordures, la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable ; si elle est bordée d'un côté par un dispositif de retenue, de l'autre par une bordure, c'est une bande de 0,50 m qui doit être enlevée.[6]



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



Avec :

L_c : Largeur chargeable en m.

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

$$L_r = 14,5m$$

$$L_c = 14,5 - 0,5 \times 2 = 13,5m$$

c) 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	$LR \geq 7m$
2	$5.50m \leq LR \leq 7m$
3	$LR < 5.50m$

Notre pont sera Pont de première classe ($LR \geq 7$ m).

d) Nombre de voies :

On a un pont de première classe $LR \geq 7$ m

Donc : $m = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = E\left(\frac{13.5}{3}\right) = E(4.5)$ (4 voies)

e) largeur d'une voie (L_v) :

$L_v = \frac{L_c}{m} = \frac{13.5}{4} = 3.375m$ (4 voies)

4.6.1. Système de charges A (L) :

$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$ (kg/ m²) Avec : $L = 29m$

$A(L) = 230 + \frac{36000}{29+12} = 1108.04$ (kg/ m²) $A(L) = 1.10804$ t/ m²

Coefficient de a1 :

	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5 voies
1 ^{ere} classe	1.00	1.00	0.90	0.75	0.70
2 ^{eme} classe	1.00	0.90	/	/	/
3 ^{eme} classe	0.90	0.80	/	/	/

Tableau.4.2. Valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

Coefficient de a2 :

On a : pont de 1^{ere} classe :

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

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

Avec :

✓ $V_0 = L_v = 3.5m$ (Pont de 1^{ere} classe) ;

✓ $V = 3.375m$ (Largeur de la voie).

$$a_2 = \frac{3.5}{3.375} = 1.0370$$

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

	a_1	a_2	$A(L)$ (t/ m ²)	$A(t/ ml)$
1 voie	1.00	1.037	1.1080	$1 \times 1.037 \times 1.1080 \times 3.375 = 3.8778$
2voies	1.00	1.037	1.1080	$2 \times 1 \times 1.037 \times 1.1080 \times 3.375 = 7.7557$
3voies	0.90	1.037	1.1080	$3 \times 0.9 \times 1.037 \times 1.1080 \times 3.375 = 10.4702$
4voies	0.75	1.037	1.1080	$4 \times 0.75 \times 1.037 \times 1.1080 \times 3.375 = 11.6335$

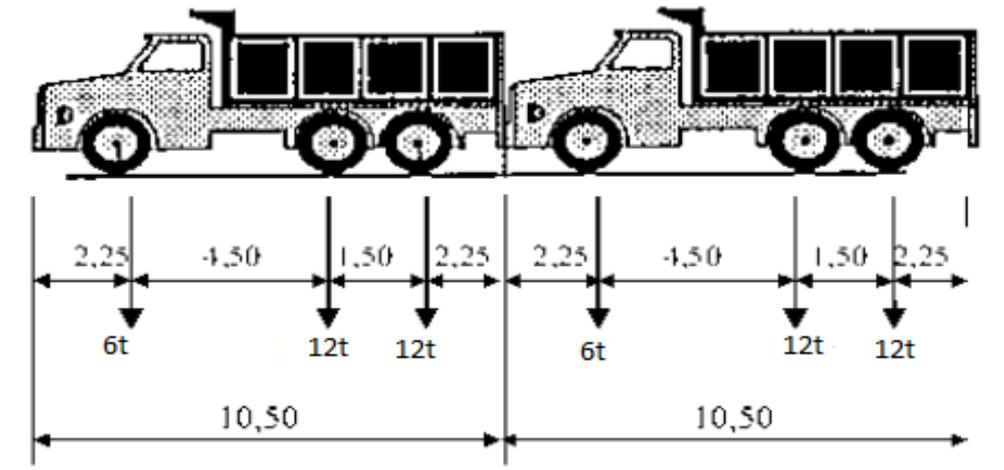
Tableau.4.3. Charge A(L) par vois.

4.6.2 .Système B :

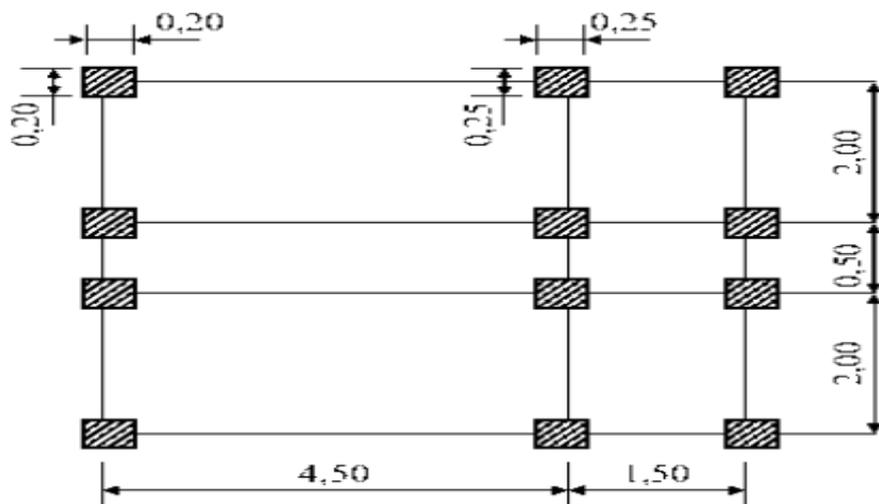
Le système B comprend trois systèmes : B_c, B_l, B_r ,

A. Système B_c

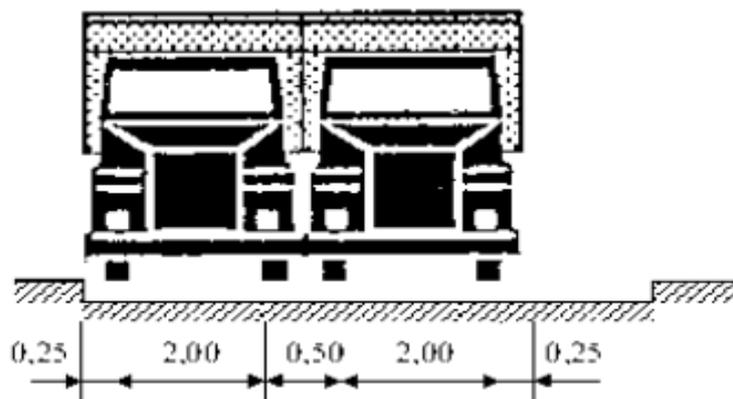
Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples.



Longitudinalement



en plan



Transversalement

➤ **Disposition sur le pont :**

Longitudinalement, on dispose deux camions Bc aux max espaces de façon à produire l'effet le plus défavorable .la distance entre les deux camions est 4,50 m.

Transversalement, on dispose le nombre de camions produisant l'effet le plus défavorable sur La largeur chargeable.

(Nbre de camions Bc = Nbre de voies chargées) la distance entre chaque camion est 0,50m.

Dans notre cas : L = 29 m et 4 voies chargées

On peut disposer deux camions Bc longitudinalement et deux transversalement. Les charges de système Bc sont multipliées par deux coefficients :

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

	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5voies
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.4.4. Valeurs de coefficient bc.

Un coefficient de majoration dynamique δ_c donné par :

$$\delta_c = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.20L} + \frac{0.60}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Tel que :

L : la portée du pont : L = 29 m

S : la surcharge maximale : Q

G : la charge permanente : $G = 664.675t$

Dans notre cas : pont de 1^{classe} et 4 voies chargées.

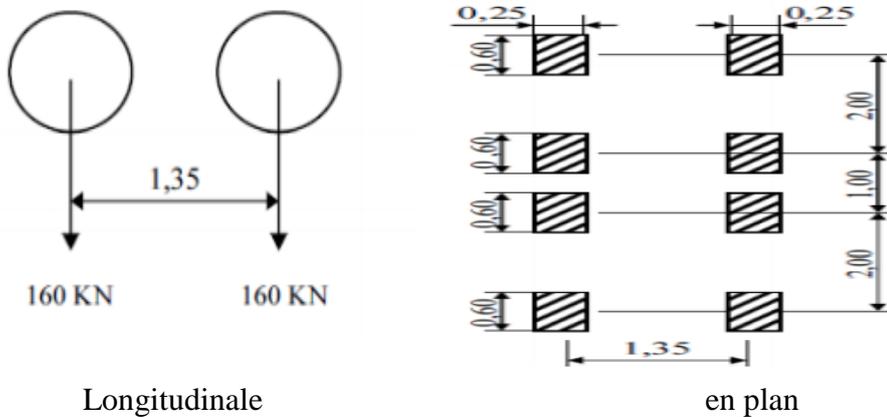
$$L = 29 \text{ m}, S = 30 \times 2 \times 4 \times 0.80 = 192 \text{ t}, G = 664.675 \text{ t}$$

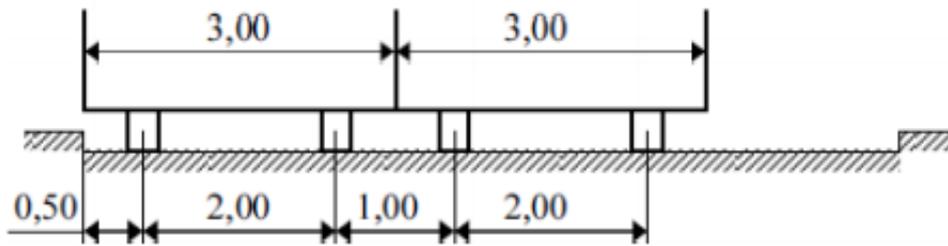
$$\delta_c = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.20 \times 29} + \frac{0.60}{1 + 4 \times \frac{664.75}{192}} \quad \delta_c = 1.09$$

	b_c	δ_c	charges par essieu (t)	
1 voie	1.20	1.09	E avant	$6 \times 1.2 \times 1.09 = 7.848$
			E arrière	$12 \times 1.2 \times 1.09 = 15.696$
2 voies	1.10	1.09	E avant	$2 \times 6 \times 1.10 \times 1.09 = 14.388$
			E arrière	$2 \times 12 \times 1.10 \times 1.09 = 28.776$
3 voies	0.95	1.09	E avant	$3 \times 6 \times 0.95 \times 1.09 = 18.639$
			E arrière	$3 \times 12 \times 0.95 \times 1.09 = 37.278$
4 voies	0.80	1.09	E avant	$4 \times 6 \times 0.80 \times 1.09 = 20.928$
			E arrière	$4 \times 12 \times 0.80 \times 1.09 = 41.856$

Tableau.4.5. Charges de Bc par essieu.

B. Système B_l : Il comporte de deux tandems, ou chaque tandem comporte deux essieux, tous de roues simples.





Transversalement

➤ **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 1.

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

	<i>1^{ere} classe</i>	<i>2^{eme} classe</i>
b_t	1.00	0.90

Tableau.4.6. Valeurs de coefficient bt

$$S = 32 \times 2 \times 1.00 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_t = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.20 \times 29} + \frac{0.60}{1 + 4 \times \frac{664.675}{64}} \quad \delta_t = 1.07$$

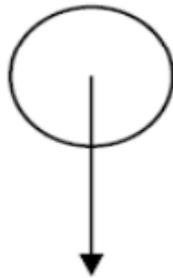
	b_t	δ_t	charges par essieu (t)
1 voie	1.00	1.07	$16 \times 1 \times 1.07 = 17.12$
2 voies	1.00	1.07	$16 \times 1 \times 2 \times 1.07 = 34.24$

Tableau.4.7. Charges de bt par essieu.

C. Système b_r :

Il est constitué d'une roue isolée portant une masse de (10 t). Le système Br est négligé devant Bc et Bt

Longitudinalement



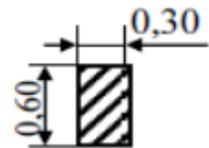
100 KN

Transversalement



100 KN

En plan

**Figure.4.4. Schémas du système Br****4.6.3. Système militaire MC120:**

Comporte deux chenilles de masse totale 110 t uniformément répartie.

Poids par chenille = 55 t

Langur d'une chenille = 6.10 m

Largeur d'une chenille = 1 m

➤ Disposition sur le pont :

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

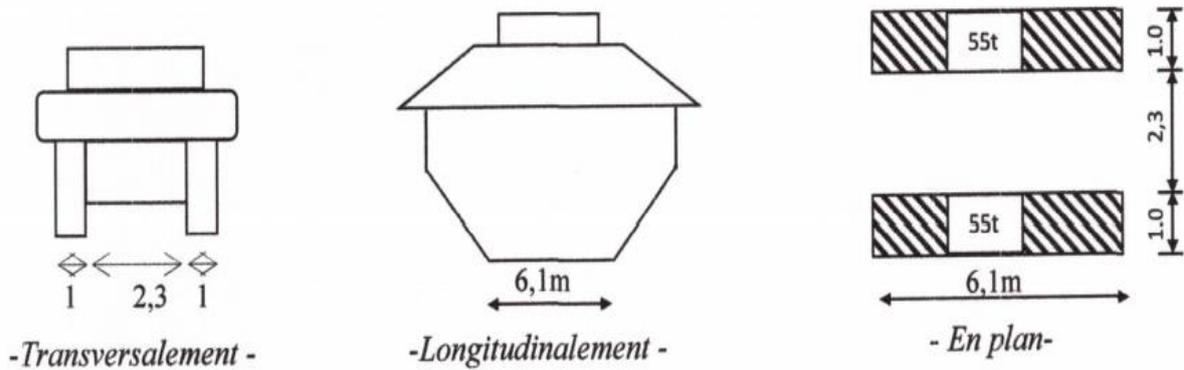


Figure.4.5. Schémas du système MC120.

Coefficient de majoration dynamique δ_{Mc120} :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.20 \times 29} + \frac{0.60}{1 + 4 \times \frac{664.675}{110}} \quad \delta_{Mc120} = 1.08$$

$$P = 110 \times 1,08 = 118.8 \text{ t}$$

$$p = \frac{118.8}{6.1} = 19.47 \text{ t / ml}$$

4.6.4 Système de charges exceptionnelles D240 :

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.

$$\text{Le poids /ml : } P = (240 / 18,6) = 12.90 \text{ t/ml}$$

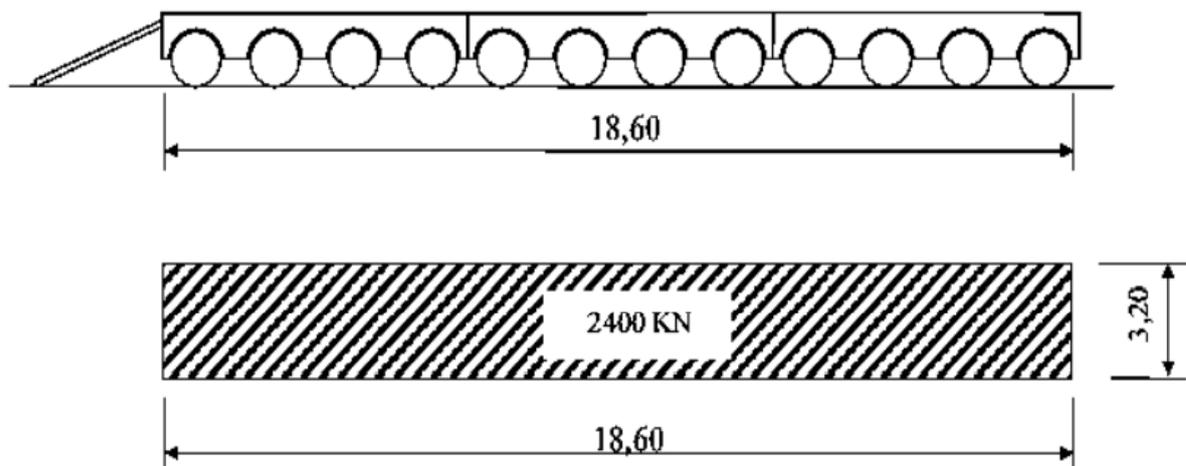


Figure.4.6. Schémas du système D240.

4.6.5 Surcharge sur trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de $0,15 \text{ t/m}^2$ de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Un trottoir chargé : $p = 0,15 \times 1,25 = 0,187 \text{ t/ml}$

4.6.6 Les effets horizontaux :

a) L'effet de freinage :

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

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

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

Avec : $F = 1 / (20 + 0,0035 \times S)$ avec $S = L_c \times L$ (La surface chargée m^2)

	A(L) (t)	S(m ²)	F	F _H (t)
1 voie	3.8778 × 29=112.4562	3.375 × 29=97.875	0.049	5.5103
2voies	7.7557 × 29=224.9153	6.75 × 29=195.75	0.048	10.7959
3voies	10.4702 × 29=303.6358	10.125 × 29=293.625	0.047	14.2708
4 voies	11.6335 × 29=337.3715	13.5 × 29=391.5	0.046	15.5190

Tableau.4.8. Charges de l'effet de freinage.

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

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

b) L'effet du vent :

Pour les ouvrages en service le vent exerce une pression horizontale statique appliquées aux surfaces frappées d'intensité égale à $W = 2,00 \text{ kN m}^2$. Le vent développe une pression appliquée dans la direction normale à l'axe longitudinal sur toute surface de la structure : sa pression est appliquée à la surface intéressée des piles et du tablier.[7]

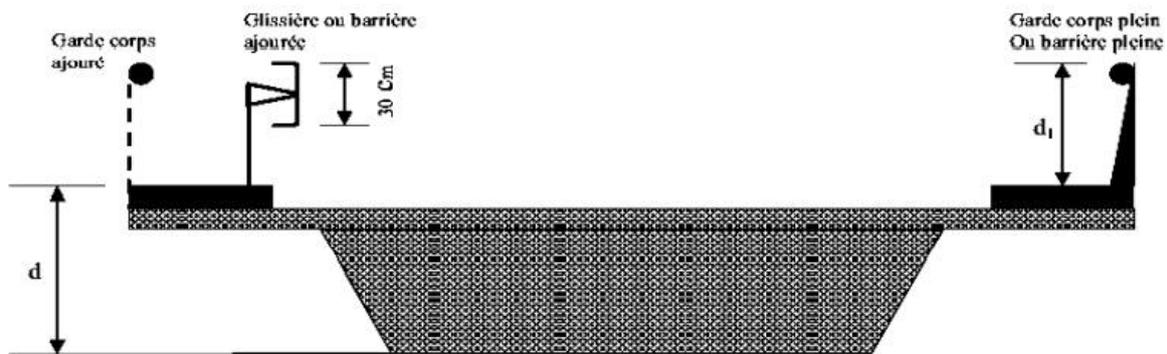


Figure.4.7. Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent pour le tablier.

c) L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

Les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des pilles. [4]

Dans notre cas :

L'action sismique sera définie selon les «Règles parasismiques algériennes : RPOA 2008».

*** Catégorie de l'ouvrage :**

Les catégories d'importance considérées pour les ponts neufs sont les suivants :

Groupe de d'usage	importance
Groupe 1	pont stratégique
Groupe 2	pont important
Groupe 3	pont d'importance moyenne

Tableau.4.9. Classification des ponts.

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

Catégories d'importance → Pont important → Groupe d'usage = 2.

- Zone sismique :

Les zones sismiques prévues sont les suivantes :

- Zone 0 : négligeable.

- Zone I : faible.

- Zone **IIa** : moyenne.

- Zone **IIb** : élevée.

- Zone III : très élevée.

Zone sismique → **IIa** (sismicité moyenne) ;

Groupe de pont 2.

Accélération au sol de référence : $A = 0,20 \times g$.

- Caractéristiques du sol :

Catégorie de site S3 (site meuble).

site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1.00	1.10	1.20	1.30

Tableau.4.10. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.

Catégorie	Description		\bar{q}_c	\bar{N}	\bar{P}_l	\bar{E}_p	\bar{q}_u	V_s
			MPa	--	MPa	MPa	MPa	m/s
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0.4	
S3	Meuble	Sable/gravier	5-10	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1.5-5	--	0.5-2	5-25	0.1-0.4	
S4	Très Meuble	Sable/gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1.5	--	<0.5	<5	<0.1	

Tableau.4.11. Caractéristiques géotechniques des sites.

Groupe de Pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe 1	0.15	0.25	0.30	0.40
Groupe 2	0.12	0.20	0.25	0.30
Groupe 3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau.4.12. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.

Les valeurs d'amortissement à considérer sont $\xi = 5\%$ ($\eta = 1,0$) pour tous les périodes de vibration.

les spectres de réponse en accélération horizontale et verticale standard sont déterminer pour les valeurs ($\xi = 5\%$ $\eta = 1,0$) d'un sol de catégorie S2.

$$S_{ae} = 0,20$$

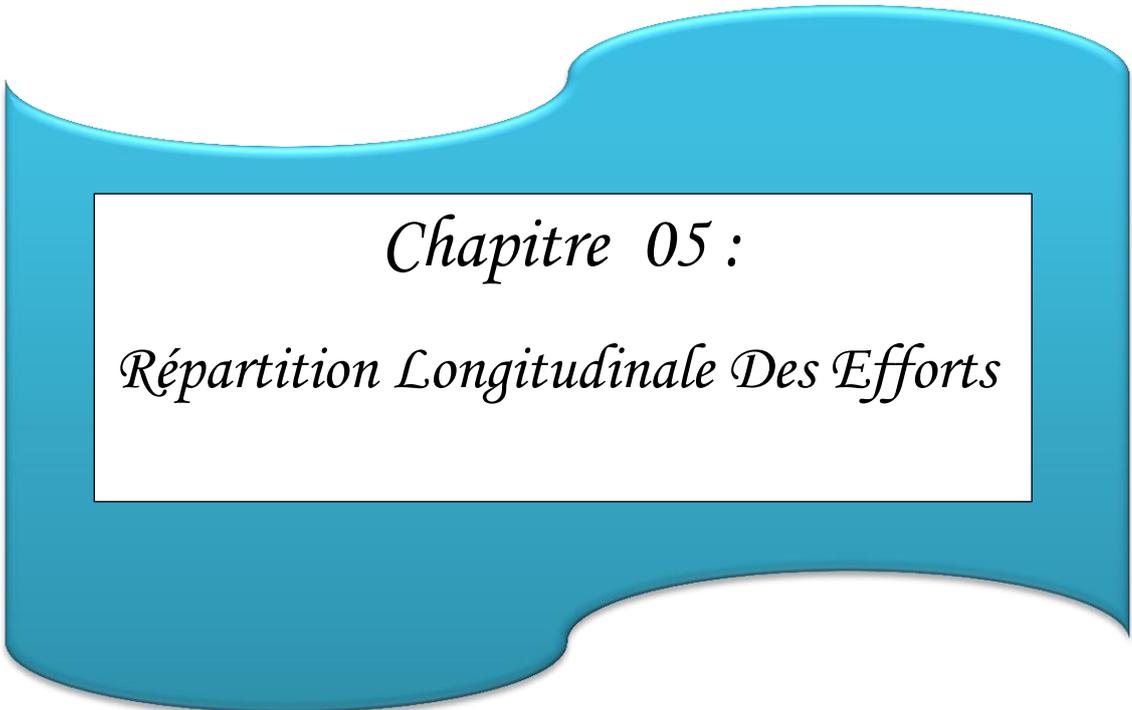
$$S_{ae}^v = 0,06$$

$$F_h = S_{ae} \times G_t = 0,20 \times 664,6750 = 132,935 t$$

$$F_v = S_{ae}^v \times G_t = 0,06 \times 664,6750 = 39,8805 t$$

4.7. 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, charge sismique,...etc.). Ces calculs constituent une phase primordiale dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage en question.



Chapitre 05 :

Répartition Longitudinale Des Efforts

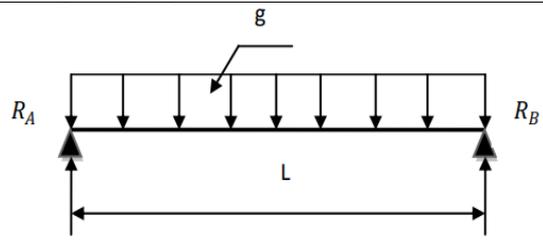
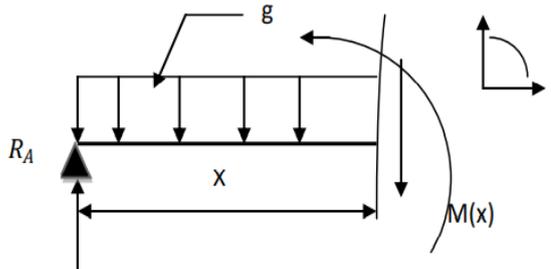
5.1. Introduction :

Les charges permanentes et les surcharges routières provoquent des sollicitations internes le long de longueurs du tablier, l'objectif de 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. Sollicitations dues aux charges permanentes :

5.2.1 : Les éléments de réduction dus au poids propre :

Par l'application de RDM on a :

	Relation	Dessin
Les réactions	$R_A = R_B = \frac{g}{2} \times L$	
Le moment	$M(X) = R_A \times X - \frac{g}{2} \times X^2$	
L'effort tranchant	$T(X) = R_A - g \times X$	

• Poutre seule :

$L = 29 \text{ m}$; $g = 1.671 \text{ t/m}$

Section	$g(\text{t/ ml})$	R(t)	M(t.m)	T(t)
0.00L	1.671	24.2295	0	24.2295
0.25L	1.671	/	131.71	12.11
0.50L	1.671	/	175.66	0

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

• L'hourdis :

Section	$g(\text{t/ ml})$		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	Rive droite	Rive gauche	Rive droite	Rive gauche	Rive droite	Rive gauche	Rive droite	Rive gauche
0.00L	1.452	1.259	21.054	18.255	0	0	21.054	18.255
0.25L	1.452	1.259	/	/	114.48	99.26	10.527	9.127
0.50L	1.452	1.259	/	/	152.64	132.34	0	0

Section	$g(\text{t/ ml})$	R(t)	M(t.m)	T(t)
	Intermédiaire			
0.00L	1.54	22.33	0	22.33
0.25L	1.54	/	121.41	11.165
0.50L	1.54	/	161.89	0

Tableau.5.2. Les éléments de réduction dus au poids propre de hourdis pour chaque poutre

➤ Entretoise :

Section	g(t/ ml)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	Rive	inter	Rive	inter	Rive	inter	Rive	inter
0.00L	0.5383	1.0766	3.768	7.536	0	0	3.768	7.536
0.25L	0.5383	1.0766	/	/	9.890	19.781	1.884	3.768
0.50L	0.5383	1.0766	/	/	13.187	26.375	0	0

Tableau.5.3. Les éléments de réduction dus au poids propre d'entretoise pour chaque poutre.

5.2.2. Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes :

• Revêtement + chape d'étanchéité :

Section	g(t/ ml)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	Rive droite	Rive gauche						
0.00L	0.43645	0.21112	6.673	3.061	0	0	6.673	3.061
0.25L	0.43645	0.21112	/	/	36.908	10.721	3.336	1.530
0.50L	0.43645	0.21112	/	/	45.787	22.193	0	0

Section	$g(t/ml)$	$R(t)$	$M(t.m)$	$T(t)$
	Intermédiaire			
0.00L	0.568	8.236	0	8.236
0.25L	0.568	/	44.783	4.118
0.50L	0.568	/	59.711	0

Tableau.5.4. Les éléments de réduction dus au poids propre de Revêtement + chape pour chaque poutre.

- .Trottoir + corniche + G_s + G_c :

Section	$g(t/ml)$		$R(t)$		$M(t.m)$		$T(t)$	
	Rive droite	Rive gauche						
0.00L	0.340625	1.0657	4.939	15.452	0	0	4.939	15.452
0.25L	0.340625	1.0657	/	/	26.855	103.07	2.469	7.726
0.50L	0.340625	1.0657	/	/	35.807	112.022	0	0

Tableau.5.5. Les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir corniche pour chaque poutre.

- Tableau de M , R et T totaux dus au poids propre :

Section	$R(t)$		$M(t.m)$		$T(t)$	
	Rive droite	Rive gauche	Rive droite	Rive gauche	Rive droite	Rive gauche
0.00L	60.663	54.765	0	0	60.663	64.738
0.25L	/	/	319.843	354.651	30.326	32.377
0.50L	/	/	423.081	455.402	0	0

Section	R(t)	M(t.m)	T(t)
	Intermédiaire		
0.00L	62.331	0	62.331
0.25L	/	317.684	31.161
0.50L	/	423.636	0

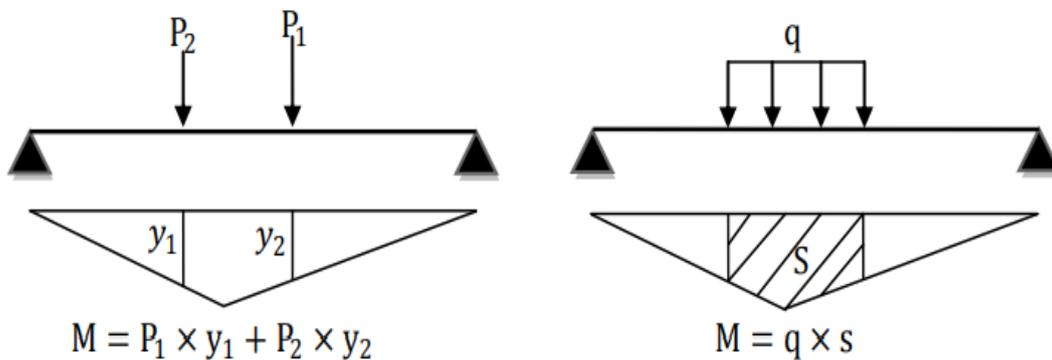
Tableau.5.6. donnant les charges permanentes reprise par chaque type de poutre.

5.3 : Sollicitation dues aux charges roulantes :

5.3.1 : Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus 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 ce déplacé sur la poutre. Dans le cas de la force concentrée, le moment est calculé en multipliant cette force par l'ordonnée de la ligne d'influence, alors que pour la charge répartie uniformément, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.

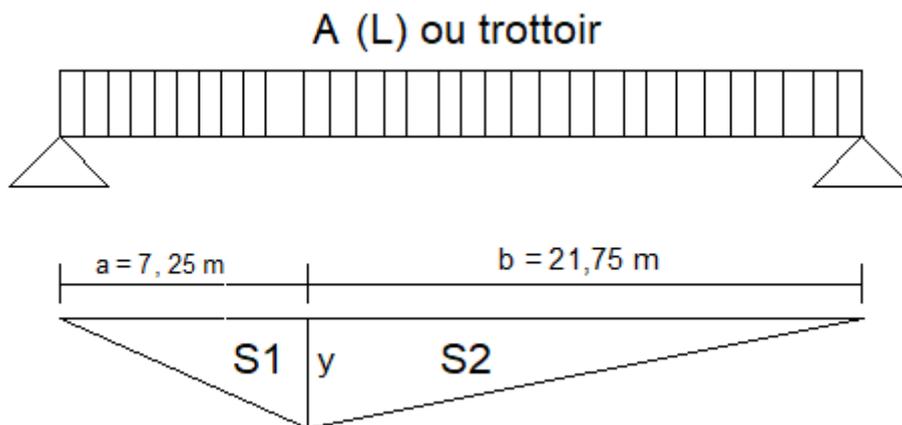


• **Théorème de barrée :**

Cette méthode est utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre. Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi sont symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

a. Pour $x = L / 4$:

Surcharge A(l) et surcharge sur trottoir :



$$y = \frac{a \times b}{L} = \frac{7.25 \times 21.75}{29} = 5.4375 \text{ m}$$

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

$$S = \frac{7.25 + 21.75}{2} \times 5.4375$$

$$S = 78.8437 \text{ m}^2$$

• **System Bc :**

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

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

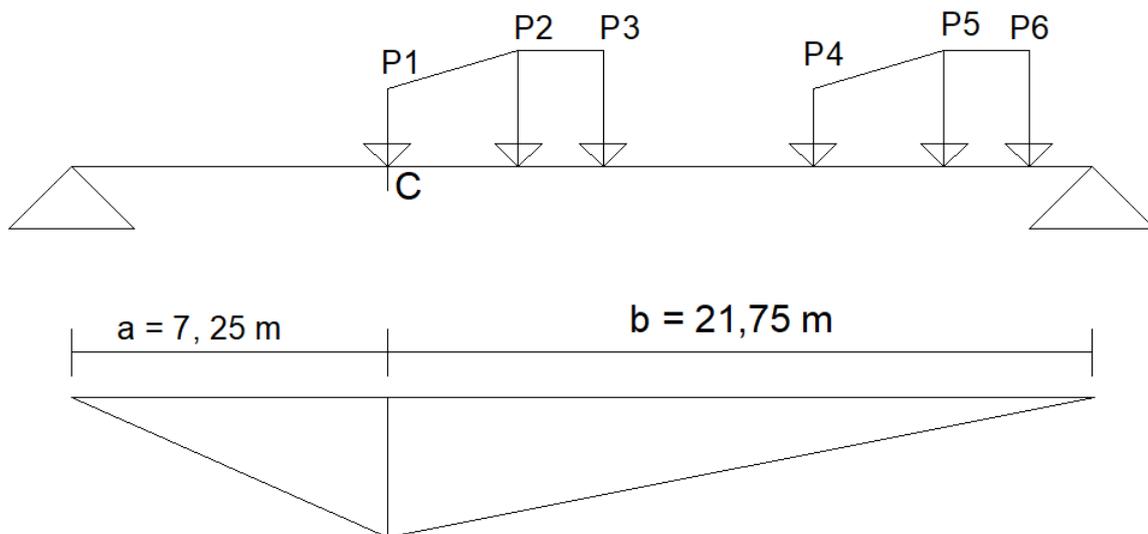
$$W_{L2} > \frac{W \times a}{L}$$

W : Résultante des forces se trouvant sur la poutre.

W_{L1} : Résultante des forces appliquées à gauche de cy 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.



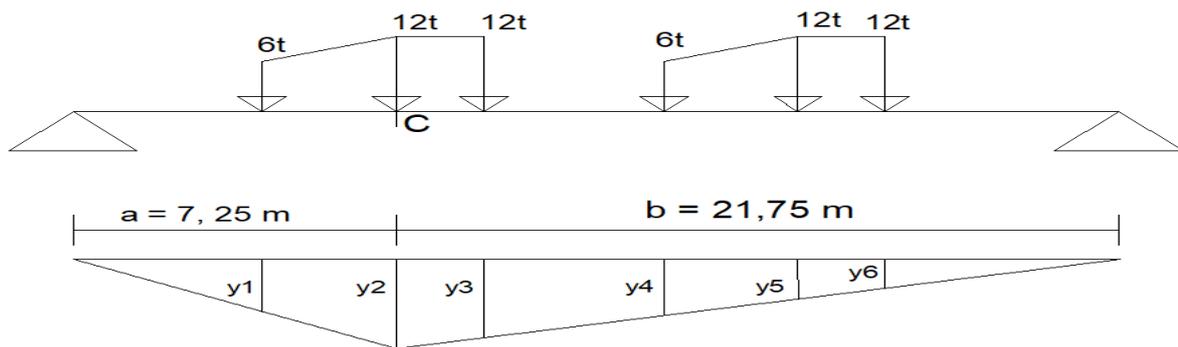
On obtient le tableau suivant :

Force bc	W	$(W \times a) / L$	W_{L1}	$W_{L1} > (W \times a) / L$	W_{L2}	$W_{L2} < (W \times a) / L$
P1 = 6t	60	15	6	non	0	Oui
P2 = 12t	60	15	18	oui	6	Oui
P3 = 12t	60	15	30	oui	18	Non

P4 = 6t	54	13.5	30	oui	24	Non
P5 = 12t	30	7.5	18	oui	6	Oui
P6 = 12t	30	7.5	30	oui	18	Non

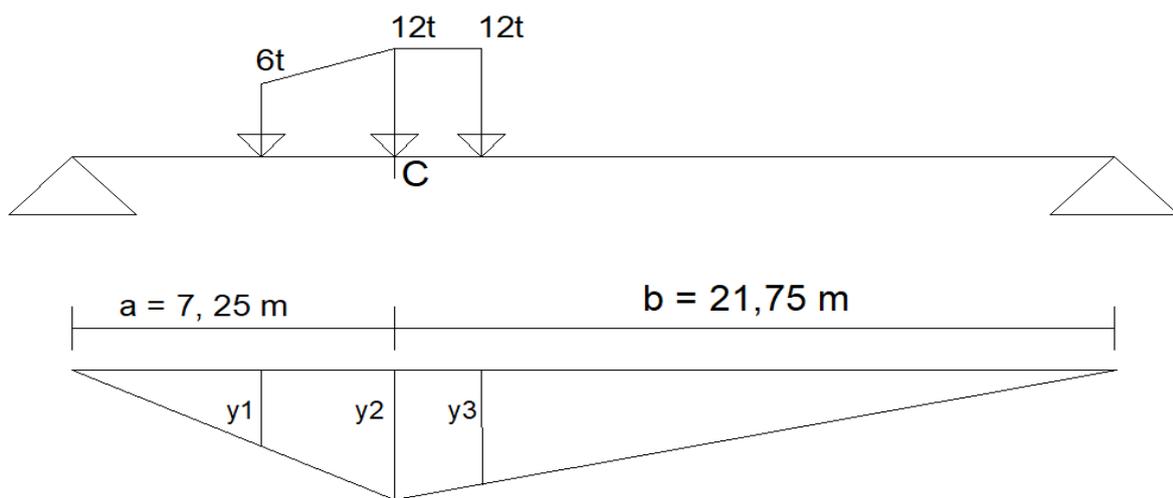
Selon le tableau, on distingue 2 cas qui vérifient les inégalités précédentes :

1^{ère} cas : P2 sur c :



y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	y_6
2.0625	5.4375	5.0625	3.9375	2.8125	2.4375

2^{ème} cas : P5 sur c :



y_1	y_2	y_3
2.0625	5.4375	5.0625

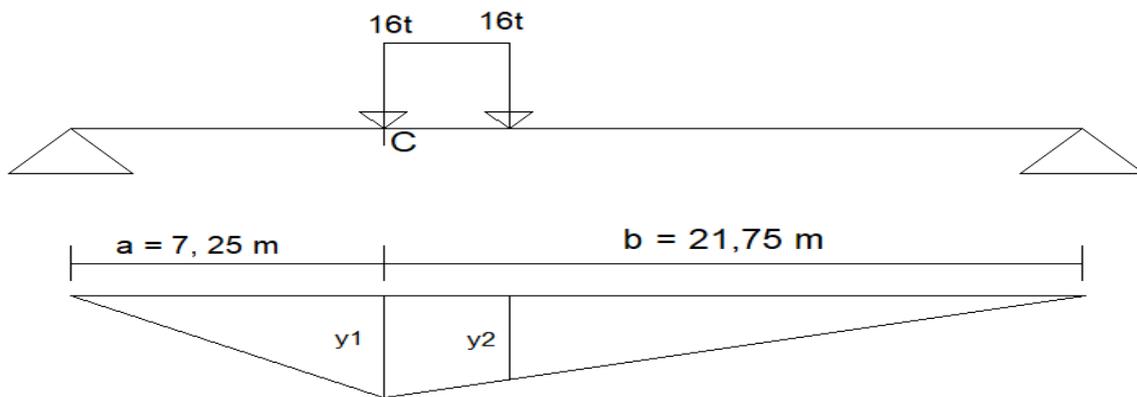
➤ Les moments :

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

Le cas	Moment (t.m)
1	225
2	138.375

Donc on déduit que le 1^{ère} cas est le cas le plus défavorable.

➤ Le système Bt :



y_1	y_2
5.4375	5.1

➤ Convoi Mc120 :

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{7.25}{29} = 0.25$$

$$\alpha \times d = 0.25 \times 6.1 = 1.525m$$

$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0.25) \times 6.1 = 4.575m$$

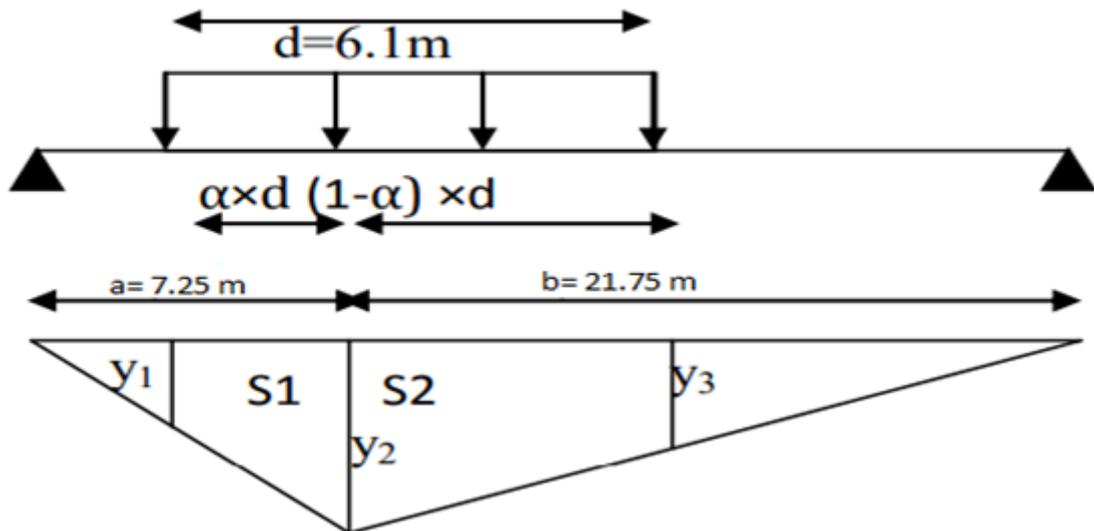
$$y_1 = y_3 = 4.2937$$

$$y_2 = 5.4375$$

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = \frac{(5.4375 + 4.2937) \times 1.525}{2} + \frac{(5.4375 + 4.2937) \times 4.575}{2}$$

$$S = 29.680m^2$$



➤ **Charge exceptionnel D240 :**

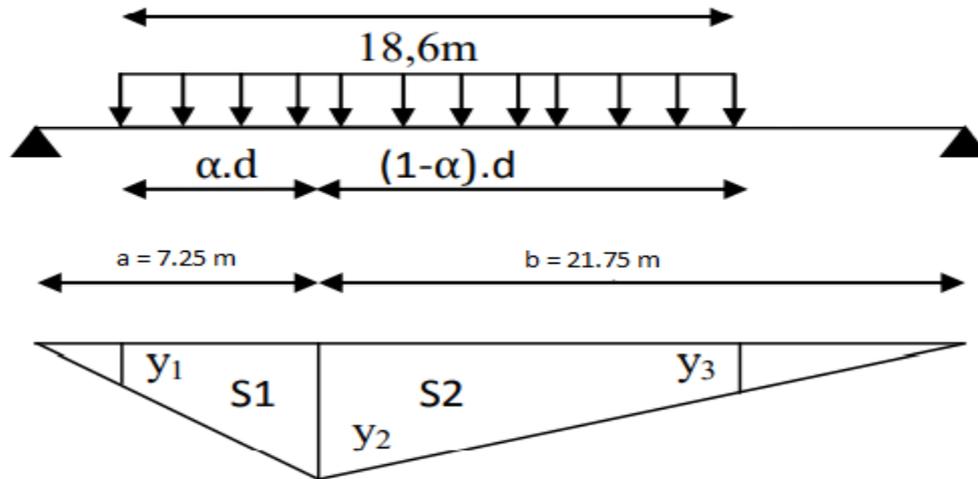
$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{7.25}{29} = 0.25$$

$$\alpha \times d = 0.25 \times 18.6 = 4.65m$$

$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0.25) \times 18.6 = 13.95m$$

$$y_1 = y_3 = 1.95 \quad y_2 = 5.4375$$

$$S = \frac{(5.4375 + 1.95) \times 4.65}{2} + \frac{(5.4375 + 1.95) \times 13.95}{2} \rightarrow S = 68.703m^2$$



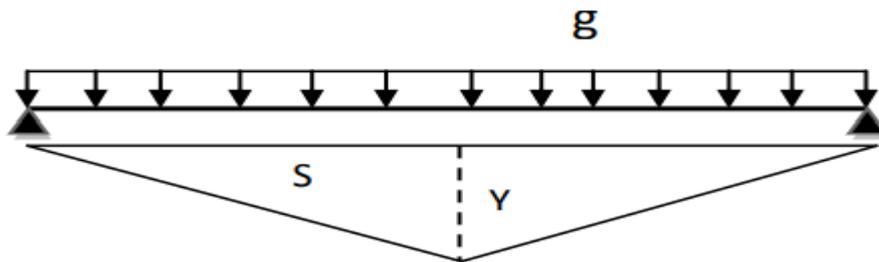
• Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0,25L$:

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum y_i$	M (t.m)	$M_0 = M / 6$
A(L)	1 voie	1.108	3.8778	78.8437	305.74	50.9566
	2 voies	1.108	7.7557		611.488	101.9146
	3 voies	1.108	10.4702		854.9574	142.4929
	4 voies	1.108	11.6335		917.2281	152.8713
Bc	1 file	E avant	7.848	6	294.3	49.05
		E arrière	15.696	15.75		
	2 files	E avant	14.388	6	539.55	89.925
		E arrière	28.776	15.75		
	3 files	E avant	18.639	6	698.9625	116.4937
		E arrière	37.278	15.75		
	4 files	E avant	20.928	6	784.8	130.8
		E arrière	41.856	15.75		
Bt	1 tandem	16	17.12	10.5375	180.402	30.067
	2 tandems	32	34.24		360.804	60.134

M_{c120}		18.032	19.47	29.680	577.8696	96.3116
D_{240}		12.90	12.90	68.703	886.2687	147.71
Trottoir	1 trottoir	0.15	0.187	78.8437	14.7437	2.4572

Tableau 5.7. Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0,25L$.

- Pour $X=0,5L$
- Système A(L) et trottoir :



$$y = \frac{14.5 \times 14.5}{29} = 7.25m$$

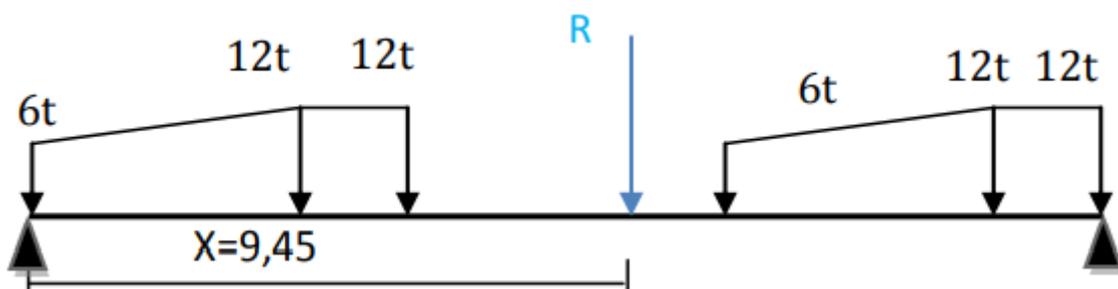
$$S = \left(\frac{7.25 \times 14.5}{2} \right) \times 2 = 105.125m^2$$

- Système Bc :

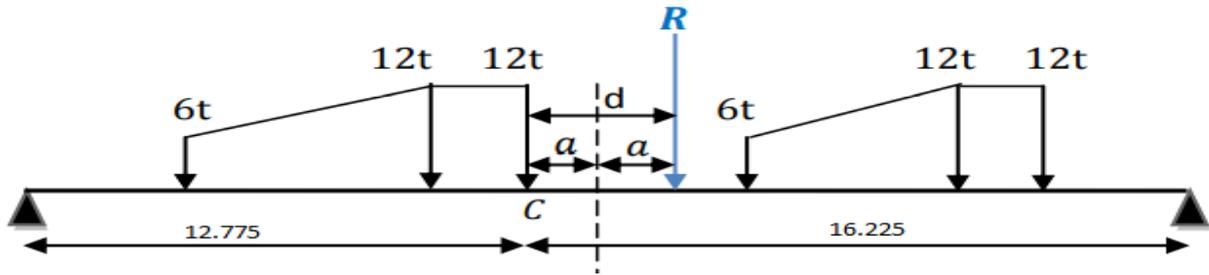
On utilise le théorème de BARRE pour déterminer le moment maximum (section dangereuse) dans la poutre.

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

-Position de la résultante : $X = 9,45 \text{ m}$



- 1^{ère} cas : la résultante R se trouve à la droite de l'axe de la poutre :



$$d = X - 6 = 3.45m$$

$$a = d / 2 = 1.725$$

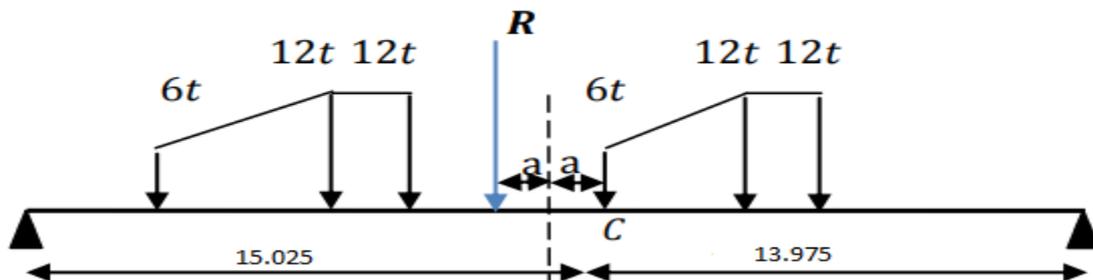
$$y = \frac{12.775 \times 16.225}{29} = 7.1473$$

y_1	y_2	y	y_3	y_4	y_5
3.7904	6.308	7.1473	5.1649	3.1826	2.5219

Essieux avant: $\sum Yi = 8.9553$

Essieux arrière: $\sum Yi = 19.1598$

- 2^{ème} cas : la résultante R se trouve à la gauche de l'axe de la poutre : $X = 7, 05 m$



$$d = X - 6 = 1.05m$$

$$a = d / 2 = 0.525m$$

$$y = \frac{15.025 \times 13.975}{29} = 7.2404$$

y_1	y_2	y	y_3	y_4	y_5
4.9089	4.1318	7.2404	5.0718	4.349	2.1805

Essieux avant: $\sum Y_i = 9.4209$

Essieux arrière: $\sum Y_i = 18.4615$

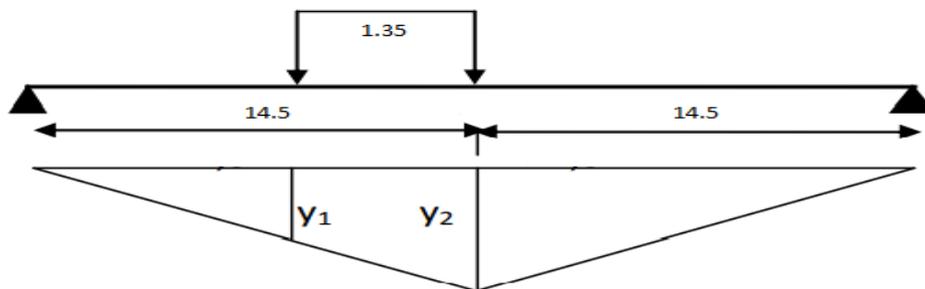
L'effet le plus défavorable :

$$1^{\text{ere}} \text{ cas } (8.9553 \times 6 + 19.1598 \times 12) = 283,64t.m$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas } (9.4209 \times 6 + 18.4615 \times 12) = 278,06t.m$$

$283,64t.m > 278,06t.m \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ cas est l'effet le plus défavorable.}$

➤ **Le système Bt :**

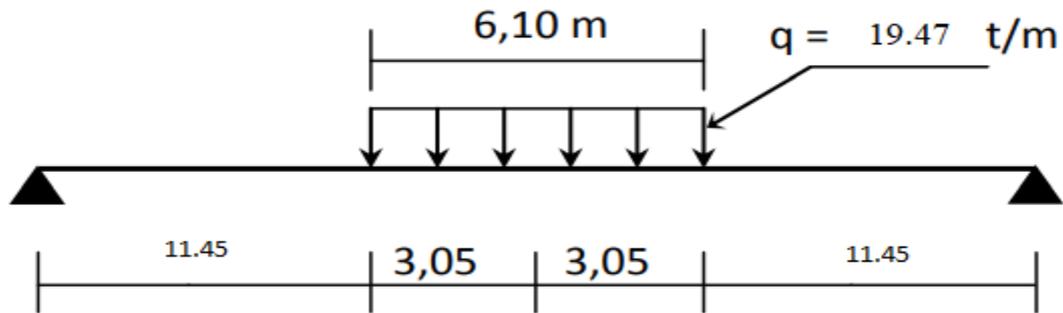


$$Y_1 = 6.575$$

$$Y_2 = 7.25$$

➤ **Convoi Mc120 :**

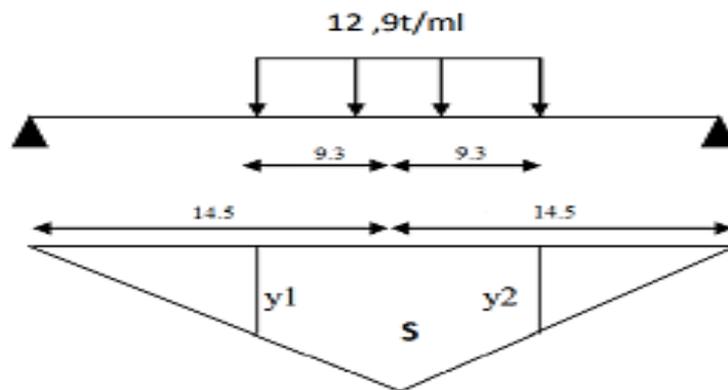
Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie.



$$Y = 7.25 \quad Y_2 = 5.725 \quad Y_3 = 5.725$$

$$S = \left(\frac{7.25 + 5.725}{2} \right) \times 3.05 \times 2 = 39.5737 m^2$$

➤ Charge exceptionnelle D240 :



$$Y = 7.25 \quad ; \quad Y_1 = 2.6 \quad ; \quad Y_2 = 2.6$$

$$S = \left(\frac{7.25 + 2.6}{2} \right) \times 9.3 \times 2 = 91.605 m^2$$

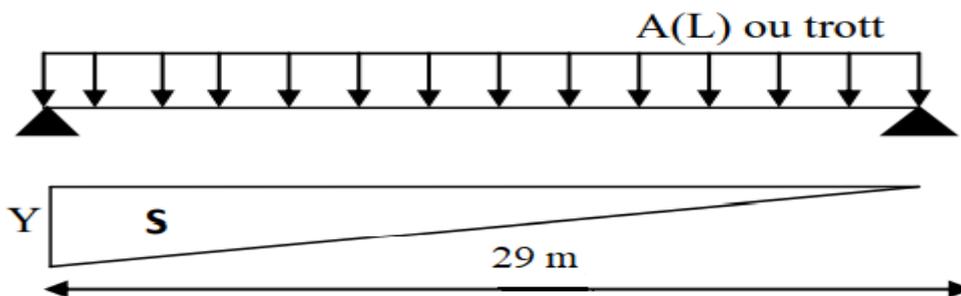
• Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0, 5L$:

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum yi$	M (t.m)	$M_0 = M / 6$
A(L)	1 voie	1.108	3.8778		407.653	67.942
	2 voies	1.108	7.7557		815.317	135.8861

	3 voies	1.108	10.4702	105.125	1117.846	186.3076
	4 voies	1.108	11.6335		1222.971	203.838
Bc	1 file	E avant	7.848	8.9553	371.013	61.835
		E arrière	15.696	19.1598		
	2 files	E avant	14.388	8.9553	680.191	113.365
		E arrière	28.776	19.1598		
	3 files	E avant	18.639	8.9553	881.156	146.859
		E arrière	37.278	19.1598		
	4 files	E avant	20.928	8.9553	989.369	164.894
		E arrière	41.856	19.1598		
Bt	1 tandem	16	17.12	13.825	236.684	39.447
	2 tandems	32	34.24		473.368	78.894
M_{c120}		18.032	19.47	39.5737	770.499	128.416
D₂₄₀		12.90	12.90	91.605	1181.704	196.950
Trottoir	1 trottoir	0.15	0.187	105.125	19.658	3.2763

Tableau.5.8. Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$.

5.3.2 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges :

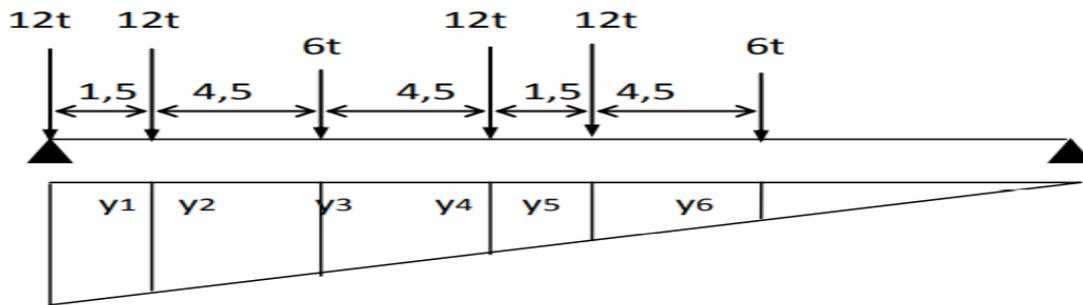


a. Pour $X=0$:

- Surcharges A (L) ou trottoir : $Y = 1$

$$S = \frac{y \times L}{2} = \frac{1 \times 29}{2} = 14.5m^2$$

➤ Surcharges Bc :

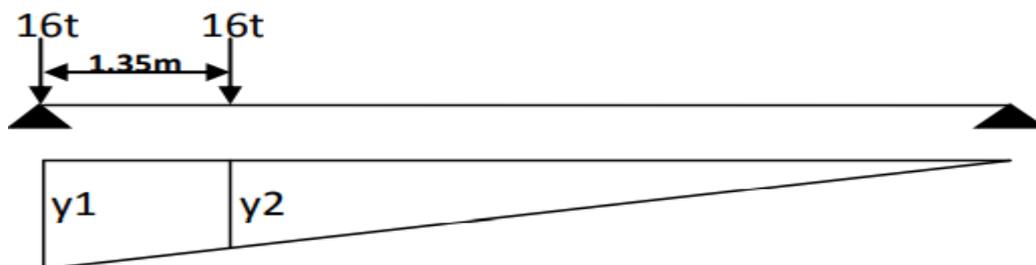


y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	y_6
1	0.9482	0.7931	0.6379	0.5862	0.4310

Essieux avant: $\sum Yi = 1.2241$

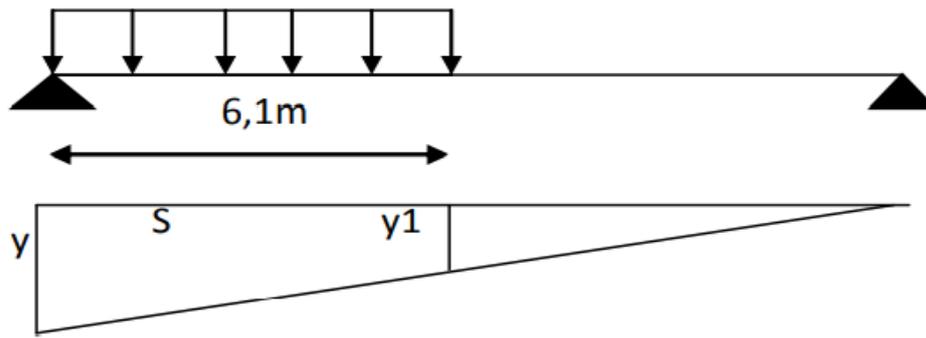
Essieux arrière: $\sum Yi = 3.1723$

➤ Surcharges Bt :



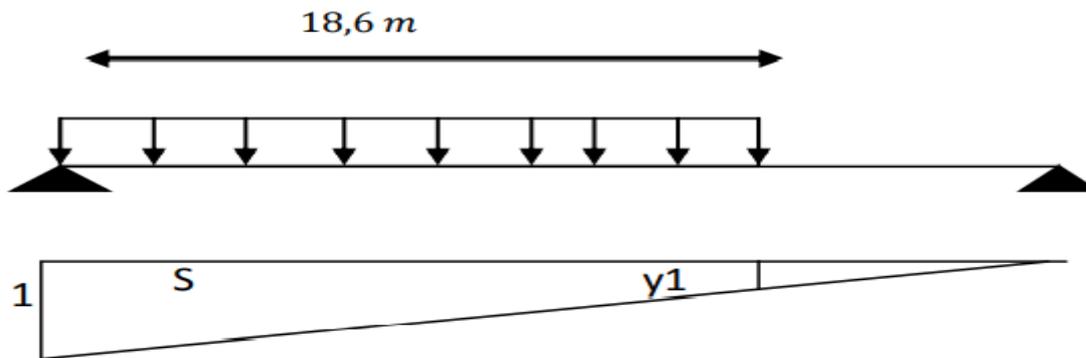
$$y_1 = 1 \quad ; \quad y_2 = 0.9534$$

➤ Surcharges Mc120 :



$$y = 1 ; y_1 = 0.7896 ; S = \frac{(Y_1 + 1)}{2} \times 6.1 = 5.4582m^2$$

➤ Surcharges D240 :



$$y = 1 ; y_1 = 0.3586 ; S = \frac{(Y_1 + 1)}{2} \times 18.6 = 12.6349m^2$$

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

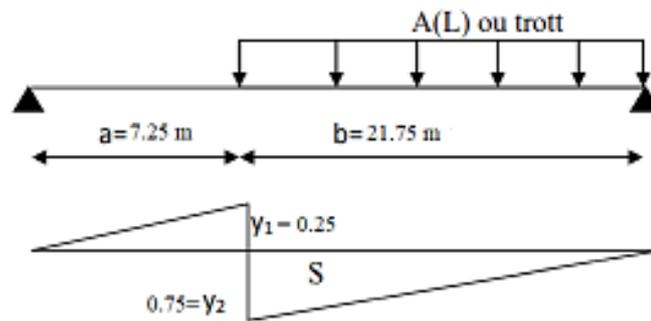
disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum y_i$	M (t.m)	$M_0 = M / 6$
A(L)	1 voie	1.108	3.8778	14.5	56.228	9.371
	2 voies	1.108	7.7557		112.457	18.742
	3 voies	1.108	10.4702		155.732	25.955
	4 voies	1.108	11.6335		168.685	28.114
Bc	1 file	E avant	7.848	1.2241	59.399	9.899
		E arrière	15.696	3.1723		

	2 files	E avant	14.388	1.2241	108.89	18.148	
		E arrière	28.776	3.1723			
	3 files	E avant	18.639	1.2241	141.072	23.512	
		E arrière	37.278	3.1723			
	4 files	E avant	20.928	1.2241	158.397	26.399	
		E arrière	41.856	3.1723			
	Bt	1 tandem	16	17.12	1.9534	33.442	5.573
		2 tandems	32	34.24		66.884	11.147
M _{c120}		18.032	19.47	5.4582	106.271	17.711	
D ₂₄₀		12.90	12.90	12.6349	162.99	27.165	
Trottoir	1 trottoir	0.15	0.187	14.5	2.711	0.451	

Tableau.5.9. Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à x=0 ,00L.

b. Pour X=L/4 :

1. surcharges A (L) ou sur trottoir :

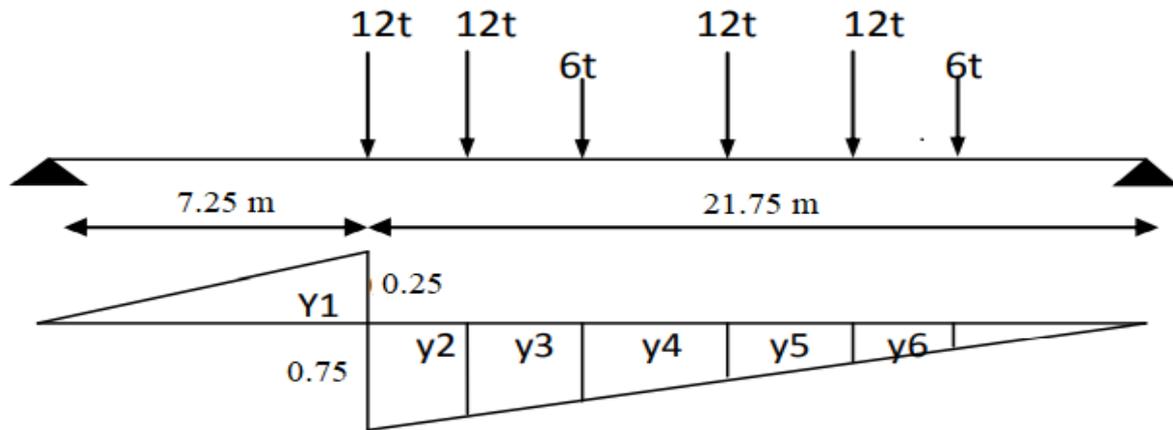


$$y_1 = \frac{a}{L} = \frac{7.25}{29} = 0.25$$

$$y_2 = \frac{b}{L} = \frac{21.75}{29} = 0.75$$

$$S = \frac{(Y_2 \times b)}{2} = \frac{0.75 \times 21.75}{2} = 8.1562m^2$$

• **SurchargeBc :**

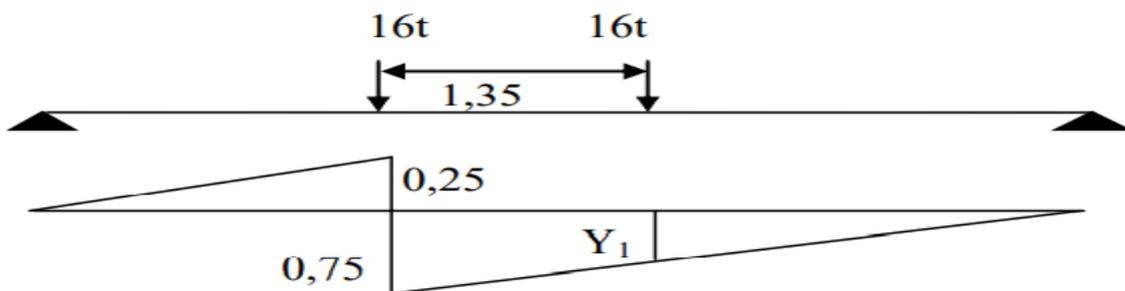


y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	y_6
0.75	0.6982	0.5431	0.3879	0.3362	0.1810

Essieux avant: $\sum Yi = 0.7241$

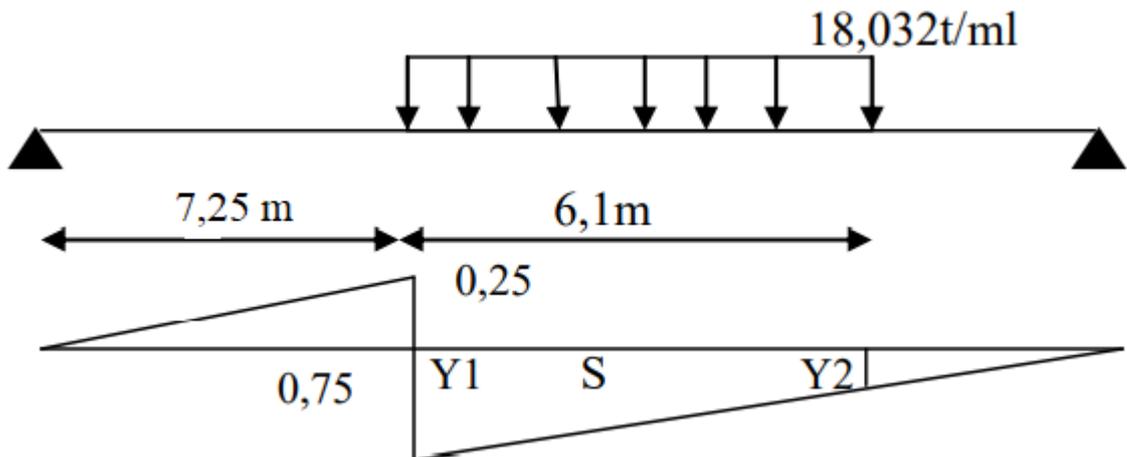
Essieux arrière: $\sum Yi = 2.1723$

• **SurchargeBt :**



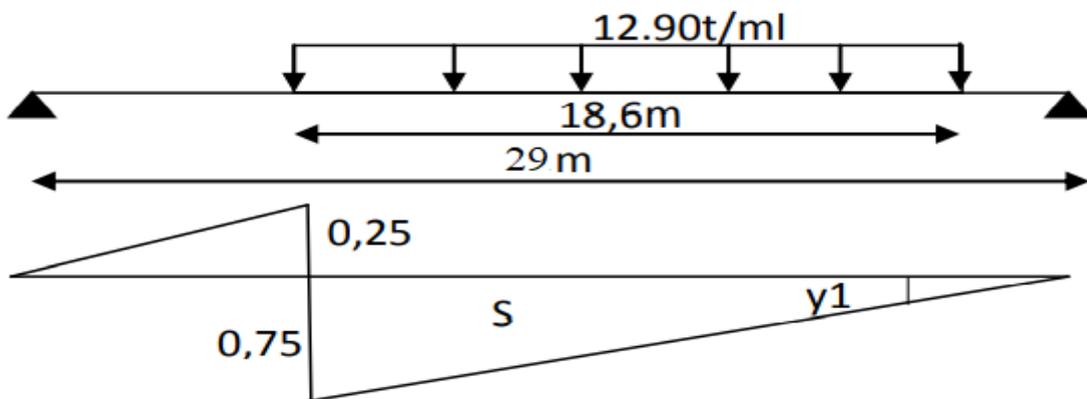
$$y = 0.75 ; \quad y_1 = 0.7034$$

- Surcharges M_C 120 :



$$y_1 = 0.75 ; \quad y_2 = 0.5396 ; \quad S = \frac{(0.75 + 0.5396)}{2} \times 6.1 = 3.9332m^2$$

- Surcharges D 240 :



$$y = 0.75 ; \quad y_1 = 0.1086 ; \quad S = \frac{(0.75 + 0.1086)}{2} \times 18.6 = 7.9849m^2$$

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	S ou $\sum yi$	M (t.m)	$M_0 = M / 6$
A(L)	1 voie	1.108	3.8778	8.1562	31.6281	5.2713
	2 voies	1.108	7.7557		63.257	10.542
	3 voies	1.108	10.4702		85.397	14.232
	4 voies	1.108	11.6335		94.885	15.814

Bc	1 file	E avant	7.848	0.7241	39.779	6.629
		E arrière	15.696	2.1723		
	2 files	E avant	14.388	0.7241	72.928	12.154
		E arrière	28.776	2.1723		
	3 files	E avant	18.639	0.7241	94.475	15.745
		E arrière	37.278	2.1723		
	4 files	E avant	20.928	0.7241	106.077	17.679
		E arrière	41.856	2.1723		
Bt	1 tandem	16	17.12	1.4534	24.882	4.147
	2 tandems	32	34.24		49.764	8.294
M_{c120}		18.032	19.47	3.9332	76.579	12.766
D₂₄₀		12.90	12.90	7.9849	103.005	17.167
Trottoir	1 trottoir	0.15	0.187	8.1562	1.525	0.254

Tableau.5.10. Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$.

5.4. Conclusion :

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

- M max = 1222.971 t.m (sous A(L) ,4 voies chargées).

- T max = 168.685 t (sous A(L), 4 voies chargées)



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 consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement r qui est définie par la formule suivante :

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

- Si $r < 0,3$ La méthode de **J.Courbon**.
- Si $r > 0,3$ La méthode de **Guyon-Massonnet**.

Avec :

n : le nombre des poutres.

L : portée des poutres.

a : l'entre axe des poutres

I_p : moment d'inertie de la poutre

I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

Calcul de I_p : Les poutres de notre projet sont à inertie variable.

L'inertie moyenne I_p à prendre pour le calcul est donnée par :

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

I_0 : Moment d'inertie de la poutre à l'about avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie de la poutre en section courante avec hourdis.

$$I_0 = 47408412.18 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 39254363.97 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 47408412.18 + (39254363.97 - 47408412.18) \times \frac{8}{3\pi} = 40483530.48 \text{ cm}^4$$

Calcul de I_E :

L'épaisseur de la dalle est : 22cm.

$$I_E = \frac{d \times h^3}{12} = \frac{100 \times 22^3}{12} = 88733.33 \text{ cm}^4$$

$n = 6$ poutre ; $a = 2.80 \text{ m}$; $L = 29 \text{ m}$

$$r = \frac{6}{2} \times \frac{2.80}{29} \times \sqrt[4]{\frac{40483530.48}{88733.33}} \rightarrow r = 1.338$$

$r = 1.317 > 0.30$ Donc, on utilise la méthode de **Guyon-Massonnet**

6.3. Principe de la méthode (GUYON MASSONET) :

Cette méthode est basée sur deux principes fondamentaux :

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.
- Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme :

$$p(x) = P \times \sin \frac{\pi \cdot x}{L} \quad \text{Avec : } P \text{ est constante et } L \text{ la portée de la travée.}$$

Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier en fonction de l'abscisse longitudinale.

6.4. Détermination des coefficients :

6.4.1 Paramètre de calcul :

a) La largeur active : $2b = n \times b_0$

n : Nombre des poutres.

b_0 : Entre axes des poutres.

$$2b = 6 \times 2.80 \Rightarrow b = 8.4m$$

b) La rigidité flexionnelle des poutres :

$$\rho_P = \frac{E \cdot I_P}{a} = \frac{40483530.48 \times E}{280} = 144584.037E$$

c) La rigidité flexionnelle des entretoises :

$$\rho_E = \frac{E \cdot I_E}{d} = \frac{88733.33 \times E}{100} = 887.33E$$

d) La rigidité torsionnelle des poutres :

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

h : La hauteur de la dalle.

b_i : La plus grande portée.

h_i : La plus petite cotée.

G : Module de déformation transversale du béton

$\nu = 0,2$: Coefficient de poisson.

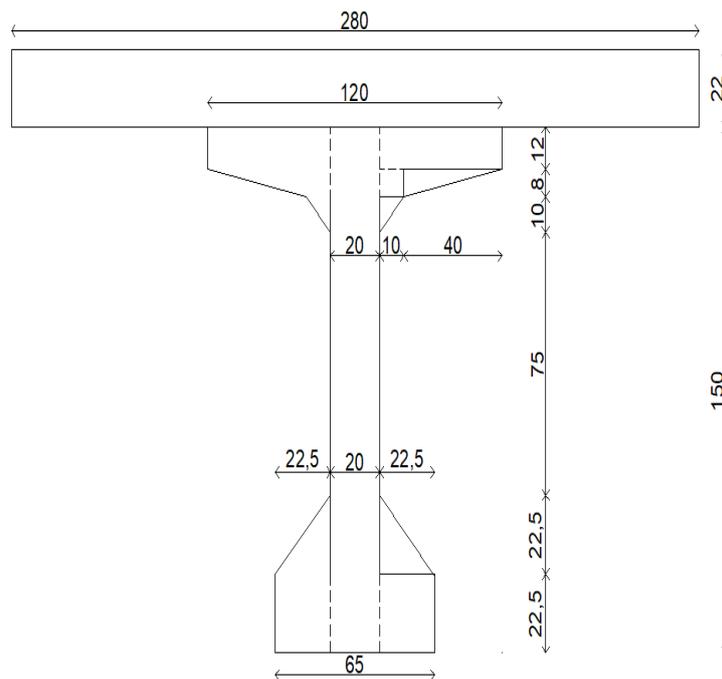


Figure.6.1. Section médiane.

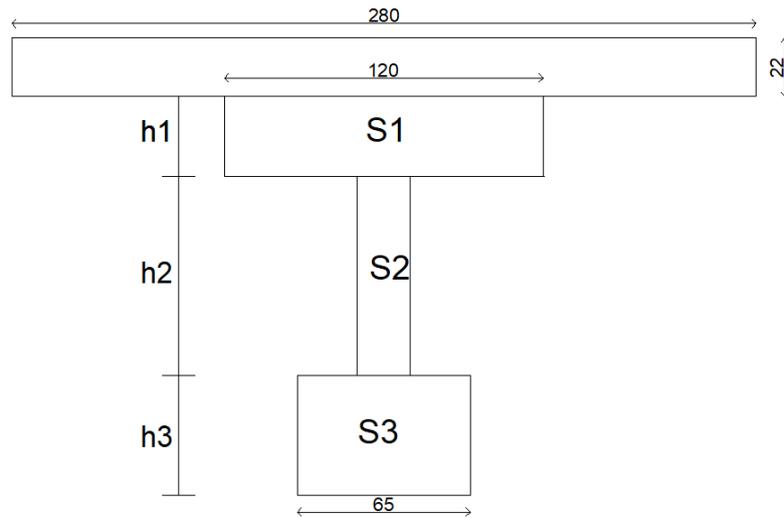


Figure.6.1. Section médiane équivalente courante.

$$S_1 = 1200 + 160 + 320 + 100 + 600 = 2380 \text{ cm}^2$$

$$S_1 = h_1 \times 120 \Rightarrow h_1 = 19.833 \text{ cm}$$

$$h_2 = h_t - (h_3 + h_1) = 150 - (19.833 + 37.211) = 92.956 \text{ cm}$$

$$S_3 = 506.25 + 1012.5 + 900 = 2418.75 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = h_3 \times 65 \Rightarrow h_3 = 37.211 \text{ cm}$$

Donc :

$$C_p = \left(120 \times 19.833^3 + 92.975 \times 20^3 + 65 \times 37.211^3 + \frac{280 \times 22^3}{2} \right) \times \frac{E}{7.2}$$

$$C_p = 905523.1356E$$

e) La rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :

$$\gamma_P = \frac{C_P}{a} = \frac{905523.1356E}{280} = 3234.01E$$

f) La rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur :

$$\gamma_E = \frac{C_E}{100} = \frac{73944.44E}{100} = 739.44E$$

$$\text{Avec : } C_E = \frac{G \times b \times h^3}{6} = \frac{E \times 100 \times 22^3}{6 \times 2.4} = 73944.44E$$

g) Le paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} = \frac{739.44E + 3234.01E}{2\sqrt{144519.36E \times 887.33E}} = 0.175$$

h) Le paramètre d'entretoisement θ :

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

$$\theta = \left(\frac{8,4}{29}\right)^4 \sqrt{\frac{144519.36E}{887.33E}} = 1.0347$$

6.5. Détermination des coefficients de répartition transversale :

6.5.1. Coefficient de répartition transversale K :

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

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 \quad K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05}$$

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

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{\beta}$$

$$\text{Ou : } \beta = 1 - e^{\left[\frac{(0.065 - \theta)}{0.665} \right]}$$

Avec :

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

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

Dans le cas où θ calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influences sont connues on peut aussi faire une interpolation.

- **calcul de K_{moy}** :

Après avoir tracé les lignes d'influences pour chaque poutre, on dispose les surcharges de façon à obtenir la plus grande valeur de K .

$$\text{Pour les surcharges concentrées : } K_{moy} = \frac{\sum p_i \times k_i}{\sum p_i} = \frac{\sum k_i}{n}$$

$$\text{Pour les surcharges réparties : } K_{moy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode des trapèzes.

➤ **Moment fléchissant longitudinal réel :**

$$K_{reel} = K_{amoy} \times M_0 \quad ; \quad avec : M_0 = \frac{M_T}{6}$$

➤ Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 1.00$:

$\theta = 1.00$	$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6044	0,1715	1,0080	1,8775	2,3663	1,8775	1,0080	0,1715	-0,6044
b/4	-0,5391	-0,1183	0,3824	1,0658	1,8775	2,3492	1,8265	0,8567	-0,1726
b/2	-0,3161	-0,1774	0,0184	0,3824	1,0080	1,8265	2,3729	2,0116	1,2940
3b/4	-0,0796	-0,1402	-0,1774	-0,1183	0,1715	0,8567	2,0116	3,3546	4,3335
b	0,1460	-0,0796	-0,3161	-0,5391	-0,6044	-0,1726	1,2940	4,3335	8,8915

➤ Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 1.10$:

$\theta = 1.10$	$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6652	0,0880	0,9531	1,9518	2,5621	1,9518	0,9531	0,0880	-0,6652
b/4	-0,4770	-0,1515	0,2842	0,9925	1,9518	2,5643	1,9180	0,7675	-0,4129
b/2	-0,2209	-0,1626	-0,0403	0,2842	0,9531	1,9180	2,5717	2,0089	0,9824
3b/4	-0,0097	-0,0936	-0,1626	-0,1515	0,0880	0,7675	2,0089	3,4539	4,3474
b	0,1709	-0,0097	-0,2209	-0,4770	-0,6652	-0,4129	0,9824	4,3474	9,7780

À Partir des deux tableaux de k_0 correspondant à $\theta = 1.00$ et $\theta = 1.10$ On tire l'interpolation par la formule suivante :

$$1.00 \quad \rightarrow \quad K_0(\theta = 1.00)$$

$$1.034 \quad \rightarrow \quad K_0(\theta = 1.034)$$

$$1.10 \quad \rightarrow \quad K_0(\theta = 1.10)$$

$$K_0(\theta = 1.034) = 0.34 K_0(\theta = 1.10) + 0.66 K_0(\theta = 1.00)$$

➤ Tableau donnant les valeurs de k_0 pour $\theta = 1.034$ par interpolation :

$\theta = 1.034$	$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6250	0,1431	0,9893	1,9027	2,4328	1,9027	0,9893	0,1431	-0,6250
b/4	-0,5179	-0,1295	0,12186	1,0408	1,9027	2,42233	1,8576	0,8263	-0,2543
b/2	-0,2837	-0,1723	-0,0015	0,3490	0,9893	1,8576	2,4404	2,0106	1,1880
3b/4	-0,0558	-0,1243	-0,1723	-0,1295	0,1431	0,8263	2,0106	3,3883	4,3382
b	0,1544	-0,0528	-0,2837	-0,5179	-0,6250	-0,2543	1,1880	4,3382	9,1929

Évaluation des valeurs de k_1 :

➤ Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 1.00$:

$\theta = 1.00$	$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
$e \backslash y$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,4688	0,6482	0,9410	1,3499	1,6320	1,3499	0,9410	0,6482	0,4688
b/4	0,2506	0,3656	0,5652	0,8985	1,3499	1,6781	1,4523	1,1105	0,8667
b/2	0,1363	0,2070	0,3342	0,5652	0,9410	1,4523	1,8696	1,7679	1,5557
3b/4	0,0789	0,1239	0,2070	0,3656	0,6482	1,1105	1,7679	2,4213	2,6605
b	0,0484	0,0789	0,1363	0,2506	0,4688	0,8667	1,5557	2,6605	4,1892

➤ Tableau donnant les valeurs de k_1 pour $\theta=1.10$:

$\theta = 1.10$	$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
$e \backslash y$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3985	0,5848	0,9142	1,4075	1,7691	1,4075	0,9142	0,5848	0,3985
b/4	0,1969	0,3055	0,5103	0,8771	1,4075	1,8095	1,5003	1,0740	0,7931
b/2	0,0985	0,1593	0,2783	0,5103	0,9142	1,5003	1,9915	1,8145	1,5263
3b/4	0,0527	0,0882	0,1593	0,3055	0,5848	1,0740	1,8145	2,5695	2,7813
b	0,0303	0,0527	0,0985	0,1969	0,3985	0,7931	1,5263	2,7813	4,6078

À Partir des deux tableaux de k_1 correspondant à $\theta = 1.00$ et $\theta = 1.10$ On tire l'interpolation par la formule suivante :

1.00 → $K_1(\theta = 1.00)$

1.034 → $K_1(\theta = 1.034)$

1.10 → $K_1(\theta = 1.10)$

$$K_1(\theta = 1.034) = 0.34 K_1(\theta = 1.10) + 0.66 K_1(\theta = 1.00)$$

➤ Tableau donnant les valeurs de k_1 pour $\theta = 1.034$ par interpolation :

$\theta = 1.034$	$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,4448	0,6266	0,9318	1,3694	1,6786	1,3694	0,9318	0,6266	0,4448
b/4	0,2323	0,3451	0,5465	0,8912	1,3694	1,7227	1,4686	1,0980	0,8416
b/2	0,1234	0,1907	0,3151	0,5465	0,9318	1,4686	1,9110	1,7837	1,5457
3b/4	0,0699	0,1117	0,1907	0,3451	0,6266	1,0980	1,7837	2,4716	2,7015
b	0,0422	0,0699	0,1234	0,2323	0,4448	0,8416	1,5457	2,7015	4,3315

Détermination des K_α pour $\theta = 1.034$ et $\alpha = 0.175$:

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

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.175^{0.5} = K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.418$$

➤ Tableau donnant les valeurs de K_α pour $\theta = 1.034$:

$\theta = 1.034$	K_α								
e									
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1778	0,3452	0,9652	1,6797	2,1175	1,6797	0,9652	0,3452	-0,1778
b/4	-0,2043	0,0688	0,2993	0,9782	1,6797	2,1298	1,6949	0,9398	0,2037
b/2	-0,1135	-0,0205	0,1308	0,4315	0,9652	1,694	2,2191	1,9157	1,3375
3b/4	-0,0032	-0,0256	-0,0205	0,0688	0,3452	0,9398	1,9157	3,0051	3,6540
b	0,1075	-0,0015	-0,1135	-0,2043	-0,1778	0,2037	1,3375	3,6540	7,1608

6.5.2. Les positions des poutres :

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

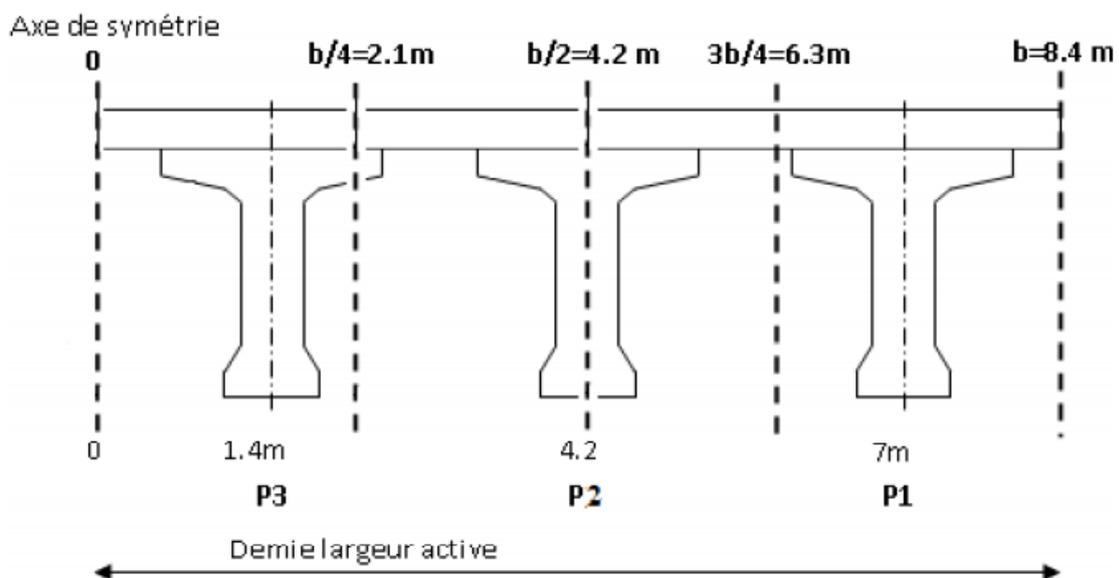


Figure 6.3. La position des poutres.

Formule générale d'interpolation :

$$K_{\alpha(y)} = K_1 + ((K_2 - K_1) \times (y - y_1) / (y_2 - y_1))$$

➤ Tableau donnant les valeurs de $k\alpha$ Pour la poutre 3 : $y = 1.4$ m

$$y_1 = (0) \Rightarrow k_{\alpha 1}$$

$$y = (1.4) \Rightarrow k_{\alpha(y)}$$

$$y_2 = (b/4) \Rightarrow k_{\alpha 2}$$

$$k_{\alpha(y)} = k_{\alpha 1} + 0.66 \times (k_{\alpha 2} - k_{\alpha 1})$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,1953	0,1628	0,6130	1,2168	1,8286	1,9760	1,4469	0,7377	0,0656

➤ Tableau donnant les valeurs de $k\alpha$ Pour la poutre 2 : $y = 4,2 = b/2$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,1135	-0,0205	0,1308	0,4315	0,9653	1,6950	2,2191	1,9158	1,3375

Tableau donnant les valeurs de $k\alpha$ Pour la poutre 1 : $y = 7$

$$y_1 = (3b/4) \Rightarrow k_{\alpha 1}$$

$$y = (7) \Rightarrow k_{\alpha(y)}$$

$$y_2 = (b) \Rightarrow k_{\alpha 2}$$

$$k_{\alpha(y)} = k_{\alpha 1} + 0.33 \times (k_{\alpha 2} - k_{\alpha 1})$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0,0333	-0,0182	-0,0512	-0,0213	0,1726	0,6970	1,7249	3,2193	4,8113

➤ Tableau récapitulatif des k_{α} :

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_1	0,0333	-0,0182	-0,0512	-0,0213	0,1726	0,6970	1,7249	3,2193	4,8113
P_2	-0,1135	-0,0205	0,1308	0,4315	0,9653	1,6950	2,2191	1,9158	1,3375
P_3	-0,1953	0,1628	0,6130	1,2168	1,8286	1,9760	1,4469	0,7377	0,0656

6.5.3. Détermination des coefficients $k_{\alpha moy}$ de chaque poutre :

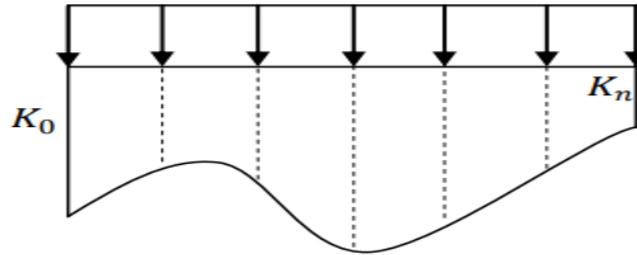
Après avoir le tracé des lignes d'influence, on dispose les différentes surcharges transversalement sur le pont, on les déplace de façon à trouver les plus grandes de ces coefficients.

6.5.3.1. Cas des charges concentrées :

$$k_{\alpha moy} = \frac{\sum P_i \cdot K_i(y)}{\sum P_i}$$

Dans le cas des surcharges (Bc,t) les charges sont identiques dans chaque convoi, la formule

s'écrit sous la forme :
$$k_{\alpha moy} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$$



Avec : n : le nombre de charges concentrées.

6.5.3.2. Cas des charges uniformément répartie :

$$\sum A_i = \int_{-b}^{+b} K(y).dy = \frac{2b}{n} \cdot \left[\frac{k_0}{2} + k_1 + \dots + \frac{k_n}{2} \right]$$

$$k_{amoy} = \frac{\sum A_i}{2b}$$

2b: la largeur surcharges

➤ Tableau donnant les valeurs de k_{amoy}^{max} pour chaque poutre :

		Poutre 3	Poutre 2	Poutre 1
A (L)	1 voie	1.865698	2.064523	2.362361
	2 voies	1.690241	1.789132	1.506985
	3 voies	1.451504	1.380440	1.016526
	4 voies	1.184403	1.054496	0.753881
Bc	1 file	1.906129	2.074624	2.654553
	2 files	1.775529	1.966194	1.901960
	3 files	1.634076	1.698112	1.380217
	4 files	1.445212	1.400295	1.040937
Bt	1 voie	1.906129	2.074624	2.472000

	2 voies	1.730291	1.878841	1.672094
M_{C120}		1.751200	1.888339	1.847971
D₂₄₀		1.884894	2.025432	1.550606
trottoir	1 trottoir	1.2890	4.741362	11.767930

6.6. Calcul des moments fléchissant réels dans chènes poutre :

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants réels revenant à chaque poutre seront calculées par l'application des expressions ci-après :

➤ Moment fléchissant : $M(x) = \frac{M_0(x)}{n} K_{amoy}^{max}$

Avec: $M(x)$: le moment fléchissant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier à l'abscisse x .

n : Le nombre de poutres principales.

➤ Effort tranchant : $T(x) = \frac{T_0(x)}{n} \varepsilon_{amoy}^{max}$

➤ Avec $T(x)$: l'effort tranchant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier à l'abscisse x .

- La réaction : $T = \frac{T_0(0)}{n} \varepsilon_{amoy}^{max}$

Les moments fléchissant et les efforts tranchant pour chaque poutre et données dans les tableaux suivant :

➤ **Tableau des moments fléchissements longitudinaux réels dus aux surcharges à :**

T = 0.25L :

CAS de charge	voies	$M_0 = M/6$	POUTRE 3		POUTRE 2		POUTRE 1	
			$k_{\alpha moy}$	M_{Reel}	$k_{\alpha moy}$	M_{Reel}	$k_{\alpha moy}$	M_{Reel}
A(L)	1 Voie	50,95	1,8656	95,06	2,0645	105,20	2,3623	120,37
	2 Voies	101,91	1,6902	172,26	1,7891	182,33	1,5069	153,58
	3 Voies	142,49	1,4515	206,82	1,3804	196,70	1,0165	144,84
	4 Voies	152,87	1,1844	181,06	1,0544	161,20	0,7538	115,24
Bc	1 file	49,05	1,9061	93,49	2,0746	101,76	2,6545	130,20
	2 files	89,92	1,7755	159,66	1,9661	176,80	1,9019	171,03
	3 files	116,49	1,6340	190,35	1,6981	197,81	1,3802	160,78
	4 files	130,8	1,4452	189,03	1,4002	183,15	1,0440	136,15
Bt	1 Voie	30,06	1,9061	57,31	2,0746	62,37	2,472	74,32
	2 Voies	60,13	1,7302	104,04	1,8788	112,98	1,6720	100,54
Mc ₁₂₀		96,31	1,7512	168,66	1,8883	181,86	1,8479	177,98
D ₂₄₀		147,71	1,8848	278,41	2,020	299,17	1,5506	229,04
trottoir	1 trottoir	2,45	1,289	3,16	4,7413	11,17	11,7679	28,91

➤ **Tableau des moments fléchissements longitudinaux réels dus aux surcharges à :**

$X = 0.5L :$

CAS de charge	voies	$M_0 = M/6$	POUTRE 3		POUTRE 2		POUTRE 1	
			k_{amoy}	M_{Reel}	k_{amoy}	M_{Reel}	k_{amoy}	M_{Reel}
A(L)	1 Voie	67,94	1,865	126,75	2,0645	140,26	2,3623	160,5
	2 Voies	135,88	1,6902	229,68	1,7891	243,11	1,5069	204,77
	3 Voies	186,3	1,4515	270,42	1,3804	257,18	1,0165	189,38
	4 Voies	203,83	1,1844	241,42	1,0544	214,94	0,7538	153,66
Bc	1 file	61,83	1,9061	117,86	2,0746	128,28	2,6545	164,14
	2 files	113,36	1,7755	201,28	1,9661	222,89	1,901	215,61
	3 files	146,85	1,634	239,97	1,6981	249,38	1,3802	202,69
	4 files	164,89	1,4452	238,3	1,4002	230,9	1,04	171,6
Bt	1 Voie	39,44	1,9061	75,19	2,0746	81,83	2,472	97,51
	2 Voies	78,89	1,7302	136,5	1,878	148,22	1,672	131,91
Mc ₁₂₀		128,41	1,7512	224,88	1,888339	242,49	1,847971	237,3
D ₂₄₀		196,95	1,8848 94	371,22	2,02	397,839	1,550606	305,39
trottoir	1 trottoir	3,276	1,289	4,22	4,741362	15,53	11,76793	38,55

6.7. Calcul des moments et des efforts maximaux dans chaque poutre :

6.7.1. Moment fléchissant :

Poutre	Position	M(C.P)	M (Surcharges)	M tot
Poutre 3	0.5 L	397.261	371.22	768,481
	0.25 L	297.903	278.41	576,313
Poutre 2	0.5 L	397.261	398.90	796,161
	0.25 L	297.261	299.17	596,431
Poutre 1	0.5 L	442.215	305.39	747,605
	0.25 L	344.761	229.04	573,801

6.8. Les combinaisons d'action :

combinaisons	E.L.U	E.L.S
I	$1,35 \times G + 1,6 \times [Max(A, B) + tr]$	$G + 1,2 \times [Max(A, B) + tr]$
II	$1,35 \times G + 1,35 \times Max[M_{c120}, D_{240}]$	$G + Max[M_{c120}, D_{240}]$

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 :

- Tableau des moments fléchissions longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après combinaison :

E.L.U	Poutre 3		Poutre 2		Poutre 1	
	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L
1.35G+1.6 (A(L) +Tr)	696.92	929.326	678.729	766.013	696.06	904.52
1.35G+1.6 (Bc +Tr)	709.673	924.334	713.849	930.590	729.523	932.36
1.35G+1.6 (Bt +Tr)	573.689	761.454	601.577	798.302	672.54	869.726
1.35 (G+Mc120)	629.860	839.890	647.680	863.663	705.700	917.345
1.35 (G+D240)	778.022	1037.44	806.04	1074.817	773.821	1009.266

E.L.S	Poutre 3		Poutre 2		Poutre 1	
	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L
G+1.2 (A(L) +Tr)	518.967	692.029	505.323	673.825	517.741	672.867
G+1.2 (Bc +Tr)	528.531	688.634	531.663	692.977	542.833	693.747
G+1.2 (Bt +Tr)	426.543	566.125	447.459	593.761	500.101	646.767
(G+Mc120)	466.563	622.141	479.763	639.751	522.741	672.515
(G+D240)	576.313	768.481	597.073	796.161	573.201	747.605

Tableau des combinaisons max des moments dans chaque poutre :

Poutre	combinaisons	types	Moments	0.25L	0.5L
Poutre 3	E.L.U	I	M (t.m)	709.673	929.326
		II	M (t.m)	778.022	1037.44
	E.L.S	I	M (t.m)	528.531	692.029
		II	M (t.m)	576.313	768.481
	E.L.U	I	M (t.m)	713.849	930.590

Poutre 2		II	M (t.m)	806.04	1074.817
	E.L.S	I	M (t.m)	531.663	692.977
		II	M (t.m)	597.073	796.161
Poutre 1	E.L.U	I	M (t.m)	729.523	932.36
		II	M (t.m)	773.821	1009.266
	E.L.S	I	M (t.m)	542.833	693.747
		II	M (t.m)	573.201	747.605

6.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, une étude de la répartition transversale des sollicitations a été faite pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement, et de déduire la poutre la plus sollicitée et ce, à travers 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 2**, donc cette poutre c'est la plus sollicitée.



Chapitre 07 :

Modélisation Du Tableau

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.

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 basé sur une équation appelée

Équation fondamentale de la MEF : $[K] \{U\} = \{F\}$.

Donc la **MEF** est basée sur la méthode matricielle des déplacements en mécanique des solides et des structures.

[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 **chronologie** 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 $\{ue\}$ et les forces $\{fe\}$ appliquées aux nœuds :

$$[K_e] \{ue\} = \{fe\}.$$

- Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global.

$$[K] \{U\} = \{F\} \text{ de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds.}$$

- 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. Modélisation :

Étant donné que l'ouvrage est isostatique avec deux travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 22 cm d'épaisseur avec 6 poutres de longueur de 30 m).

Les surcharges sont disposées suivant le règlement RCPR, 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.



Figure.7.1. Choix de l'affaire.

7.3.1. Modélisation des poutres :

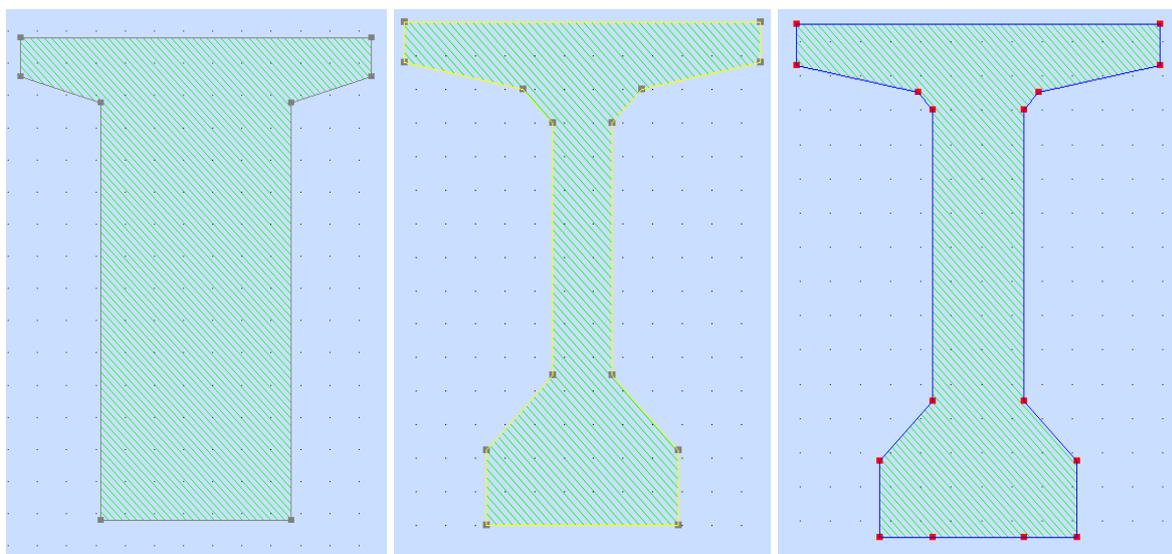


Figure.7.2. Géométrie des poutres.

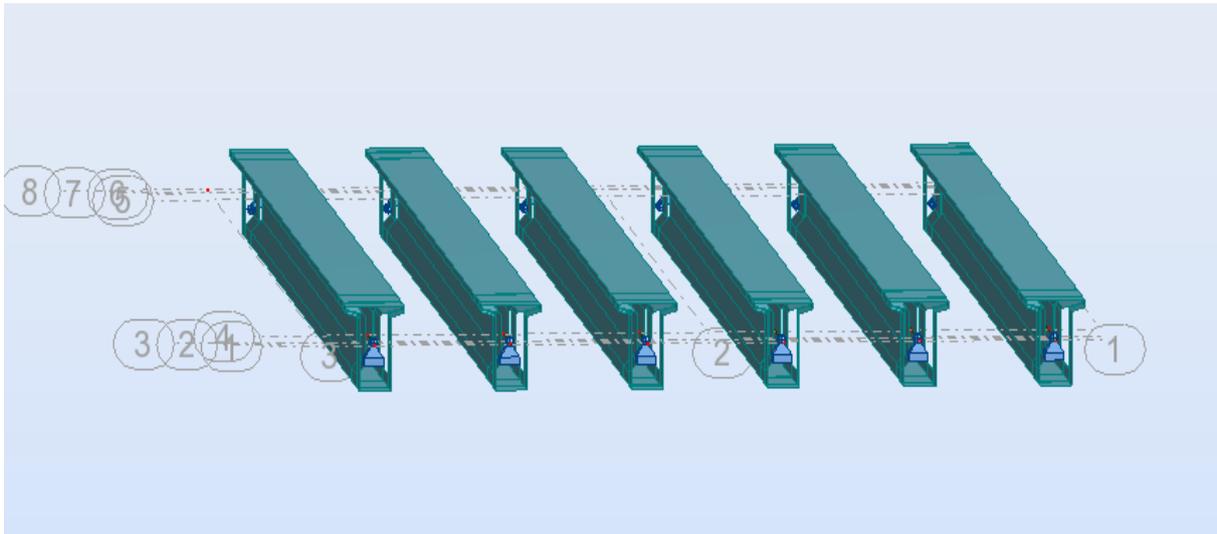


Figure.7.3. Modélisation des poutres.

7.3.2. Modélisation de la dalle :

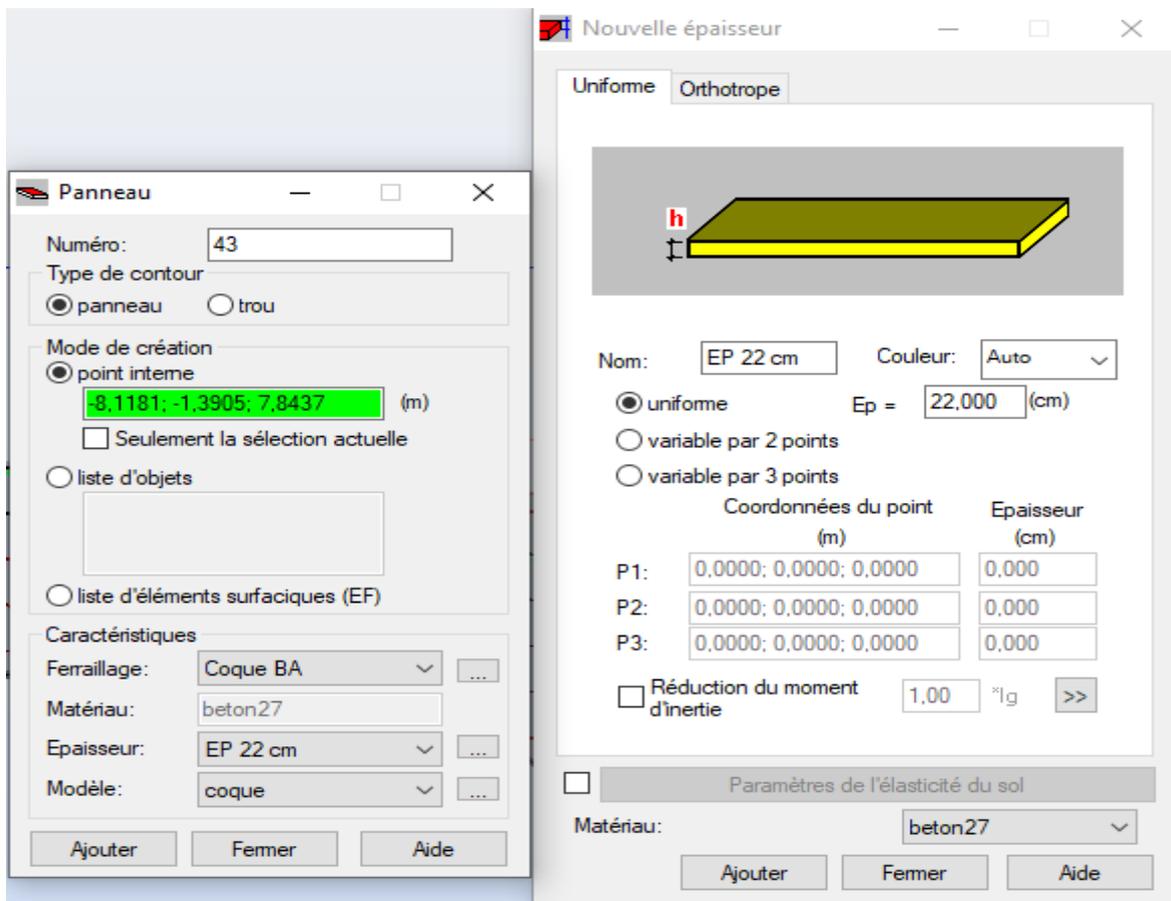
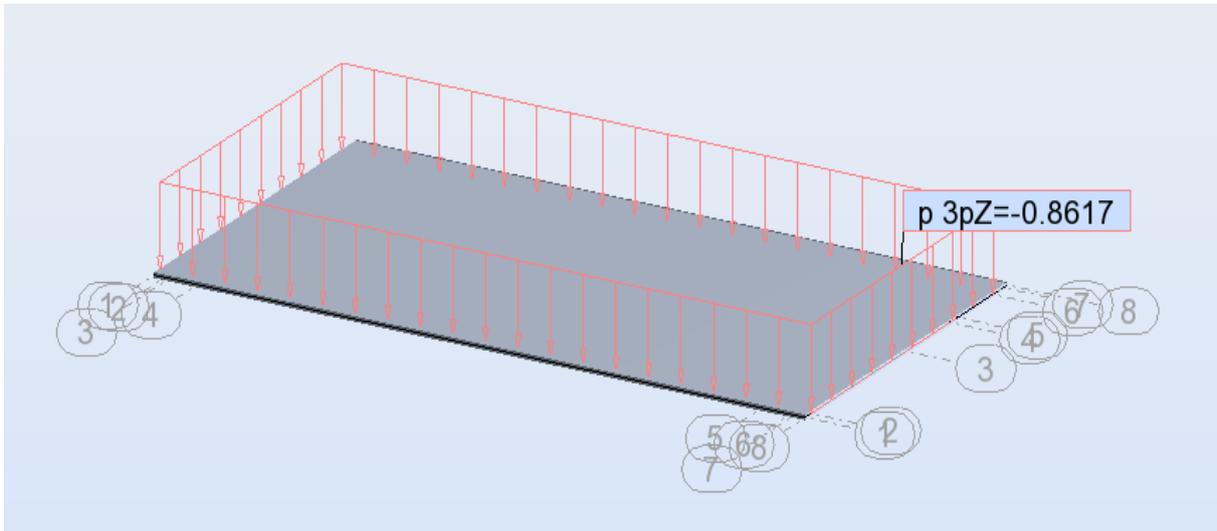


Figure.7.4. Modélisation de la dalle.

7.3.3 Définition de différents cas de charge :

7.3.3.1. Système de charge A (L) 04 voies chargées :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{29+12} = 1.108t / m^2 \quad 4 \text{ voies : } 0.75 \times 1.037 \times 1.108 = 0.8617t/m^2$$



m

Figure.7.5. Système de charge A(L),04VC.

7.3.3.2. Surcharge sur trottoir :

$$Q = 0.15t / m^2$$

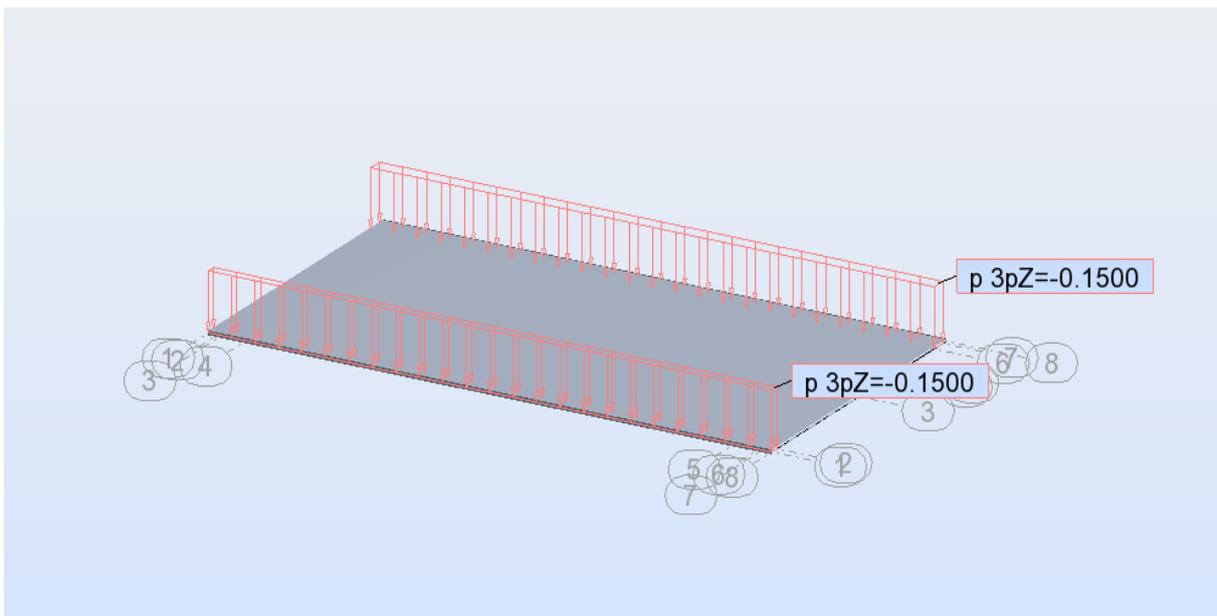


Figure.7.6. Surcharge sur trottoir.

7.3.3.3 Sous système Bc 04 voies chargées :

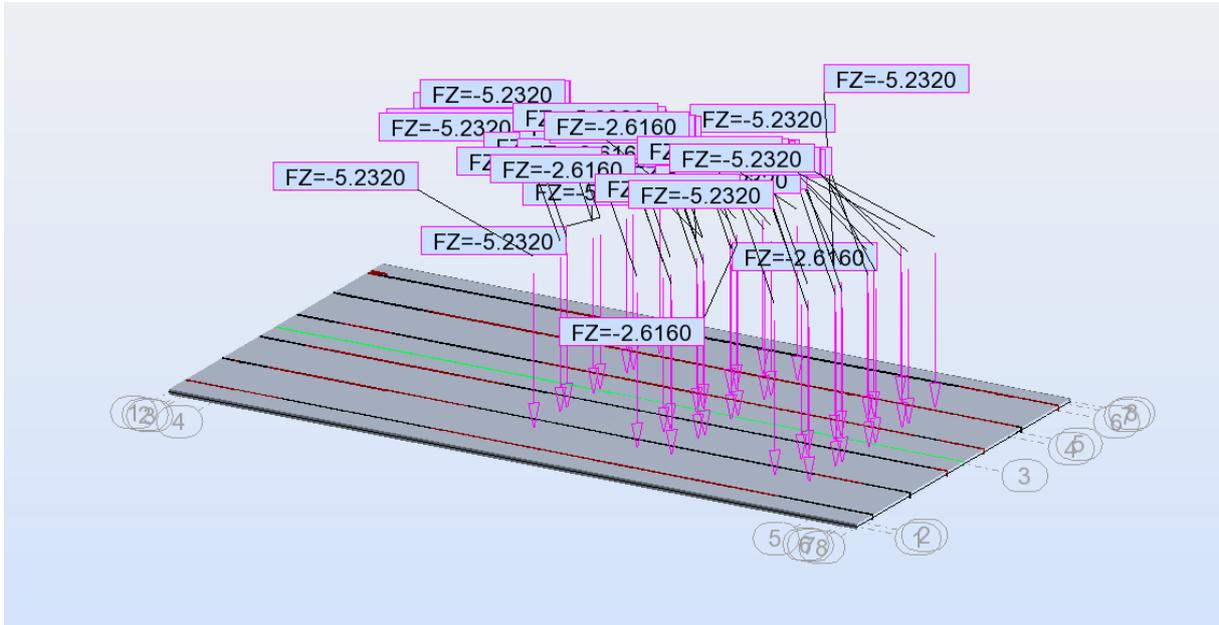


Figure.7.7. Sous système Bc, 04 VC.

7.3.3.4. Système militaire Mc120 :

$$P_{chenille} = \frac{55}{6.1} = 9.02t / m^2 \quad \text{Majoration : } 9.02 \times 1.08 = 9.7416 t/m^2$$

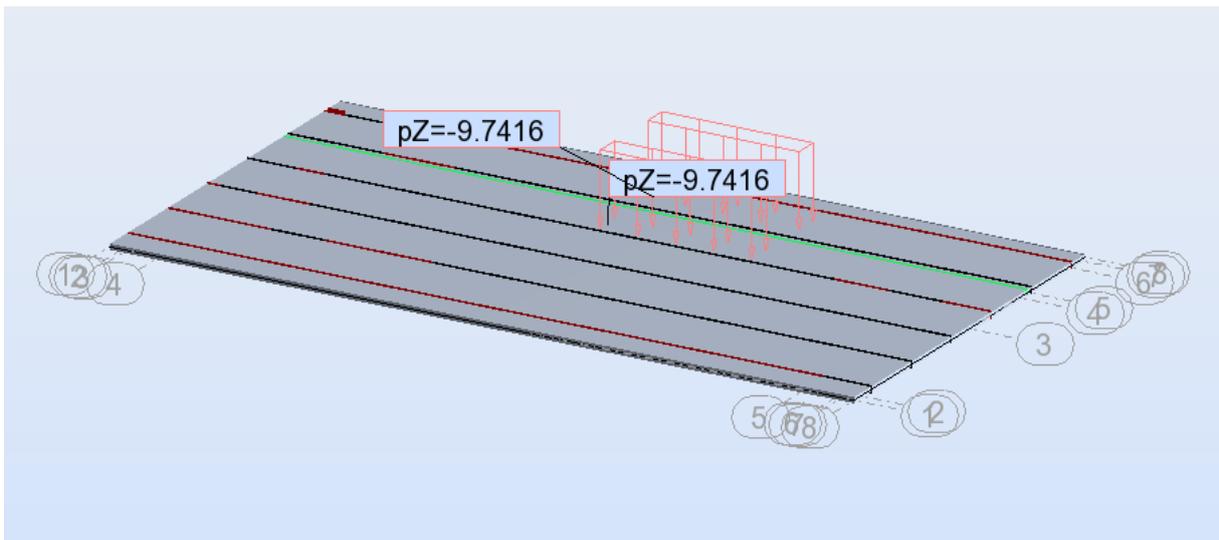


Figure.7.8. système militaire Mc120.

7.3.3.5. Charge exceptionnelle D240 :

$$P_{D240} = \frac{240}{18.6 \times 3.2} = 4.03t / m^2$$

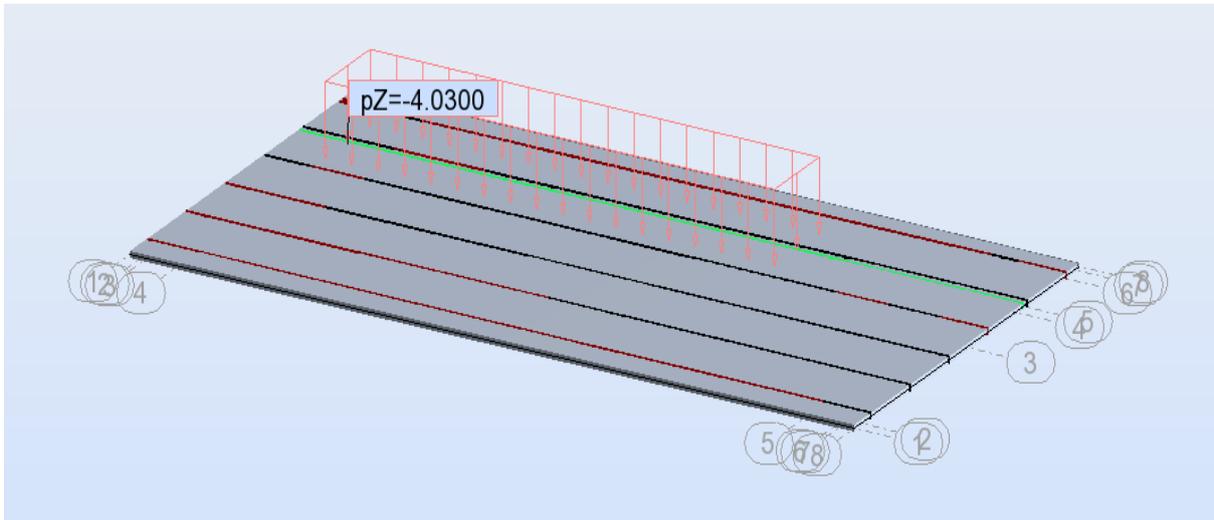


Figure7.9. Charge exceptionnelle D240.

7.3.4. Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels :

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération

Les combinaisons d’actions selon BPAEL (Tableau.1) :

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

Tableau.7.1. Les coefficients des combinaisons.

Combinaison	ELU	ELS
I	1,35G+1,6 (Max (A. B) +tr)	G+1,2 (Max (A. B) +tr)
II	1,35G+1.35 (MC 120)	G+ (MC 120)

➤ Tableaux des moments fléchissant longitudinaux réels :

Poutres	Combinaison	Types	moments fléchissements	0.50L
Poutre 3	ELU	I	M (t.m)	894.0984
		II	M (t.m)	795.2581
	ELS	I	M (t.m)	669.4377
		II	M (t.m)	568.4861
Poutre 2	ELU	I	M (t.m)	895.8622
		II	M (t.m)	894.3719
	ELS	I	M (t.m)	667.0777
		II	M (t.m)	635.8487
Poutre 1	ELU	I	M (t.m)	909.2292
		II	M (t.m)	909.0763
	ELS	I	M (t.m)	676.8483
		II	M (t.m)	647.8469

7.3.4.1. Les valeurs extrêmes du moment :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		E.L.U	E.L.S
Poutre : 02	1,35G+1,35D240 G+D240	0,5L	0,5L
		1035.3182	766.9064

7.3.4.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT :

✓ à l'E.L.U :

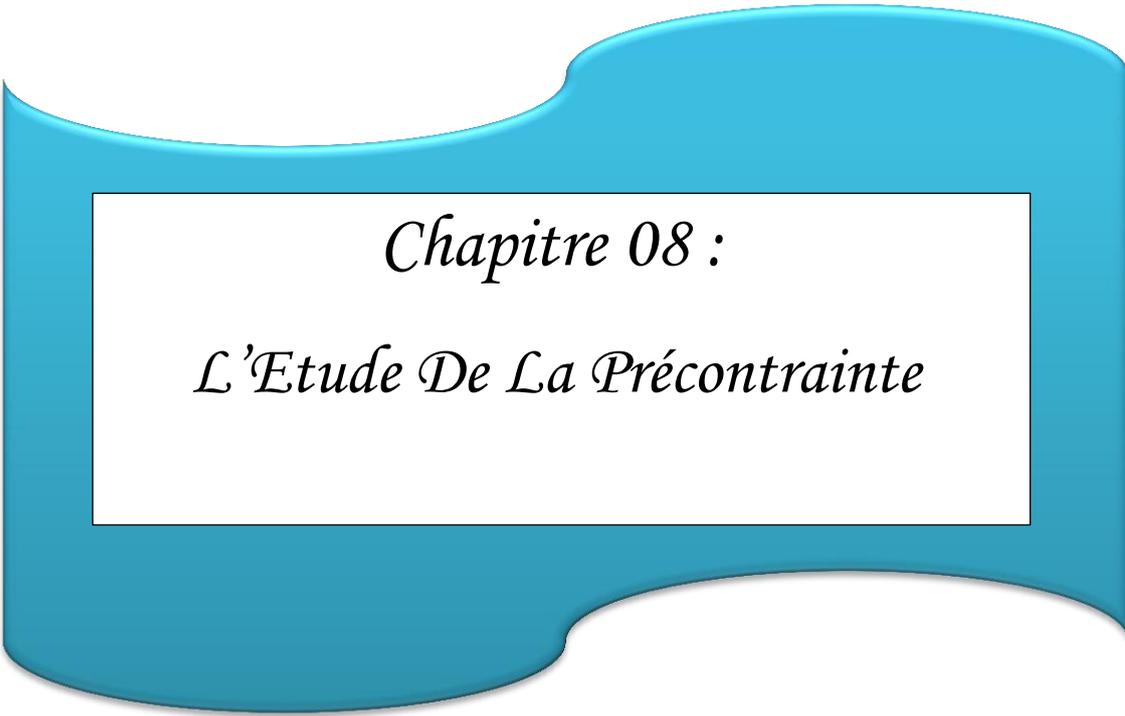
Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		G.MASSONNET		ROBOT	
Poutre : 02	1,35G+1,35D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		806.04	1074.817	849.6241	1035.3182

✓ à l'E.L.S :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		G.MASSONNET		ROBOT	
Poutre : 02	G+D240	0.25L	0,5L	0.25L	0,5L
		597.073	796.161	629.3512	766.9064

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 tranchants et du moment fléchissant due aux incertitudes de calcul, ce qui nous permet de conclure la fiabilité de l'utilisation du logiciel **ROBOT** pour la modélisation.



Chapitre 08 :

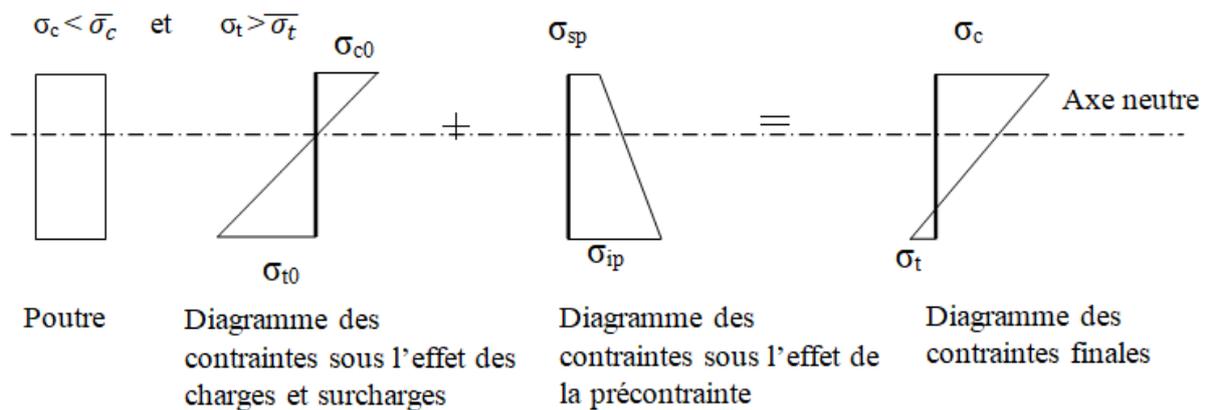
L'Etude De La Précontrainte

8.1. Introduction :

Le béton est un matériau résistant à la compression mais fragile à la flexion. C'est pour améliorer la résistance à la flexion qu'il a été imaginé d'y incorporer des armatures en acier.

Le béton précontraint va encore plus loin dans ce domaine : il permet au béton de ne travailler qu'en compression. L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanente de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Les forces de flexion ne viendront alors qu'en réduction de la force de la précontrainte initial. Le béton est alors employé au mieux de ses possibilités.

Le principe de la précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones prévue à être tendues dans les éléments structuraux de l'ouvrage (la poutre) avant leur mise en service, et ce à l'aide de l'application des prétentions.



8.1.2. 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. [5]

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.

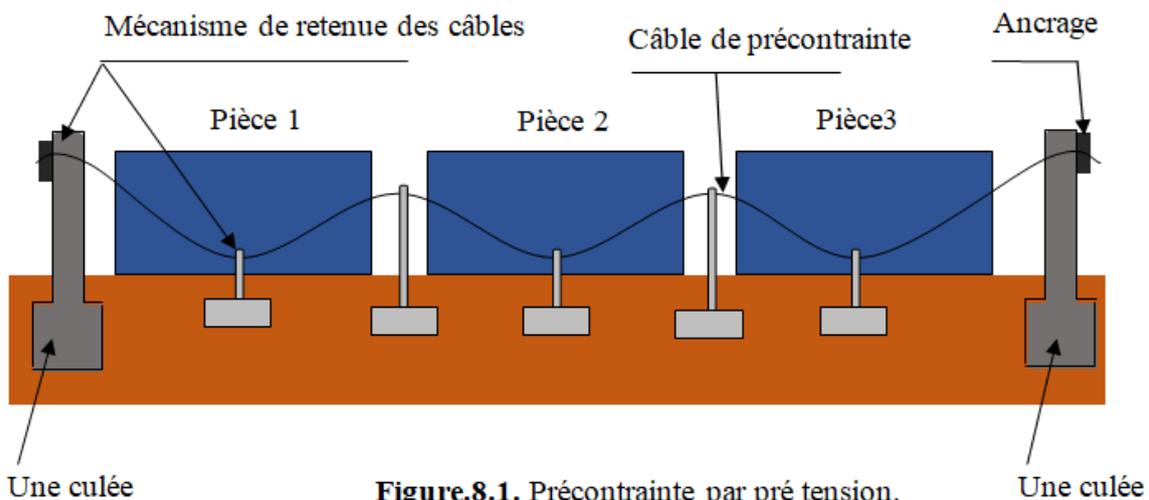


Figure.8.1. Précontrainte par pré tension.

Figure.8.1. Précontrainte par pré tension.

b. Précontrainte par post-tension :

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide des vérins prenant appui sur la pièce à précontrainte. Pour permettre le mouvement relatif de câble, 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.

Une fois les aciers tendus et ancrés, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de ciment. L'injection se fait de façon que tous les vides à l'intérieure de la gaine soient remplis. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion, produit leur adhérence au béton et améliore la résistance de la pièce à la fissuration. [7]

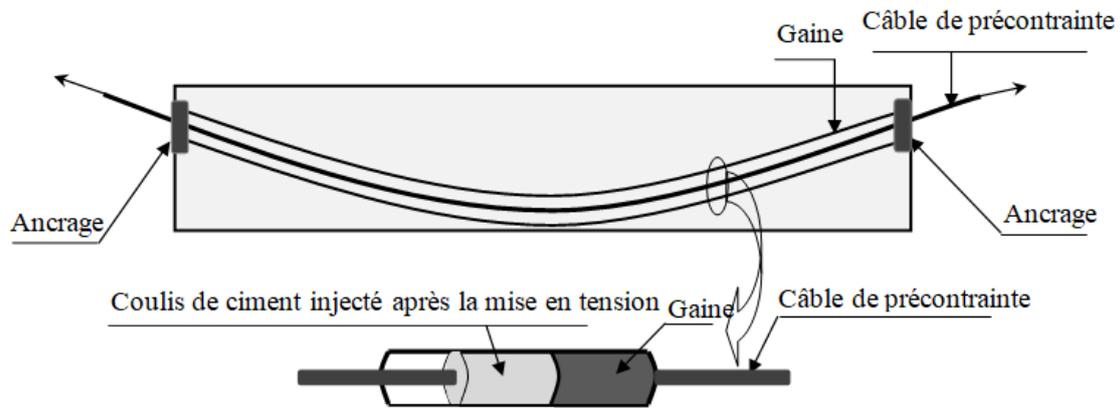


Figure 8.2.Précontrainte par post-tension

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_2), qui correspond au 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'=I /B.V (cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	5983,812	16563314,45	70,334	79,666	39.355	51,14	150
Poutre dalle +	11835,812	35328927,57	52,120	119,880	57.270	50,42	172

Tableau.8.1. Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

C': Centre de pression.

✓ L'enrobage :

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \leq \frac{172}{10} = 17.2cm$$

On adopte : $d = 11cm$

8.2.2. L'effort de précontraint minimum :

La résistance caractéristique à 28 jours égale à : $f_{c28} = 45MPa$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.006 \times f_{c28} = 3.3MPa$$

Contrainte admissible du béton: $f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{4.76 + 0.83 \times j}$

➤ **En exploitation**

$$\bar{\sigma}_M = 0.6 \times f_{c28} = 27MPa$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ii} = -1.5 \times f_{t28} = -4.95MPa$$

- Dans de la section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{is} = -f_{t28} = -3.3MPa$$

➤ **En construction** (à 14 jours) :

$$f_{c14} = 38.46MPa$$

$$\bar{\sigma}_M = 0.6 \times f_{c14} = 23.07MPa$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1,5 f_{t14} = -1,5(0,6 + 0,06 \times f_{t14}) = -4.361MPa$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = -(0,6 + 0,06 \times f_{t14}) = -2.907MPa$$

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.

$$M_{\max} = 796,161 \text{ t. m.}$$

$$M_{\min} = 397.261 \text{ t. m.} \quad \Rightarrow \Delta M = 398,90 \text{ t. m}$$

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + \frac{B}{h} (V \times \bar{\sigma}_{ti} + V' \times \bar{\sigma}_{ts})$$

$$P_1 = \frac{398,901}{0,5727 \times 1,72} + \frac{1,1835812}{1,72} (0,5212 \times (-495) + 1,1988 \times (-330)) = -44,80t$$

$$P_2 = \frac{M_{MAX} + \rho \times B \times V \times \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \times V + V' \times d'}$$

$$P_2 = \frac{796.161 + 0.5727 \times 1,1835812 \times 0.5212 \times (-495)}{0.5727 \times 0.5212 + 1.1988 - 0.11} = 447.839t$$

Donc : $\begin{cases} P_1 = -44.80 t \\ P_2 = 447.839t \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1$ (la section est sur critique).

Alors : $P_{min} = \text{Max}(-44.80 ; 447.839) = 447.839 t$

L'excentricité est imposée à sa valeur maximale admissible avec les conditions d'enrobage.

$$e_0 = -(V' - d') = -(119.880 - 11) = 108.88 \text{ cm}$$

8.2.3. Calcul du nombre des câbles :

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 32%.

$$0,68 \times P_0 = P_{min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0,68} = \frac{447.839 t}{0,68} = 658,586 t.$$

$$P_0 = 658,586 t.$$

➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble

➤ Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles 13T15S les torons à très basse relaxation (TBR).

- Section nominale de l'acier : $A_p = 150 \text{ mm}^2$;
- Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$;
- Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1600 \text{ Mpa}$;
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.2 \text{ rad}^{-1}$;
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\%$;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 2000000 \text{ Mpa}$.

➤ La force de la précontrainte par câble :

$$\sigma_{p0} = \min \{0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}\}.$$

$$\sigma_{p0} = \min \{1488 ; 1440\} = 1440 \text{ MPa}.$$

$$P_0 = \min \{0,8 f_{prg} A_p ; 0,9 f_{peg} A_p\} = 21,600 \text{ t}.$$

$$P \geq n \times P_0 \times 13 \Rightarrow n \geq P / (P_0 \times 13) \geq 658.586 / 280.8 \geq 2.345$$

On adapte 3 câbles de 13 T15S ce qui donne : $P_n = 3 \times (280.8 \text{ t}) = 842.4 \text{ t}.$

8.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension

Dans la pratique les ouvrages sont classés en trois catégories, les ponts sont classés dans la 2^{ème}, et les contraintes limitées sont les suivantes :

a. La contrainte de traction est limitée à :

◆ $1.5 f_{t28}$ dans le cas de réalisation.

◆ f_{t28} dans le cas d'exploitation.

b. La contrainte de compression est limitée à $0.6 f_{ci}$.

La mise en tension se fera au 14^{ème} jour :

A. Les contraintes limitées :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \\ f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 38,46 \text{ MPA} \\ f_{t14} = 2,907 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \times f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = 23,076 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -4,361 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,907 \text{ MPA} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{ci}$, $\bar{\sigma}_{cs}$ 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.

D'après **G. Dreux** :

Les Pertes instantanées sont estimées à 6% :

$$P = 0,94P \Rightarrow P = 0.94 \times 842.4 = 791.856t$$

➤ **En fibre supérieure**

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

$$M_{\text{min}} = \frac{q \times l^2}{8} = 175.765 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(79,666 - 11) \Rightarrow e_0 = -68.666 \text{ cm}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \times V}{I} + P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = -2.3921 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -4,361 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

❖ **En fibre inférieure**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{min}} \times V'}{I} + P \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V'}{I} \right) = 30.931 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 23,076 \text{ MPa} \dots \dots (\text{CNV})$$

Nous ne pouvons pas placer les trois câbles dans la section d'about, donc la mise en tension se fera en deux familles de câbles, une famille à l'about et l'autre à l'extrados.

8.2.5. Détermination du nombre de câbles ancrés en intrados :

On prend 02 câbles ce qui donne : $P_n = 0,94 \times 2 \times (280.8 \text{ t}) = 527,904 \text{ t}$.

La mise en tension peut être à partir du 7^{ème} jour de l'âge du béton .on doit vérifier les contraintes dans le béton au 7^{ème} et au 14^{ème} jour.

1- Au 7^{ème} jours :

$$\sigma_{\text{sup}} = 0,80927 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -3,582 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 10,7965 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 17,880 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

2- Au 14^{ème} jours :

$$\sigma_{\text{sup}} = 0,80927 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -4,361 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 10,7965 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 23,076 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

Alors : on peut tirer les deux câbles à 100% à partir de 14^{ème} jour.

8.2.6. Disposition constructive des câbles :

8.2.6.1. Section fin d'about :

On place les câbles de telle manière on obtient une excentricité nulle sur appui, toute en respectant les conditions fixées par le document SETRA :

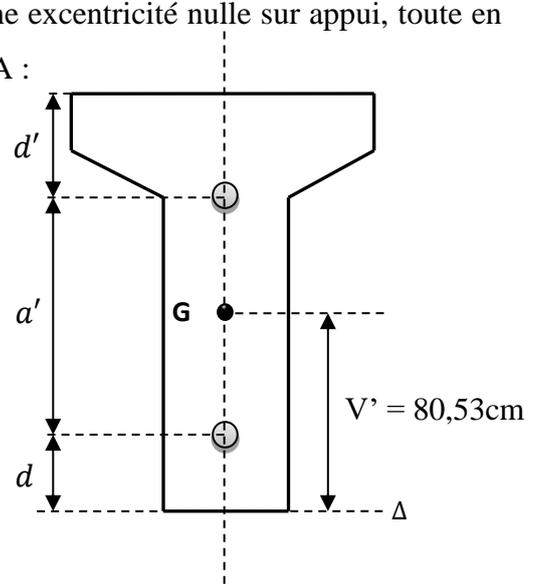
$$d \text{ et } d' \geq 16,5\text{cm} \quad a' \geq 28\text{cm}$$

$$\sum M/\Delta = 0 \Rightarrow P.V' = [P_1.d + P_2(d + a')]/2$$

Comme : $P = P_1 = P_2$ et on prend $a' = 80 \text{ cm}$

$$\Rightarrow d = V' - a'/2 = 40,53\text{cm}$$

$$d' = 130 - (50 + 46,98) = 29,47\text{cm}$$



8.2.6.2. à mi travée :

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum

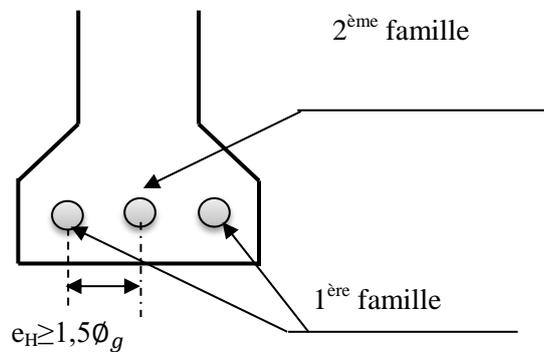


Fig.8.3 : Disposition des câbles à mi travée.

8.2.7.Les traces des câbles :

a) Trace de câble sortant à l'extrados :

Le câble à l'extrados se disposer à une distance L_0 de la section d'about tel que :

$$L_0 \leq \frac{L}{4} = 7,25 \text{ m} \text{ nous prenons : } L_0 = 4\text{m} ;$$

$$d = 11 \text{ cm}$$

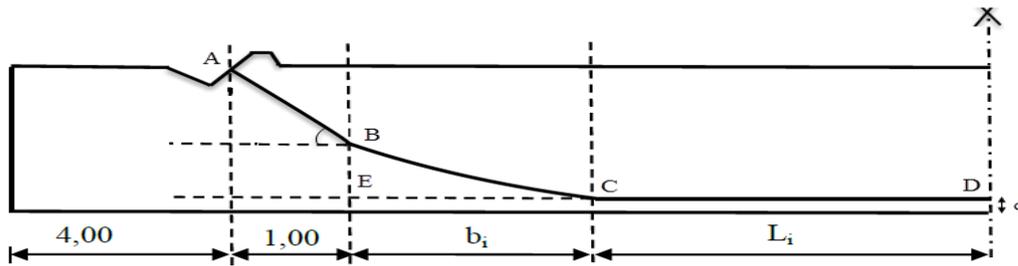


Fig.8.4 : Trace de câble à l'extrados

$\alpha_3 = 24,15^\circ$ (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'équation de la parabole : $y = a x^2 \Rightarrow BE = ab^2 \Rightarrow a = \frac{BE}{b^2}$

$$BE = 1,50 - (0,11 + 1 \cdot \text{tg} 24,15) = 0,9416m$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{d(y)}{d(x)} = 2 \cdot a \cdot x = 2ab \text{ (Au point B)}$$

$$\text{tg}(\alpha) = 2ab \Rightarrow b_3 = \frac{2 \times BE}{\text{tg} \alpha} = 4,20m$$

$$L_3 = \frac{L}{2} - (b_3 + 1 + 4) = 5,30m$$

$$\Rightarrow a_3 = \frac{\text{tg} \alpha}{2 \times b_3} = 53,37 \times 10^{-3} m^{-1}$$

1- Calcul de L₁ et L₂ :

Comme les (L_i) forment une progression arithmétique de raison 1,5 (principe de Guyon-Massonnet) donc à partir de L₃ de 3^{ème} câble (à l'extrados) en calcul L₁ et L₂ afin de calculer les α_i.

Donc : L₂ = L₃ + 1,5 = 6,8 m

L₁ = L₂ + 1,5 = 8,3m

2- Calcul de e₁ et e₂ :

e₂ = 150 – (0,11 + 29,47) = 120,42cm

e₁ = 40,53 – 0,11 = 40,42cm

3- Calcul des angles α_i et les distances b_i :

Les formules de α_i et b_i selon le document de SETRA sont :

$$tg(\alpha_i) = \frac{2 \times \left(\frac{L}{2} + 1,00 - L_i \right)}{e_i \left[\left(\frac{\frac{L}{2} + 1,00 - L_i}{e_i} \right)^2 - 1 \right]} \qquad a_i = \frac{tg(\alpha_i)}{2.b_i}$$

$$b_i = e_i \times \left(\frac{1}{\sin(\alpha_i)} + \frac{1}{tg(\alpha_i)} \right) - (1 + \cos(\alpha_i))$$

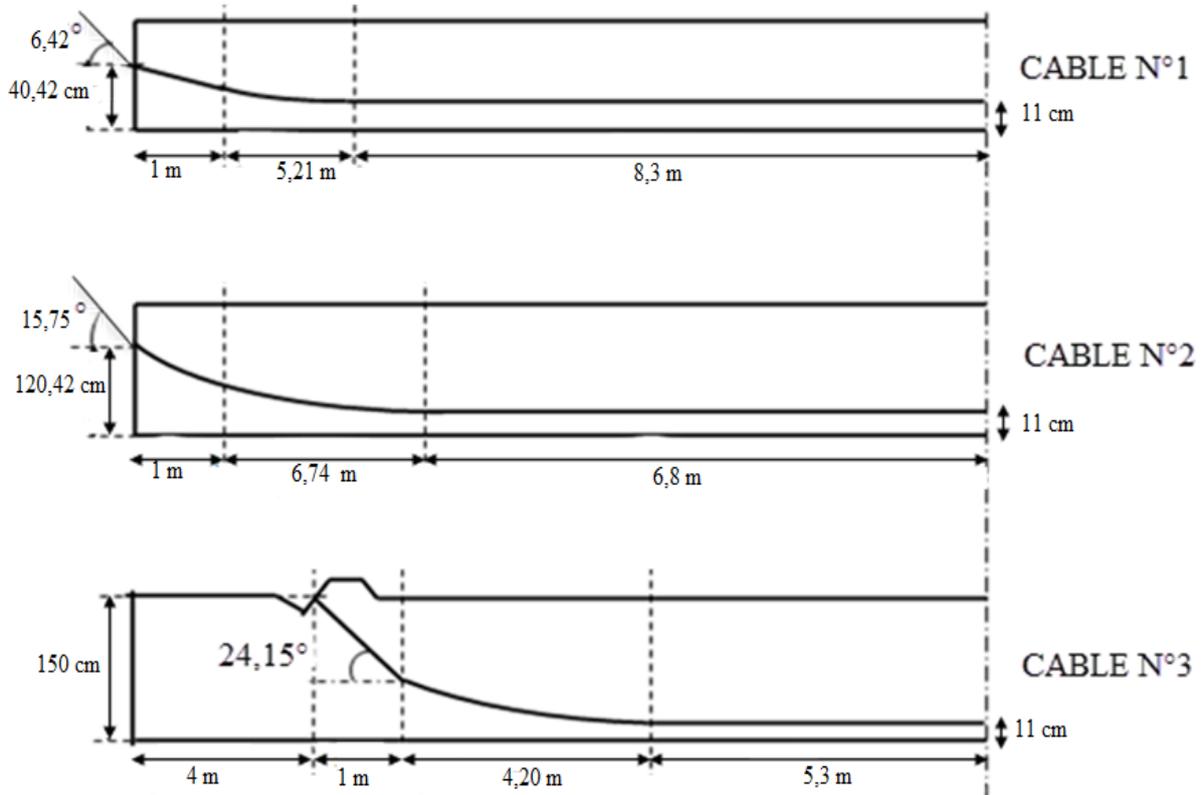
tan(α₁) = 0,1126 ⇒ α₁ = 6,42° , b₁ = 5,21m et a₁ = 10,80 × 10⁻³

tan(α₂) = 0,2822 ⇒ α₂ = 15,75° , b₂ = 6,74m et a₂ = 20,93 × 10⁻³

Tableau récapitulatif :

N ^o des câbles	e _i (m)	d' (m)	α _i °	a _i × 10 ⁻³	b _i (m)	l _i (m)
1	0,4042	0,11	6,42	10,80	5,21	8,3
2	1,2042	0,11	15,75	20,93	6,74	6,8
3	1,39	0,11	24,15	53,37	4,20	5,3

Tab 8.2. Ces caractéristique des différents cables.



c) Longueur total 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 :

N° de câble	L(m)	L _c (m)	L _i (m)	L _T (m)
1	1,006	5,22	8,3	29,052
2	1,039	6,82	6,8	29,318
3	1,096	4,33	5,3	21,452

Tab.8.3.Longueurs des câbles.

8.2.8. Trace du Câble moyen fictif équivalent :

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	N° de câble	1	2	3	moyen
Section d'appui X = 0m	y (m)	0,5142	1,1342	/	0,9142
	tg (α)	0,1126	0,2822	/	0,1974
	α°	6,42	15,75	/	11,085
Section à 1m de l'appui (câbles 1 et 2)	y (m)	0,4016	1,032	/	0,7168
	tg α	0,1126	0,2822	/	0,1974
	α°	6,42	15,75	/	11,085
Section à 4m de l'appui (avec les câbles 1, 2 et 3)	y (m)	0,1778	0,4848	1,5	0,7218
	tg (α)	0,05	0,136	0,4483	0,2131
	α°	3,148	7,744	24,15	11,680
Section à $\frac{L}{4}$ de l'appui	y (m)	0,11	0,1771	0,7554	0,3475
	tg (α)	0	0,028	0,33	0,1193
	α°	0	1,6	18,26	6,62
Section médiane X =0,5L	y (m)	0,11	0,11	0,11	0,11
	tg (α)	0	0	0	0
	α°	0	0	0	0

Tab.8.4. Tracé de câble moyen fictif.

8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes :

La projection de la force du précontrainte P d'un câble est :

1- Dans le Sens horizontal : $N = \sum P_i \times \cos\alpha_i$ (effort de compression)

2- Dans le Sens vertical : $V = \sum P_i \times \sin\alpha_i$ (effort de traction)

Soit (y_i) la distance du point d'application de la force de câble (i) à la fibre inférieure de la section, et (y) la distance entre le point d'application de la résultante et la fibre inférieure donné par la formule suivante :

$$\sum M / \text{fibre inférieure} = \sum N_i \cdot y_i = y \cdot N \Rightarrow Z = \frac{\sum y_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i}$$

Le tableau suivant résume les distances du point d'application de la force de précontrainte dans les différentes sections de la poutre :

X(m)	X = 0,00m		X = 1m		X = 4m			X = 7,25 m			X=14,5m
N° Câble	1	2	1	2	1	2	3	1	2	3	1, 2,3
α°	6,42	15,75	6,42	15,75	3,148	7,744	24,15	0	1,6	18,6	0
$\cos\alpha$	0,9937	0,9624	0,9937	0,9624	0,9984	0,9908	0,9124	1	0,9996	0,9477	1
y_i (m)	0,5142	1,1342	0,4016	1,032	0,1778	0,4848	1,5	0,11	0,1771	0,7554	0,11
$y_i \cos\alpha$	0,5109	1,0915	0,399	0,9931	0,1775	0,4803	1,3686	0,11	0,1770	0,7158	0,11
y_i^2 (m ²)	0,2610	1,1914	0,1592	0,9864	0,0315	0,2307	1,8730	0,0121	0,0313	0,5125	0,0121
y (m)	0,8192		0,7117		0,69839			0,3402			0,11

Tab 8.5. Les distances du point d'application de la force de précontrainte.

❖ Les caractéristiques géométriques des gaines sont :

$$B_T = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \quad \text{Avec } \phi_g = 8 \text{ cm}$$

$$S_\Delta = B_T \times y$$

$$I_\Delta = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \times \sum y_i^2$$

Les caractéristiques de la section de la poutre sont résumées dans les tableaux suivants :

➤ Section d'about :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10630	100,53	10479,21	16790	100,53	16639,21
$Z(cm)$	/	81,92	/	/	81,92	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	856063,26	8235,4176	847827,8424	1847823,26	8235,4176	1839587,842
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	90848766,8	730457,991	90118308,8	250770580	730457,9911	250040122,2

Tab 8.6. Caractéristiques géométriques de la section d'about (X = 0,00m).

➤ Section à 1m de l'about :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10630	100,53	10479,21	16790	100,53	16639,21
$Z(cm)$	/	71,17	/	/	71,17	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	856063,26	7154,7201	848908,5399	1847823,26	7154,7201	1840668,54
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	90848766,8	576243,4909	90272523,3	250770580	576243,4909	250194336,7

Tab 8.7. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à X = 1m.

➤ Section à 4m de l'about sans le câble N°3:

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6298,75	100,53	6147,96	12458,75	100,53	12307,96
$Z(cm)$	/	33,06	/	/	33,06	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	501790,725	3323,5218	498467,2032	1493550,73	3323,5218	1490227,203
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	58378905,1	132198,2189	58246706,84	218300718	132198,2189	218168520,2

Tab 8.8. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à X = 4m.

➤ Section à 4m de l'about avec le câble N°3:

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6298,75	150,79	6147,96	12458,75	150,79	12307,96
$Z(cm)$	/	69,83	/	/	69,83	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	501790,725	10529,6657	491261,0593	1493550,73	10529,6657	1483021,059
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	58378905,1	1073871,769	57305033,29	218300718	1073871,769	217226846,6

Tab 8.9. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à X = 4m.

➤ Section à L/4 de l'about :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6298,75	150,79	6147,96	12458,75	150,79	12307,96
$Z(cm)$	/	34,02	/	/	34,02	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	501790,725	5129,8758	496660,8492	1493550,73	5129,8758	1488420,849
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	58378905,1	280029,0046	58098876,06	218300718	280029,0046	218020689,4

Tab 8.10. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à X =7,25 m.

➤ Section à mi travée :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6298,75	150,79	6147,96	12458,75	150,79	12307,96
$Z(cm)$	/	11	/	/	11	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	501790,725	1658,69	500132,035	1493550,73	1658,69	1491892,035
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	58378905,1	18849,55772	58360055,5	218300718	18849,55772	218281868,8

Tab 8.11. Caractéristiques géométriques de la section de la poutre à mi travée.

❖ Les caractéristiques géométriques des sections nettes :

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} ; \quad V = h - V' ; \quad e_p = Z - V'$$

$$I_G = I_{\Delta} - B.V'^2 ; \quad \rho = \frac{I_G}{B.V.V'}$$

Section		B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
d'about	P seule	10479,21	80,90	69,09	21524201,99	0,36	1,014
	P + h	16639,21	110,55	61,44	46660068,11	0,41	-28,63
à 1 m de l'about	P seule	10479,21	81	68,99	21503435,86	0,36	-9,83
	P + h	16639,21	110,62	61,37	46575254,21	0,41	-39,452
à 4 m sans le câble N°3	P seule	6147,96	81,07	68,92	17831747,62	0,51	-48,018
	P + h	12307,96	121,07	50,92	37734303,86	0,49	-88,0183
à 4 m avec le câble N°3	P seule	6147,96	79,90	70,09	18050153,89	0,52	-10,076
	P + h	12307,96	120,49	51,50	38533426,9	0,50	-50,662
à L/4 de l'about	P seule	6147,96	80,78	69,215	17976298,95	0,52	-46,764
	P + h	12307,96	120,93	51,06	38023628,6	0,50	-86,911
à mi travée	P seule	6147,96	81,349	68,65	17674681,42	0,51	-70,3492
	P + h	12307,96	121,21	50,78	37444277,23	0,49	-110,213

Tab 8.12. Caractéristiques des sections nettes.

8.2.10. Fuseau limite :

Le fuseau limite est la zone ou 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 :

$$-a' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{P} \text{ Avec :}$$

$$a = \inf \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c \cdot \frac{I_G}{P.V'} - \rho.V' \\ -\sigma_t \cdot \frac{I_G}{P.V'} + \rho.V \end{array} \right\} \quad \text{et} \quad -a' = \sup \left\{ \begin{array}{l} \sigma_t \cdot \frac{I_G}{P.V} - \rho.V' \\ -\sigma_c \cdot \frac{I_G}{P.V} + \rho.V \end{array} \right\}$$

$$P = K \cdot P_0 \sum \cos\alpha_i \quad K = 0,68$$

$$\sigma_t = -3,3MPA \quad \sigma_c = 27MPA \quad p_0 = 280,8t$$

Section	0,00L	0,25L	0,50L
$V (cm)$	61,44	51,06	50,78
$V' (cm)$	110,55	120,93	121,21
$\rho (\%)$	0,41	0,50	0,49
$\rho \cdot V (cm)$	25,1904	25,53	24,8822
$\rho \cdot V' (cm)$	45,3255	60,465	59,3929
$\sum \cos\alpha_i$	1,9561	2,9473	3
$I_G (cm^4)$	46660068,11	38023628,6	37444277,23
$P (t)$	373,50556	562,76925	572,832
$M_{min} (t.m)$	0	297,903	397,261
$M_{max} (t.m)$	0	597,073	796,161
$-a' (cm)$	-70,65	-67,616	-64,73
$-a' - M_{min}/P (cm)$	-70,65	-120,55	-203,72
$a (cm)$	70,76	52	51,02
$a - M_{min}/P (cm)$	70,76	-53,60	-87,95
$e_p (cm)$	-28,63	-86,911	-110,213
Observation	vérifié	vérifié	vérifié

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que la trace du câble moyen fictif est située à

l'intérieur de fuseau limite.

8.3. Calcul des pertes :

Les pertes de précontrainte sont toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

- Les pertes instantanées :

- ❖ Pertes dues au frottement.
- ❖ Pertes dues au recul à l'ancrage.
- ❖ Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

- Les pertes différées :

- ❖ Pertes dues au retrait du béton.
- ❖ Pertes dues au fluage.
- ❖ Pertes dues à la relaxation des aciers.

a- Pertes instantanées :**a-1- Pertes par frottement :**

Le contact entre l'armature et la gaine va donner une réaction qui produit une perte de tension.

Il existe 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.**

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

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{P0}(1 - e^{(-f.\alpha - \varphi.L_x)})$$

Dans la plus part des cas on peut écrire la formule précédente :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{P0} \cdot (f \cdot \alpha + \varphi L_x) \quad \text{Avec :}$$

σ_{P0} : Tension à l'origine. ($\sigma_{P0} = 1440 \text{ MPa}$)

f : Coefficient de frottement uniforme (rd^{-1}).

φ : Coefficient de frottement par unité de longueur (m^{-1}).

b_i : Fonction de « x », désigne la somme des déviations angulaires arithmétiques entre le point d'origine A et le point c d'abscisse x.

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 4,00	X = 7,25	X = 14,5
	0	0,076	0,1121	0,1121
Câble n°2	0	0,1663	0,2588	0,2750
Câble n°3	/	0	0,1694	0,42143

Tab.8.13. Différentes valeurs de α (rd).

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 4,00	X = 7,25	X = 14,5
Câble n°1	0	4,013	7,263	14,526
Câble n°2	0	4,0795	7,3295	14,659
Câble n°3	/	0	5,363	10,726

Tab.8.14. Les longueurs Lx en (m).

Les résultats de calcul des pertes par frottement dans les sections considérées pour tous les câbles sont récapitulés dans le tableau suivant : (enMPa)

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 4,00	X = 7,25	X = 14,5
Câble n°1	0	33,060	52,231	72,244
Câble n°2	0	58,425	92,530	116,439
Câble n°3	/	0	62,821	144,48
Valeur moy pour 2 câbles	0	45,7425	72,380	94,34
Valeur moy pour 3 câbles	/	30,495	69,194	111,054

Tab.8.15. Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections.

a-2- Les pertes par recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement de l'armature par rapport à son ancrage, soit par tassement ou déformation de l'ancrage, lors de la détensions du vérin.

La longueur d'influence du glissement :

$$d = \sqrt{\frac{g \times Ep}{\sigma_{p_0} \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec => g : l'intensité du recul d'ancrage.

E_p : Module d'élasticité de l'acier ; ($E_p = 200000MPa$).

L : longueur du câble en (m).

σ_{p0} : Tension à l'origine.

f, φ : Coefficients de frottement.

α : Angle d'inclinaison du câble en (rd).

Si :

1. $d \leq \frac{L}{2}$ Il faut tirer le câble de deux ses extrémités afin d'obtenir une tension plus élevée.
2. $d > \frac{L}{2}$ Il faut tirer le câble d'une seule extrémité.

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès» appliqué u diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma' \cdot \left(1 - \frac{x}{d}\right) \text{ Avec : } \Delta\sigma' = 2d \cdot \sigma_{p0} \cdot \left(f \cdot \frac{\alpha}{L} + \varphi\right)$$

x : Abscisse de de la section considérée.

➤ **Calcul de d et $\Delta\sigma'$:**

N° câble	α^{rd}	L (m)	d (m)	$\Delta\sigma' (MPa)$
1	0,1121	29,052	17,33	138,33
2	0,2750	29,318	14,66	163,64
3	0,42143	21,452	11,85	202,34

Tab.8.16. Les valeurs de d et $\Delta\sigma'$.

➤ **Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :**

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 4,00	X = 7,25	X = 14,5
Câble n°1	138,33	106,40	80,45	22,58
Câble n°2	163,64	118,99	82,71	1,78
Câble n°3	/	202,34	146,84	23,05
Valeur moy pour 2 câbles	150,985	112,695	81,58	12,18
Valeur moy pour 3 câbles	/	213,865	103,33	15,80

Tab.8.17. Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.

a-3- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles.

La mise en tension des câbles se fera en deux familles :

- 1- la 1^{ère} famille sera tendue au 14^{ème} jour (n=2).
- 2- la 2^{ème} famille sera tendue au-delà du 28^{ème} jour.

➤ **Les pertes de La 1^{ème} famille de câble :**

a- Sous l'effet d'elles-mêmes :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanété de la mise en tension, la perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{P_i}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (1) \quad \text{Avec : } E_{bij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

n: Le nombre des câbles par famille.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

σ_b: 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 = 1950 mm² ;

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;

σ_{P_i}(x): Contrainte normale du câble après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{P_i}(x) = \sigma_{P_0}(x) - \left[\Delta\sigma_{P_f}(x) + \Delta\sigma_{P_g}(x) + \Delta\sigma_{P_{racc}}(x) \right] \dots\dots\dots (3)$$

$\Delta\sigma_{pf}, \Delta\sigma_{pg}$ et $\Delta\sigma_{prac}$: 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 :

$$\Delta\sigma_{rac}(x) = \frac{(n-1)E_p}{2.n.E_{bij}} \left[\frac{M_g.e_p}{I_G} + \frac{n.A_p.(\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{pf} - \Delta\sigma_{pg})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B.e_p^2}{I_G}\right) \right]$$

Pour « n=2 » :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{E_p}{4E_{bij}} \cdot \frac{M_g.e_p}{I_G} + \frac{E}{4E_{bij}} \cdot \frac{n.A_p [\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_p(x) - \Delta\sigma_g(x)]}{B} \left[1 + \frac{B.e_p^2}{I_G} \right]$$

Exemple de calcul : pour section d'about :

$$B = 10479,21 \text{ cm}^2, \quad I = 21524201,99 \text{ cm}^4, \quad e_p = 1,014 \text{ cm}, \quad A_p = 19,50 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{C14}} = 37130,36 \text{ MPa}, \quad M_G = 0, \quad \Delta\sigma_{Pg} = 150,985 \text{ MPa}, \quad \Delta\sigma_{Pf} = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0) = \frac{2 \times 10^5}{4 \times 37130,36} \times \frac{2 \times 19,50 \times (1440 - 0 - 150,985)}{10479,21} \times \left[1 + \frac{10479,21 \times (1,014)^2}{21524201,99} \right]$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{prac}(0) = 6,463 \text{ MPa}$$

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,5
B (cm²)	10479,21	6147,96	6147,96
I_G (cm⁴)	21524201,99	17976298,95	17674681,42
M_g (t.m)	0	131,71	175,66
e_p (cm)	1,014	-46,764	-70,349
Δσ_{Pf} (MPa)	0	72,380	94,34
Δσ_{Pg} (MPa)	150,985	81,58	12,18
Δσ_{Prac} (MPa)	6,463	14,558	21,585

Tab.8.18 : Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections.

b- 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 :

$$\Delta\sigma_{pra}(x) = \Delta\sigma_{bn}(x) \frac{Ep}{Eb_{ij}}$$

Avec $\Delta\sigma_{bn}$ est : La variation de la 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.

$$\Delta\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg.e_p}{I_G} + n.A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B.e_p^2}{I_G} \right] \dots\dots\dots(2)$$

n : Le nombre des câbles par 2^{ème} famille.

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1950 \text{ mm}^2$

I_G, B : Moment d'inertie et aire de la section nette 'poutre seule + hourdis'.

M_g : Moment fléchissant dû au poids propre de la poutre plus hourdis.

e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section 'poutre + hourdis'.

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte normale du câble de la 2^{ème} famille après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0}(x) - [\Delta\sigma_{pf}(x) + \Delta\sigma_{pg}(x) + \Delta\sigma_{prac}(x)] \dots\dots\dots (3)$$

$\Delta\sigma_{pf}, \Delta\sigma_{pg}$ et $\Delta\sigma_{prac}$: pertes dues au frottement, glissement (recul d'ancrage) et raccourcissement dans le câble de la 2^{ère} famille.

En remplaçant (3) dans (2), et l'expression résultante de (2) dans (1), on trouve pour « $n=1$ » la formule suivante qui donne directement $\Delta\sigma_{prac}$:

$$\Delta\sigma_{prac}(x) = \frac{Ep}{Eb_{ij}} \left[\frac{Mg.e_p}{I_G} + A_p \cdot \frac{[\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pf}(x) - \Delta\sigma_{pg}(x)]}{B} \cdot \left(1 + \frac{B.e_p^2}{I_G} \right) \right]$$

Avec : $E_{bij} = 39125,82 \text{ MPa}$

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,5
$B (cm^2)$	16639,21	12307,96	12307,96
$I_G (cm^4)$	46660068,11	38023628,6	37444277,23
$M_g (t. m)$	0	253,12	337,55
$e_p (cm)$	-28,63	-86,911	-110,213
$\Delta\sigma_{Pf} (MPa)$	0	69,194	111,054
$\Delta\sigma_{Pg} (MPa)$	150,985	103,33	15,80
$\Delta\sigma_{Prac} (MPa)$	9,979	5,788	2,30

Tab.8.19. Pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 1^{ère} famille sous l'effet de 2^{ème} famille.

➤ **Pertes de tension de la 2^{ème} famille :**

Les pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 2^{ème} famille sont nulles, soit sous l'effet d'elles même comme il existe un seul câble (n= 1), soit sous l'effet de la 1^{ère} famille car sa mise en tension effectuée après la mise en tension de cette famille.

❖ **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 :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,5
Câble n°1	154,772	153,027	118,709
Câble n°2	180,082	195,586	142,104
Câble n°3	/	209,661	167,53
Valeur moy pour 2 câbles	167,427	174,306	130,405
Valeur moy pour 3 câbles	/	186,088	142,777

Tab.8.20. Pertes instantanées totales aux différentes sections.

La perte initiale probable pour chaque câble et aux différentes sections est répertoriée dans le tableau ci-après :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,5
Câble n°1	1285,228	1286,973	1321,291
Câble n°2	1259,918	1244,414	1297,896
Câble n°3	/	1230,339	1272,47
Valeur moy pour 2 câbles	1272,573	1265,694	1309,595
Valeur moy pour 3 câbles	/	1253,912	1297,2227

Tab.8.21. La tension probable dans différentes sections

➤ Les pertes différées :

b-1-Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un raccourcissement du béton dans le temps après le coulage a lieu dans les premier mois, qui engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature de précontrainte, elle est donné par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)].E_p$$

Avec : $r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$ et $r_m = \frac{B}{P}$

ε_r : Retrait final pris égale à 3.10^{-4} pour le nord algérien ;

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p=200000\text{MPa}$) ;

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 .

➤ Pour les deux câbles de la première famille :

1- De 7^{ème} jours au 28^{ème} jour :

La section considérée est de la poutre seule.

a) Pour la section d'about (x=0.00) : B= 10479,21 cm² et P= 526,28 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10479,21}{526,28} = 19,91 \text{ cm}$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t_0) = r(7) = \frac{7}{7 + 9 \times 19,91} = 0,0375$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 19,91} = 0,135$$

$$\text{Donc : } \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,0375) \times 2 \times 10^5 = 5,85 \text{ MPa}$$

b) Pour les autres sections (x= 7,25 ; x=14,5 m) : B= 6147,96 cm² et P= 577,3282 cm

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{6147,96}{577,3282} = 10,64 \text{ cm}$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t_0) = r(7) = \frac{7}{7 + 9 \times 10,64} = 0,068$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 10,64} = 0,226$$

$$\text{Donc : } \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times (0,226 - 0,068) \times 2 \times 10^5 = 9,48 \text{ MPa}$$

2- De 28^{ème} jours au 63^{ème} jours:

La section considérée est de la poutre seule :

a) Pour la section d'about (x=0.00) :

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 19,91} = 0,135$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 19,91} = 0,26$$

$$\text{Donc : } \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times (0,26 - 0,135) \times 2 \times 10^5 = 7,5 \text{ MPa}$$

b) Pour les autres sections (x= 7,25 m ; x=14,50 m) :

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 10,64} = 0,226$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 10,64} = 0,396$$

$$\text{Donc} : \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times (0,396 - 0,226) \times 2 \times 10^5 = 10,2 \text{ MPa}$$

3- Après le 63^{ème} jour : Après le coulage de la dalle, la section considérée est : ‘poutre + hourdis’.

a) Pour la section d’about (x=0.00) : B= 16639,21 cm² et P= 890,28 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{16639,21}{890,28} = 18,68 \text{ cm}$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 18,68} = 0,272$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc} : \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0,272) \times 2 \times 10^5 = 43,68 \text{ MPa}$$

b) Pour les autres sections (x= 7,25 m ; x=14,5 m) : B= 12307,96 cm² et P= 941,5082 cm

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{12307,96}{941,5082} = 13,07 \text{ cm}$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 13,07} = 0,348$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc} : \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0,348) \times 2 \times 10^5 = 39,12 \text{ MPa}$$

➤ **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, La section considérée est : ‘poutre + hourdis’.

Pour les sections d’abscisses (x= 7,25 m ; x=14,5 m) :

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{12307,96}{941,5082} = 13,07 \text{ cm}$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} : r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 13,07} = 0,348$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0,348) \times 2 \times 10^5 = 39,12 \text{ MPa}$$

Et en fin, on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,5
1 ^{ère} Famille	57,03	58,8	58,68
2 ^{ème} Famille	/	39,12	39,12
Moyenne	57,03	52,24	52,24

Tab.8.22. Les pertes dues au retrait du béton en (MPa).

b.2. Pertes dues à la relaxation des aciers :

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

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} : Contrainte de la rupture garantie. (1860 MPa)

Exemple de calcul : Pour le 1^{er} câble à la section d'abscisse x= 0,00 m :

$$\sigma_{pi}(0,00m) = 1285,228 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_p(0) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left[\frac{1285,228}{1860} - 0,43 \right] \times 1285,228 = 50,313 \text{ Mpa}$$

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 :

Abcisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,5
Câble n°1	50,313	50,5627	55,5678
Câble n°2	46,750	44,619	52,135
Câble n°3	/	42,718	48,504
Valeur moy pour 2 câbles	48,532	47,591	53,851
Valeur moy pour 3 câbles	/	45,966	52,069

Tab.8.23. Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPa).

b.3. Pertes dues au fluage du béton :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b(x) + \sigma_M(x)) \frac{E_P}{E_{bij}} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma_M(x)$: Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées).
 $\sigma_b(x)$: Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes).
 } Au niveau du câble moyen.

Avec :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + n \cdot A_P \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G} \right]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + \frac{n \cdot A_P}{B} \cdot [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G} \right]$$

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{p\rho}(x) : \text{Les pertes différées totales}$$

La simplification de l'expression (1) nous donne :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_P}{E_{bij}} \times \left(2\sigma_M(x) - n \cdot \frac{A_P}{B} \left[\Delta\sigma_{pr}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{p\rho}(x) \right] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G} \right] \right)$$

A_P : Section nominale de l'acier : $A_P = 1950 \text{ mm}^2$

$I_G; B$: 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.

$\Delta\sigma_{pre}; \Delta\sigma_{p\rho}$: Pertes moyennes dues au retrait du béton; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

$$E_P = 200000 \text{ MPa}, E_{bij} = 39125,82 \text{ MPa}$$

Les calculs pertes dues au fluage du béton sont résumés dans le tableau suivant :

Abcisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,50
$B \text{ (cm}^2\text{)}$	16639,21	12307,96	12307,96
$I_G \text{ (cm}^4\text{)}$	46660068,11	38023628,6	37444277,23
$e_P \text{ (cm)}$	-28,63	-86,911	-110,213
$M_g \text{ (t.m)}$	0	253,12	337,55
$n \text{ (cable)}$	2	3	3
$\sigma_{Pi} \text{ (MPa)}$	1272,573	1253,912	1297,227
$\sigma_M \text{ (MPa)}$	3,854	14,746	20,848
$\Delta\sigma_{pre} + \frac{5}{6} \cdot \Delta\sigma_{p\rho} \text{ (MPa)}$	97,47	90,545	95,550
$\Delta\sigma_{pfl} \text{ (MPa)}$	37,891	143,17	201,54

Tab.8.24. Les pertes dues au fluage du béton en (MPa).

❖ Les pertes différées totales :

$$\Delta\sigma_{prd} = \Delta\sigma_{pre} + \Delta\sigma_{pfl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}$$

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,5
Câble n°1	136,848	244,105	306,526
Câble n°2	133,879	239,152	303,665
Câble n°3	/	217,888	281,08
Valeur moy pour 2 câbles	135,363	241,629	305,096
Valeur moy pour 3 câbles	/	233,715	297,090

Tab.8.25. Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPa).

❖ Calcule du pourcentage des pertes totales :

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{p_i \text{ total}}}{\sigma_{p_0}} \times 100 \text{ Avec :}$$

$$\sigma_{p_0} = 1440 \text{ MPa}, \quad \Delta\sigma_{p_i \text{ (total)}} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$$

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 7,25	X = 14,5
Pertes instantanées	167,427	186,088	142,777
Perte différées	135,363	233,715	297,090
Pertes totales	302,79	419,803	439,867
% des pertes	21,02	29,15	30,54

Tab.8.26. La tension finale probable dans différentes sections.

L'estimation des pertes à 32% est vérifiée après le calcul, donc le nombre de câble est bien vérifié (3 câbles de 12T15s).

8.4.Vérification des contraintes normales :

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction et en phase de service.

On résume les phases de construction dans le tableau suivant :

N° Phase	Jour	opération	Caractéristiques
0	0	Couplage de la poutre préfabriquée	/
1	14	Mise en tension des câbles de la 1 ^{ere} famille	- Section résistante : « poutre seule ». - Poids de la poutre. - Précontrainte des câbles de 1 ^{ere} famille. - pertes instantanées de 1 ^{ere} famille.
2	56	Coulage du hourdis	- Section résistante : « poutre seule ». - Poids de poutre + Hourdis. - Précontrainte des câbles de 1 ^{ere} famille. - pertes instantanées de 1 ^{ere} famille + 40%des pertes différées de 1 ^{ere} famille.
3	84	Mise en place de la superstructure	-Section résistante : « Poutre + Hourdis ». - Poids propre du tablier. - Précontrainte des 04 câbles. - pertes totales.
4	> 90	La mise en service	- Section résistante : « Poutre + Hourdis ». - Poids propre du tablier + Surcharges. - Précontrainte des 04 câbles. - pertes totales.

➤ **Les valeurs limites des contraintes dans le béton (Classe II) :**

➤ **Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L) :**

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta\sigma_j \dots\dots\dots \text{(En construction)}$$

$$\sigma_{P1} = 0,98\sigma_{P0} - 1,2\Delta\sigma_j \dots\dots\dots \text{(En exploitation)}$$

Avec : $\Delta\sigma_j$ =Somme des pertes à l'âge considéré.

➤ **Les contraintes normales admissibles de béton à chaque phase :**

La phase	1	2	3	4
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	-4,76	- 4,95	- 4,95	27
$\bar{\sigma}_i$ (MPa)	25,714	27	27	-3,3

8.4.1. La vérification des contraintes :**1- Phase de construction :**

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B} + \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_i = \frac{N_1}{B} - \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_i$$

Avec :

$$N_1 = \sigma_{p1} \cdot A_p \cdot \sum \cos \alpha_i$$

2- Phase d'exploitation :

$$\sigma_s = \frac{N_2}{B} + \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I_G} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_i = \frac{N_2}{B} - \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{\max} \cdot V'}{I_G} \geq \bar{\sigma}_i$$

Avec :

$$N_2 = \sigma_{p2} \cdot A_p \cdot \sum \cos \alpha_i$$

↳ Exemple de calcul

La phase N° 1 :

Pour $x=0.00m$:

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_{14}$$

$$\Delta\sigma_{14} = 167,427 \text{ MPA (Pertes instantanées totales de la 1^{ère} famille)}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1440 - 0,8 \times 167,427 = 1334,858 \text{ MPA}$$

$$N_1 = \sigma_{p1} \times A_p \times \sum \cos \alpha_i = 1334,858 \times 1950 \times 1,9561 \times 10^{-6} = 5,09167721 \text{ MN}$$

$$B = 10479,21 \text{ cm}^2, M_{\min} = 0 \text{ (t.m)}$$

$$\sigma_i = 5,0528 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_i = 25,714 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$\sigma_s = 4,693 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = -4,76 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

De mêmes étapes on vérifie les contraintes en toutes sections dans chaque phase.

❖ La section d'about :

Section	$B \text{ (cm}^2\text{)}$	$V' \text{ (cm)}$	$V \text{ (cm)}$	$I_G \text{ (cm}^4\text{)}$	$e_P \text{ (cm)}$
poutre seule	10479,21	80,90	69,09	21524201,99	1,014
Poutre + hourdis	16639,21	110,55	61,44	46660068,11	-28,63

Tab.8.27. Caractéristiques géométriques de la section à x=0.00m.

Phase	1	2	3	4
section résistante	P seul	P seul	P + hourdis	P + hourdis
$M_{min} \text{ (t.m)}$	0	0	0	0
$M_{max} \text{ (t.m)}$	/	/	/	0
$\Delta\sigma_P \text{ (MPa)}$	167,427	235,108	302,79	302,79
$\Sigma\cos\alpha_i$	1,9561	1,9561	1,9561	1,9561
$\sigma_{P1} \text{ (MPa)}$	1334,8584	1280,7136	1226,568	/
$\sigma_{P2} \text{ (MPa)}$	/	/	/	1047,852
$N \text{ (MN)}$	5,09167721	4,88514755	4,67861485	3,99692143
$\sigma_s \text{ (MPa)}$	4,693	4,5027	1,0480	0,8953
$\sigma_i \text{ (MPa)}$	5,0528	4,8479	5,9853	5,1133
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tab.8.28. Vérification des contraintes à x=0.00 m.

❖ La section d'abscisse x = 7,25 m :

Section	$B \text{ (cm}^2\text{)}$	$V' \text{ (cm)}$	$V \text{ (cm)}$	$I_G \text{ (cm}^4\text{)}$	$e_P \text{ (cm)}$
poutre seule	6147,96	80,78	69,215	17976298,95	-46,764
Poutre + hourdis	12307,96	120,93	51,06	38023628,6	-86,911

Tab.8.29. Caractéristiques géométriques de la section à x= 7,24 m.

Phase	1	2	3	4
section résistante	P seul	P seul	P + hourdis	P + hourdis
$M_{min} \text{ (t.m)}$	131,71	253,12	253,12	/

$M_{max} (t.m)$	/	/	/	597,073
$\Delta\sigma_P (MPa)$	186,088	302,945	419,803	419,803
$\Sigma\cos\alpha_i$	1,9996	2,9473	2,9473	2,9473
$\sigma_{P1} (MPa)$	1319,929	1226,444	1132,9576	/
$\sigma_{P2} (MPa)$	/	/	/	907,4364
$N (MN)$	5,14669589	7,04866188	6,15137357	5,21525024
$\sigma_S (MPa)$	4,175	8,5193	1,090	6,168
$\sigma_i (MPa)$	13,268	14,902	15,238	-0,336
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tab.8.30. Vérification des contraintes à $x= 7,25$ m.

❖ La section d'abscisse $x =14,25$ m :

Section	$B (cm^2)$	$V' (cm)$	$V (cm)$	$I_G (cm^4)$	$e_P (cm)$
poutre seule	6147,96	81,349	68,65	17674681,42	-70,34
Poutre + hourdis	12307,96	121,21	50,78	37444277,23	-110,21

Tab.8.31. Caractéristiques géométriques de la section à $x = 14,5m$

Phase	1	2	3	4
section résistante	P seul	P seul	P + hourdis	P + hourdis
$M_{min} (t.m)$	175,66	337,55	337,55	/
$M_{max} (t.m)$	/	/	/	796,161
$\Delta\sigma_P (MPa)$	142,777	291,322	439,867	439,867
$\Sigma\cos\alpha_i$	2	3	3	3
$\sigma_{P1} (MPa)$	1354,5784	1235,7424	1116,9064	/
$\sigma_{P2} (MPa)$	/	/	/	883,3596
$N (MN)$	5,28285576	7,22909304	6,53390244	5,16765366
$\sigma_S (MPa)$	0,9825	5,118	0,1207	7,2721
$\sigma_i (MPa)$	17,610	19,6263	17,692	-3,137
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab.8.32. Vérification des contraintes à $x = 14,5$ m

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 :

Dans les ouvrages précontraints deux sortes d'armatures sont à prévoir :

- Armatures de peau.
- Armatures dans les zones tendues.

1- Armatures longitudinales de peau :

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiels et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_{L\min} = \max \begin{cases} 3cm^2 & \text{par 1m de longueur mesuré perpendiculairement à leur direction.} \\ 0,1\% & \text{de la section brute de béton de la poutre.} \end{cases}$$

$$A_{L\min} = 0,1\% \cdot b = \frac{0,1 \times 6298,75}{100} = 6,29875cm^2$$

On adopte comme armature des HA10 tous les 20cm.

1- Armatures longitudinales dans la zone tendue :

Dans les parties où le béton est tendu et sous réserve que la zone de traction présente une hauteur supérieure à 5 Cm, le BPEL prévoit une section d'armature longitudinale au moins égale à :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \cdot \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \quad (\text{Ferrailage minimale de non fragilité})$$

Avec : B_t :Section du béton tendu.

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction correspondante.

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.

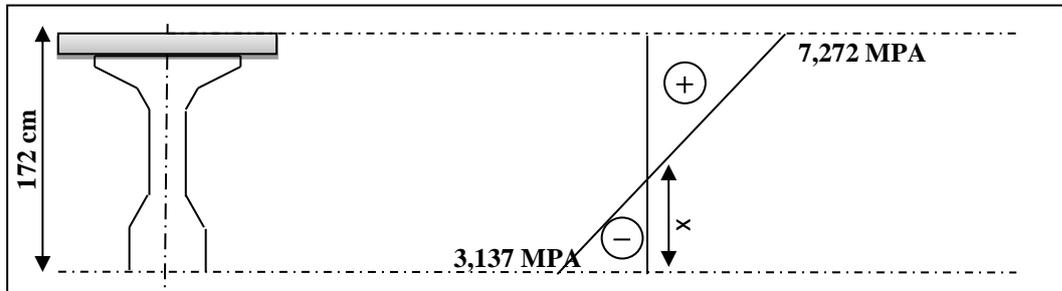


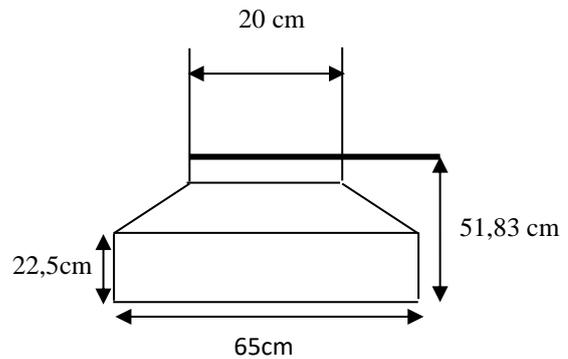
Fig.8.5 : Diagramme des contraintes normales (phase 4)

$$\frac{3,137}{x} = \frac{7,272}{172-x} = 51,83 \text{ cm}$$

$$B_t = 51,83 \times 65 = 3368,95 \text{ cm}^2$$

$$N_{B_t} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2 \times 10^4} = \frac{3368,95 \times 3,137}{2 \times 10^4} = 0,52 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{3368,95}{1000} + \frac{0,52 \times 3,3}{400 \times 3,137} \times 10^4 = 17,04 \text{ cm}^2$$



Nous adoptons comme section : **12 HA14** ($A_s = 18,47 \text{ cm}^2$)

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).

$$\phi_{ext(gaine)} = 8 \text{ cm} , \Rightarrow c > 1,3 \times \phi_{ext(gaine)} = 1,3 \times 8 \text{ cm} = 10,4 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{Ac}{t} = \frac{1,3 \cdot \phi_{ext} \cdot ft_{28}}{fe} = \frac{1,3 \times 8 \times 3,3}{400} = 0,0858cm$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section : cadre **HA12** ($As=2,26cm^2$)

$\Rightarrow t \leq 39,45cm$ on prend $t= 25cm$.

8.4.4. Justification aux E.L.U :

Les justifications effectuées à E.L.S ne sont tiennent pas en compte le risque en cas de dépassement accidentel des charges de service, et non linéarité des comportements des matériaux, donc des vérifications à E.L.U sont nécessaires.

➤ 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.

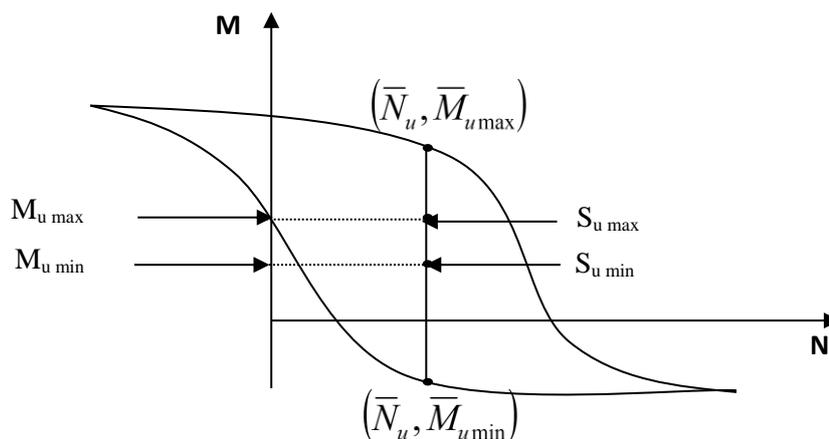


Fig.8.6 : Diagramme d'interaction moment-effort normal.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constitué par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_u(\bar{M}_u, \bar{N}_u)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M) , et on définit une courbe fermé 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 a 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 : $M_{u\ max} \leq \bar{M}_{u\ max}$ et $M_{u\ min} \leq \bar{M}_{u\ min}$

➤ **les sollicitations à L'E.L.U**

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

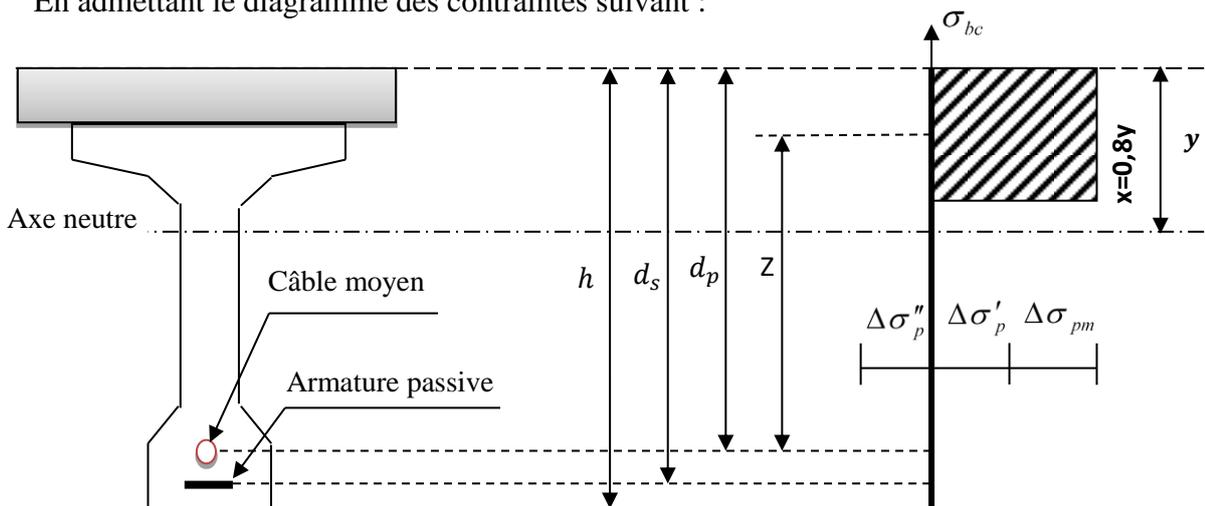


Fig.8.7 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.

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 :

$$N_u = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\overline{M}'_{u\max} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad \dots\dots(2)$$

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.

➤ **Équations liées à l'hypothèse des sections planes :**

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8d_p}{x} - 1 \quad \dots\dots(3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8d_s}{x} - 1 \quad \dots\dots(4)$$

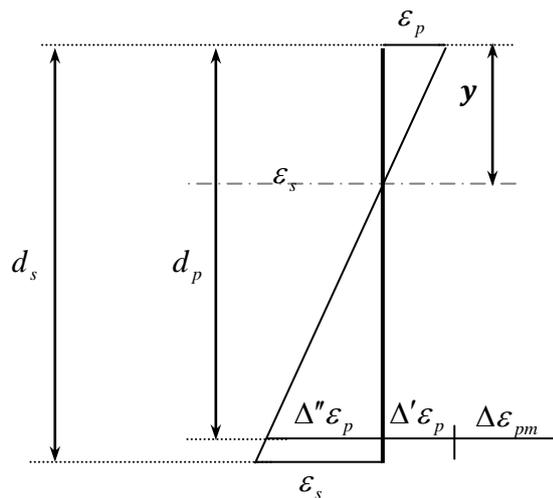


Fig.8.8 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

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 :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \quad \dots\dots\dots(5)$$

❖ pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta\sigma_p = f \cdot (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \quad \dots\dots\dots(6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Donc en a 6 équation avec 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, on procède par approximation successive à partir d'un diagramme

de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B) :

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= 10\% \\ \varepsilon_b &= 3,5\% \end{aligned}$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (3) donne ($\Delta''\varepsilon_p$).

L'équation (4) donne : y.

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

Nous avons dans (1) :
$$N_{ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s = \bar{N}_u$$

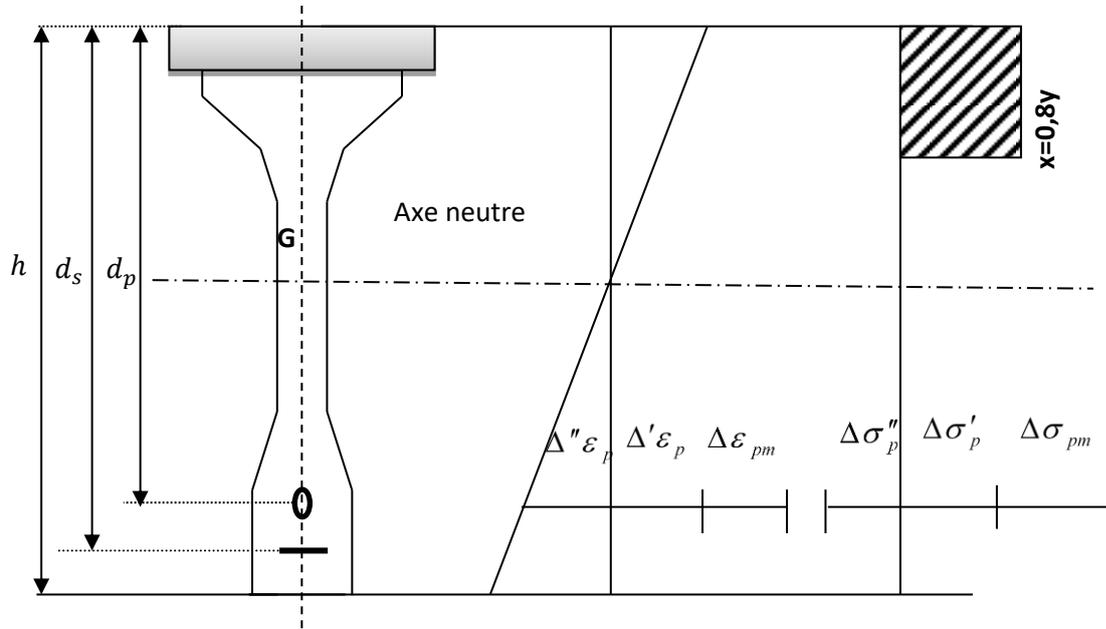
On fait une comparaison entre N_{ul} et N_u :

1- Si $N_{ul} = N_u$: on calcule directement M_u .

2- Si $N_{ul} > N_u$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, en doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de A , c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_{bc} .

3- 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 :

$$M_{min} = 1.35 M_g$$

$$M_{max} = 1.35M_g + 1.35M_q \quad (\text{le moment max sous D240})$$

h (cm)	e_p (cm)	d_s	d_p (cm)	A_p (cm^2)	A_s (cm^2)	$M_{u min}$ (t.m)	$M_{u max}$ (t.m)
172	-110,213	167,7	161	50,26	17,04	536,302	1074,817

$$\text{Donc : } N_u = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \cdot n \cdot A_p \Rightarrow N_u = (1440 - 439,867) \times 50,26 \cdot 10^{-4} = 5,026 \text{ 66MN}$$

$$\text{Dans l'équation (1) : } N_{ul} = 25,5 \cdot B(x) \cdot 10^3 - 5,026 \cdot \Delta\sigma - 1,7\sigma_s$$

$$5026,66 = 25,5 B(x) \cdot 10^3 - 5,026 \cdot \Delta\sigma - 1,7\sigma_s$$

Dans l'équation (2) :

$$\overline{M}_{ul\max} = 25,5 \cdot B(x) \cdot Z - 1,7 \cdot (0,067) \cdot \sigma_s$$

➤ **Équations liées le l'hypothèse des sections planes :**

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{161 - y}{y} = \frac{0,8 \times 161}{x} - 1$$

De (3) :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{161 - y}{y} = \frac{128,8}{x} - 1$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{167,7 - y}{y} = \frac{0,8 \times 167,7}{x} - 1$$

De (4) :

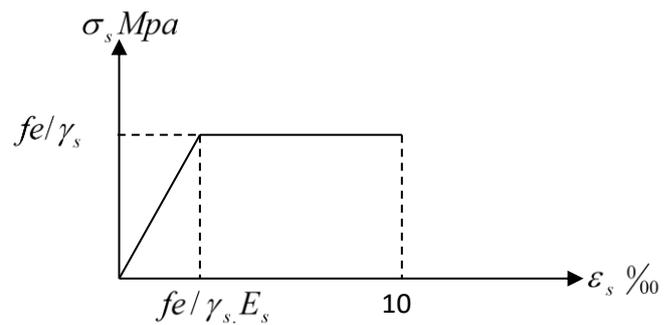
$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{167,7 - y}{y} = \frac{134,16}{x} - 1$$

➤ **Équation traduisant le comportement des aciers**

❖ **Armatures passives (FeE40)**

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



• **Équation traduisant le comportement des aciers**

- **Armatures passives (FeE400) :**

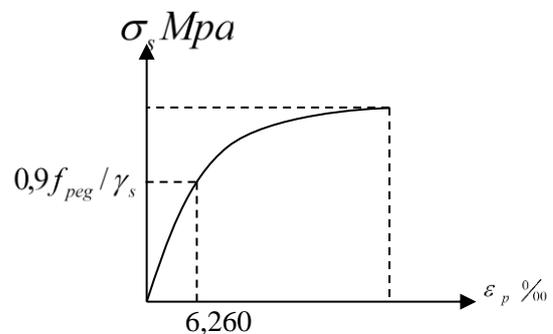
$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Armature actives (torons) :**

$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$



$$\frac{0,9 \times f_{peg}}{\gamma_s} = 1252,173 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_p = \sigma_p (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - \sigma_p (\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \sigma_p) = 1000,133 \text{ MPA}$$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_{pm}}{E_p} = \frac{1000,133}{2 \times 10^5} = 5 \times 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte.).

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{u\min}) \frac{e_p}{I} = 4,60 \text{ MPa}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} :

$$\varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \times \sigma_{bpm}}{E_b \times E_p} \quad \text{Avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{2 \times 10^5} = 1,15 \times 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU et atteinte:

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{De l'équation (4) : } \frac{10}{3,5} = \frac{167,7 - y}{y} \Rightarrow y = 43,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{De l'équation (5) : } \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\text{De l'équation (3) : } \frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{161 - y}{y} \Rightarrow \Delta''\varepsilon_p = \frac{3,5 \times 10^{-3} (161 - 43,47)}{43,47} = 9,46 \times 10^{-3}$$

$$\Delta''\varepsilon_p = 9,46 \times 10^{-3}$$

De l'équation (6) :

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (9,46 + 0,115 + 5) \cdot 10^{-3} - \sigma_p \text{ pour } (5 \cdot 10^{-3})$$

➤ **Déterminations de σ_p :**

$$5 < 6,260 \Rightarrow \sigma_p (5 \times 10^{-3}) = E_p \times \varepsilon_p = 1000,132 \text{ MPa}$$

$$14,575 > 6,260 \Rightarrow \sigma_p (14,575 \cdot 10^{-3}) = E_p \times \varepsilon_p - 100 \cdot \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$\sigma_p (14,575 \times 10^{-3}) = 1530,110148 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 529,977 \text{ MPa}$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \quad \text{avec : } y = 43,47 \text{ cm}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis + table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{1,35 + 2,80}{2} = 2,075 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,4347 \times 2,075 = 0,7216 \text{ m}^2 \quad N_{ul} = 15,147 \text{ MN} > N_u = 5,026 \text{ MN}$$

- **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

Soit :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 1,3215\text{‰}$$

On a les valeurs suivant :

$$y = 19,57 \text{ cm}, \quad B(x) = 3248,62 \text{ cm}^2, \quad \Delta''\varepsilon_p = 9,54 \times 10^{-3}, \quad \Delta\sigma_p = 529,977 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow N_{ul} = 5,028575 \text{ MN} \approx N_u = 5,02666 \text{ MN}$$

- ❖ **Calcul de $\overline{M_{ulmax}}$:**

$$Z = d_p - 0,8y = 145,34 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \overline{M}_{ul\max} = 1200,020 \text{ t.m} > M_{u\max} = 1074,817 \text{ t.m}$$

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 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 $\sigma_x, \tau,$ et σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left(0,6 \cdot f_{tj} - \sigma_x - \sigma_t \right) \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \dots\dots\dots (1) \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} \left[f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x) \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} \left(0,6 \cdot f_{ij} - \sigma_x \right) \left[f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x) \right] \end{cases} \dots\dots\dots (1')$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} f_{cj} \dots\dots\dots (2)'$$

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 : $\begin{cases} m: \text{Nombre de câbles par lit.} \\ K = 1/2 \text{ Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.} \end{cases}$

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, deux câbles qu'y arrivant.

La vérification des contraintes se fera par phases de construction.

	$B(cm^2)$	V'	V	I_G	e_p	ρ
P seule	10479,21	80,90	69,09	21524201,99	1,014	36
P + d	16639,21	110,55	61,44	46660068,11	-28,63	41

Tab.8.33. Caractéristiques géométriques de la section nette à X= 0,00L.

Les vérifications des contraintes de cisaillement pour toutes les phases d'exécutions sont résumées dans le tableau suivant :

• **Exemple de vérification à la Phase (I) :**

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{MPa} \quad \Delta\sigma_{28} = 167,427 \text{MPa}$$

$$g = 1,671 \text{t / ml} \Rightarrow V_{gl} = \frac{g \cdot L}{2} = 24,229 \text{t}$$

$$\sigma_{pl} = 1334,8584 \text{MPa}$$

$$P_l = 2 \times 19,50 \times 1334,8584 \times 10^{-2} = 512,585 \text{t}$$

$$V_{red} = V_{gl} - P_l \sum_{i=1}^2 \frac{\sin \alpha_i}{n} = 24,229 - 512,585 \times 0,3832/2 = -73,98$$

• **Contrainte de cisaillement (τ) :**

$$\text{Approximativement : } S = \frac{I_G}{0,8 \cdot h} \Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \times 0,8 \cdot h}$$

$$\text{Avec : } b_n = b_0 - \frac{\phi}{2} = 65 - \frac{8}{2} = 61 \text{cm}$$

$$\tau(y) = \frac{-73,98 \times 10^{-2}}{0,61 \times 0,8 \times 1,50} = -1,010$$

• **Contrainte du centre de gravité (σ_G)(au niveau de l'axe neutre) :**

$$\sigma_s = \frac{N_l}{B} \left(1 - \frac{e_p \times V}{r^2} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{N_l}{B} \left(1 + \frac{e_p \times V'}{r^2} \right)$$

Avec : $N_I = \frac{P_I}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \Rightarrow \frac{5,0916}{2} \times 1,9561 = 4,979 MN$

$r^2 = v \times v' \times \rho = 80,90 \times 69,09 \times 0,36 = 2012,177 cm^2$

$\sigma_s = 4,5858 Mpa$

$\sigma_i = 4,94 Mpa$

Au niveau du centre de gravité G :

$\sigma_G = \sigma_s + \frac{4,94 - 4,5858}{150} \times 69,09 = 5,10 MPA$

A partir des résultats trouvés, on doit vérifier les inégalités de la formule (1').

$(-1,010)^2 < 0,4 \times 3,3 \times (3,3 + \frac{2}{3} \times 5,10)$

$(-1,010)^2 < 2 \times \frac{2,7}{45} \times (0,6 \times 45 - 5,10) \times (3,3 + \frac{2}{3} \times 5,10)$

$(1,020) < 8,844$

$(1,020) < 17,60$ Condition vérifiée

De même procédée on fait la vérification pour toutes les phases d'exécution :

N° phase	N (t)	P (t)	v _{red} (t)	τ(y)(Mpa)	σ _G (Mpa)	vérification	
						Inéquation 1	Inéquation 2
1	24,229	512,585	-73,98	-1.010	5,10	1,020<8,844	1,020<17,60
2	46,55	499,478	-49,14	-0.6713	4,58	0,450<8,3864	0,450<16,696
3	62,331	478,36	-29	-0,396	2,747	0,15<6,77	0,15<14,93
4	87,52	408,66	9,220	0,125	2,34	0,015<6,41	0,015<14,38

Tableau.8.34. 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) .

$$S_t \leq \min \{1m; 0,8.h; 3b_0\} = \min \{1m; 0,8 \times 1,50; 3 \times 0,65\} \Rightarrow S_t \leq 1m$$

b_0 : Largeur du talon ($b_0 = 65\text{cm}$).

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6.b_n.\gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 61 \times 1,15}{400 \times 10^{-2}} = 10,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• 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 : $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,1052} = 21,48 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 20\text{cm}$

• 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).

$$\Rightarrow A_t = 5,340 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,1052} = 49,80 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

A) 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.

$$\tau_{red}'' \leq \tau_U = \left(\frac{A_t}{b_n S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \text{Cotg } \beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

- Le BPEL91 [6] donne : $tg 2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u}$

Avec : $\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \times h \times b_n}$, $V_{red}^u = V_u - \frac{P_u}{n} \times \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$

$P_u = \sigma_p(0) \times Ap$

$\sigma_p(0) = \sigma_{p0}(0) - \Delta\sigma_{p0}(0) = 1440 - 302,79 = 1137,21 \text{ MPa}$

$P_u = 1137,21 \times (19,5 \times 2) \times 10^{-4} = 4,435 \text{ MN}$

$V_u = V_{U \max} = 87,52 \text{ t}$ $V_{red}^u = 0,8752 - \frac{4,435}{2} \times 0,3832 = 0,0254 \text{ MN}$

$\Rightarrow \tau_{red}^u = \frac{0,0254}{0,8 \times 0,61 \times 1,72} = 0,030 \text{ MPA}$

✓ Angle d'inclinaison β_u :

$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i = \frac{4,435}{2} \times 1,9561 = 4,33 \text{ MN}$

$\sigma_s = 4,877 \text{ MPA}$

$\sigma_i = 6,695 \text{ MPA}$

$\sigma_x^u = \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} = 5,52 \text{ MPA}$

$tg 2\beta_u = \frac{2 \times 0,03}{5,52 - 0} = 0,01 \Rightarrow \beta_u = 0,28^\circ$

On limite $\beta_u = 30^\circ$; la contrainte tangentielle soit :

$\overline{\tau}_U = 2,06 \text{ MPA} > \tau_{red}^u = 0,030 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{ (Vérifiée).}$

Armatures transversales supérieures :

Elles doivent être au moins 2 cm²/ml, soit un cadre HA10 tous les 20 cm.

d- Justification des bielles de compression du béton (B.P.E.L 91) :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{red}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b}\right)^2 \Rightarrow (0,030)^2 \leq \left(\frac{45}{4 \times 1,5}\right)^2 \Rightarrow 0,06 \leq 56,25 \quad \text{Condition vérifié.}$$

• **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 :

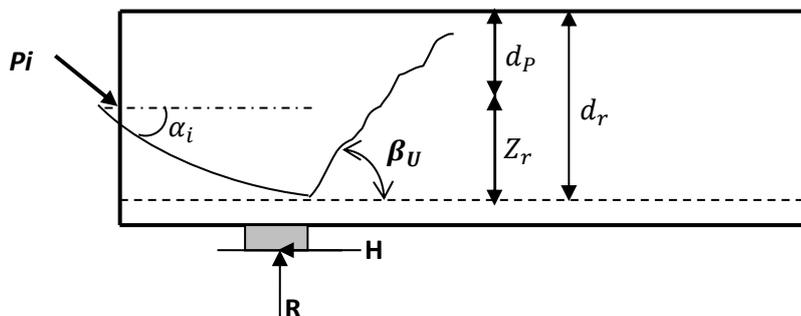
- ✓ Un effort horizontal : **H+R cotg B_u**.
- ✓ Un effort incliné : **R/sin B**.

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal, et coudre 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 : $R_u = 87,52 t \quad \Rightarrow \quad \tau = \frac{R_u}{0,8 \times h \times b_n} = 0,9785 MPA$

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \begin{cases} 1,2 \sigma_{pm} = 1,2 \times 1137,21 = 1364,652 MPA \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1860}{1,15} = 1617,39 MPA \end{cases}$$

$$P_i = 1364,652 \times 19,5 \times 10^{-4} = 2,661 MN$$

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

Câble	α_i°	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$P_i \cos \alpha_i (MN)$	$P_i \sin \alpha_i (MN)$
1	6,42	0,993	0,112	2,642	0,298
2	15,75	0,962	0,271	2,559	0,721

Tab.8.35. Calcul P.

❖ **Calcul de H_u :**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC, l'accélération sismique horizontale est égale à 20%G (G le poids du tablier).

$$H_{ut} = 0,20 \times 664,6750 = 132,935 t / ml$$

- **Recherche du niveau 'r' :**

Pour : r = 1 (cable1) : $H = \sum_i P_i \cos \alpha_i - H_{ut} = 2,642 - 1,329 = 1,313MN$

$$R = (R_U - \sum_i P_i \sin \alpha_i) \cot g \beta_u = (0,8752 - 0,298) \times \cot g 30^\circ = 0,999MN$$

La condition (a) est vérifiée, d'où l'existence du rang.

Le niveau **r** est le niveau à partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à partir de quel les armatures active ne sont pas suffisantes.

$$d_p = \frac{h}{10} : \text{Hauteur de la membrane comprimée.}$$

$$d_r = h - y_r : \text{Distance de R à la fibre supérieure.}$$

y_r : distance entre le câble du niveau r et le 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 :**

$$d_p = \frac{150}{10} = 15cm$$

$$y_r = (40,42 - 50 \operatorname{tg} 6,42) = 34,79cm$$

$$d_r = 150 - 34,79 = 115,21cm$$

$$Z_r = 115,21 - 15 = 100,21cm$$

$$Z = 0,8H = 0,8 \times 150 = 120cm$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ 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 ($L = Z_r \cdot \text{Cotg } \beta_u$) à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Donc : } L = Z_r \cdot \text{Cotg } \beta_u = 100,21 \times \text{Cotg } 30^\circ = 173,56 \text{ cm}$$

$$\frac{Z}{Z_r} = \frac{120}{100,21} = 1,19$$

$$\text{Donc : } A_t = 2,26 \times 1,19 = 2,6894 \text{ cm}^2$$

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 $L = 1,7356 \text{ m}$.

8-6-2 Équilibre du coin inférieur :

$$R = Ru - \sum Pi \sin \alpha_i$$

$$H = -Hu + \sum Pi \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal à P_i est inférieur à l'angle de frottement interne du béton.

$$\text{tg } \alpha \leq \text{tg } \varphi \quad \text{Avec : } \text{tg } \alpha = \frac{R \cdot \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \cdot \sin \theta + H \cos \theta}$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - \text{tg } \theta)}{1 + 1,5 \text{tg } \theta} \quad \dots\dots\dots(1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontale A_l tel que :

$$H + A_l \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg } \theta)}{1 + 1,5 \text{tg } \theta}$$

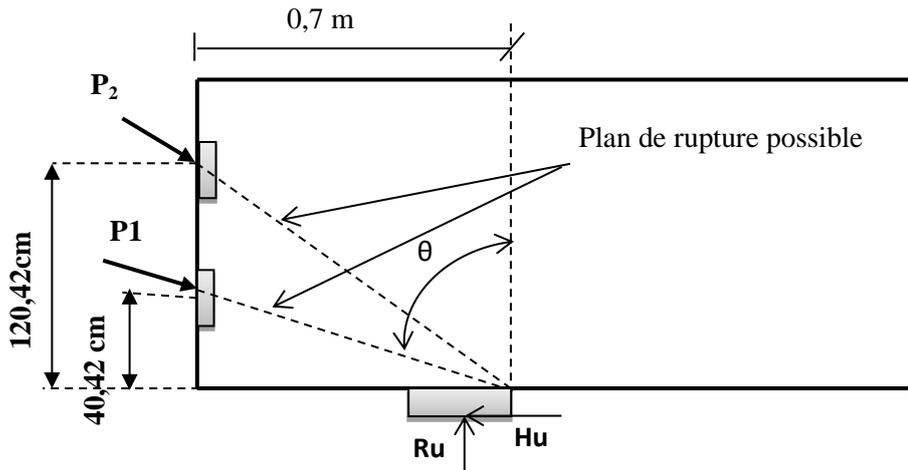


Fig.8.9 : Rupture du coin inférieur.

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.

$$A_{t,min} = \frac{0,04 \times R_u \times \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ **Application de projet :**

Câble (1) : $\theta = \text{arctg}\left(\frac{70}{40,42}\right) = 59,99^\circ$

$H = 131,3t$ Et $R = 57,72t$

$H = 131,3 > R \times (1,5 - \text{tg}\theta) / (1 + 1,5\text{tg}\theta) = -3,71t$ c.v

Câble (2) : $\theta = \text{arctg}\left(\frac{70}{120,42}\right) = 30,16^\circ$

$H = 123 t$ Et $R = 15,42 t$

$H = 123 > R \times (1,5 - \text{tg}\theta) / (1 + 1,5\text{tg}\theta) = 7,570t$ c.v

Donc : l'équilibre du coin inférieur est vérifié suivant les deux plans de rupture possible.

La section d'armatures de couture est négligeable, néanmoins le BPEL proposé une section minimale en vue de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

La section $A_{\ell_{\min}}$:

$$A_{\ell_{\min}} \geq \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K) \text{ Avec : } K=0.5b$$

$$\text{Donc : } A_{\ell_{\min}} \geq \frac{0,04 \times 87,52 \times 1,15}{400 \times 10^{-2}} (5 - 4 \times 0,5) = 1,006 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre **HA12** ($A=2.26 \text{ cm}^2$). 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.

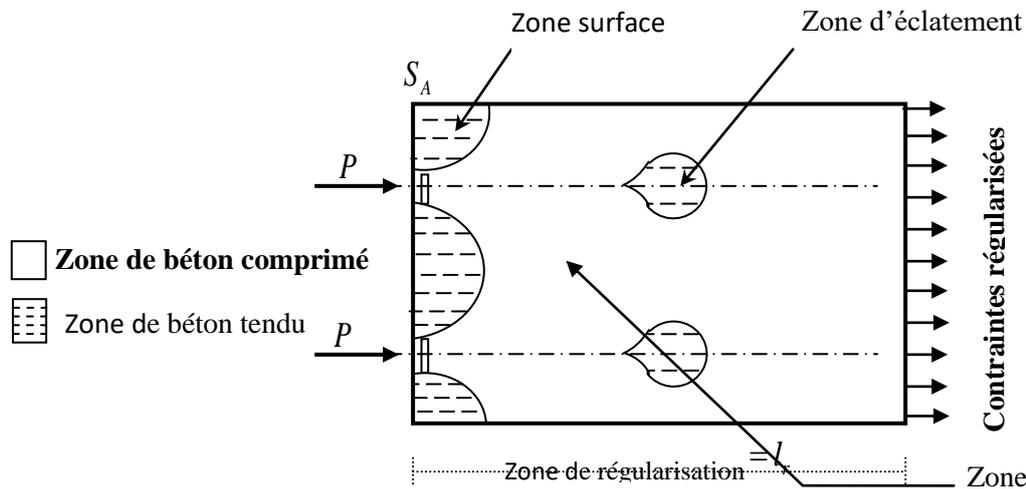


Fig.8.10 : Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation.

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 deux câbles.

$$F_{j0} = 2 \times \sigma_{p0} \times Ap$$

$$A_{sH} = 0,04 \times \frac{2 \times 19,5 \times 1440}{\frac{2}{3} \times 400} = 8,42$$

On prend 06 cadres HA 14 autour de chaque ancrage avec $A_v = 9,24 \text{ cm}^2$.

❖ Plan vertical :

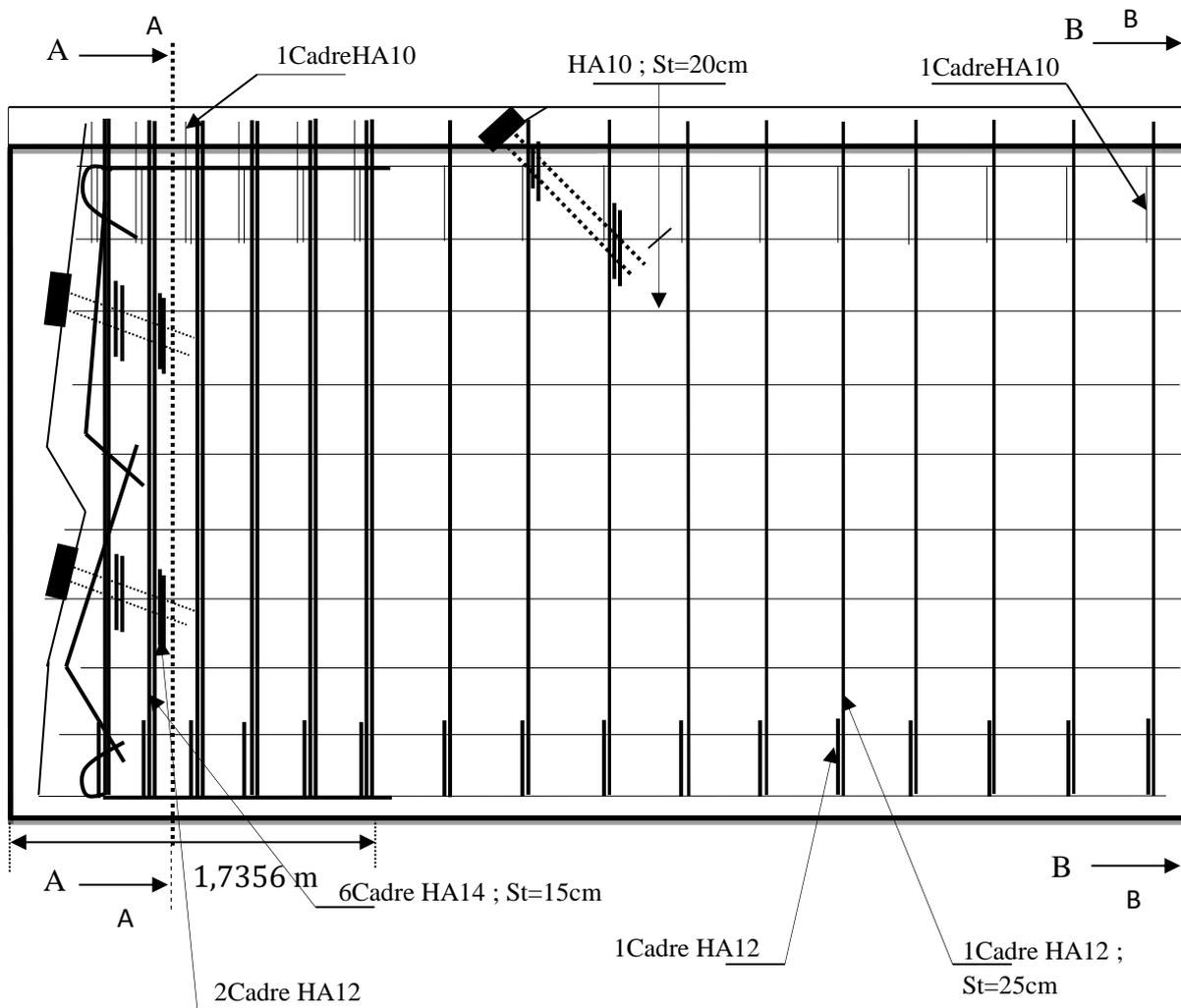
F_{j0} : Est celle qui résulte d'un seul câble.

$$A_{sv} = \frac{A_{sH}}{2} = 4,21 \text{ cm}^2$$

On prend 02 cadre HA12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

8.6. Ferrailage de la poutre :

•Longitudinalement:



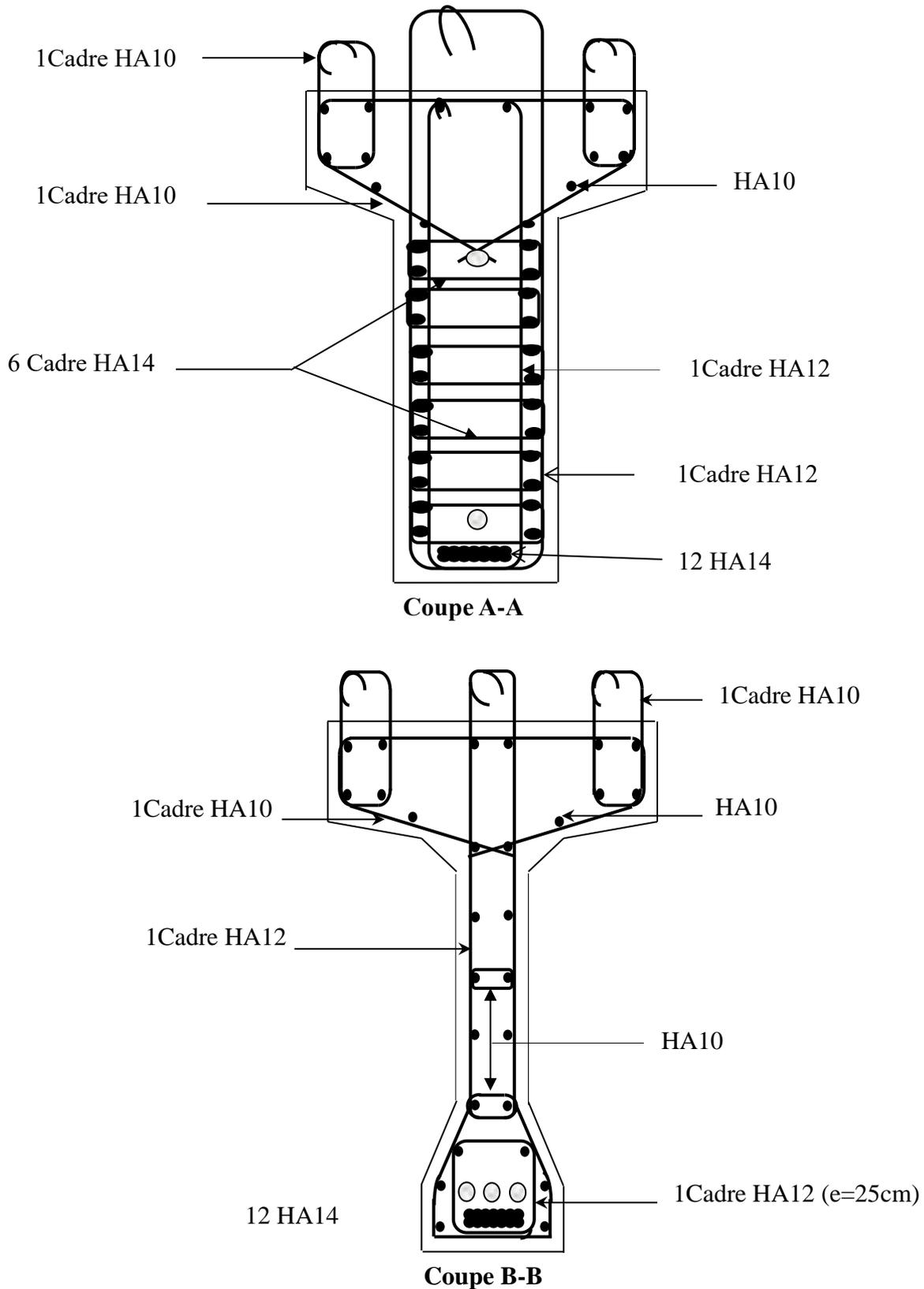


Figure.8.11. Le ferrailage de la poutre.

8.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, une étude de la précontrainte par poste tension a été effectuée avec la présentation des différentes vérifications correspondants aux pertes des charges, et un ferrailage adéquat de la poutre.



Chapitre 09 :

*Etude De La Dalle Et De L'Entretoise
D'about*

9.1. Etude de l'hourdis :

9.1.1. Définition :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert comme couverture pour le pont, cet élément est destiné à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les charges et les surcharges, et 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).

9.1.2. Ferrailage de l'hourdis :

9.1.2.1 Etude de la flexion transversal :

Le ferrailage sera fait sous le moment max dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S :

ELU: (1,35G+1,6 (Bc+ trot)).....ROBOT

ELS:(G+1,2(Bc+trott)).....ROBOT

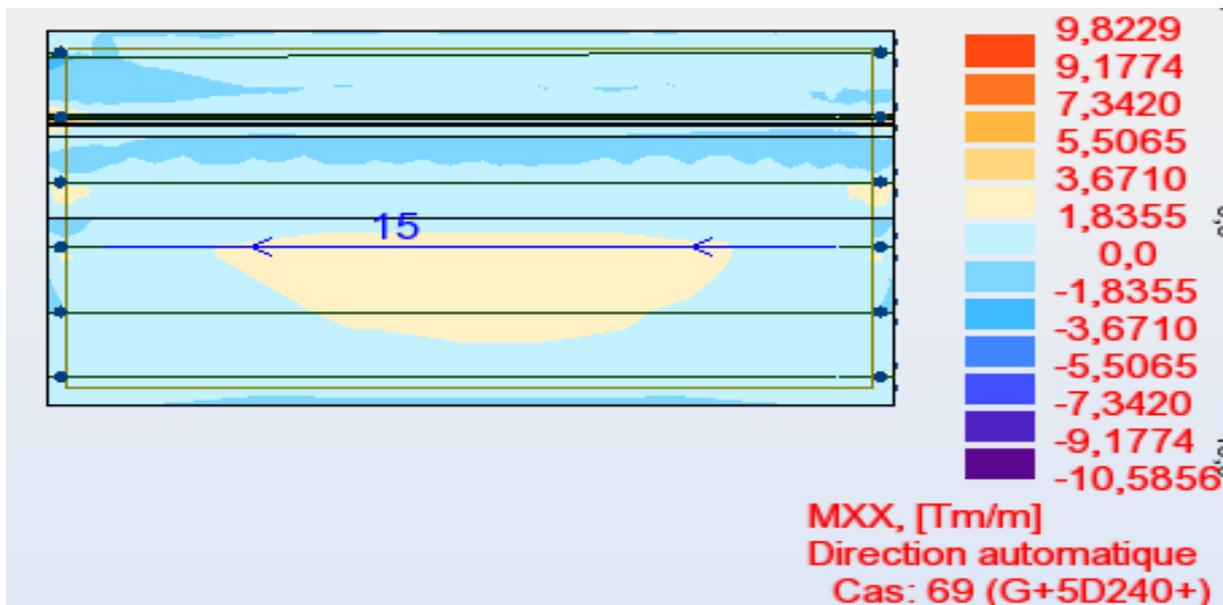


Figure.9.1. cartographie du moment transversale ELS

- ELU :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
MAX	10,8493	4,2538	2,9811
Panneau	36	36	36
Noeud	43	52	1569
Cas	ELU 1.35G+5D240/1	ELU 1.35G+5D240/8	ELU 1.35G+5D240/9
MIN	-4,8985	-2,6423	-2,1759
Panneau	36	36	36
Noeud	75	582	74
Cas	ELU 1.35G+5D240/3	ELU 1.35G+5D240/3	ELU 1.35G+5D240/3

Tableau.9.1. Valeurs max des moments fléchissant a L'ELU

- ELS :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
MAX	8,0365	3,1509	2,2082
Panneau	36	36	36
Noeud	43	52	1569
Cas	G+5D240/1	G+5D240/8	G+5D240/9
MIN	-3,6285	-1,9573	-1,6118
Panneau	36	36	36
Noeud	75	582	74
Cas	G+5D240/31	G+5D240/30	G+5D240/30

Tableau.9.2. Valeurs max des moments fléchissant à L'ELS.

- **Moment en travée :**

$$M_U = -4,84 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_S = -3,62 \text{ t.m/ml.}$$

- **Moment sur appui**

$$M_{au} = 10,84 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{as} = 8,03 \text{ t.m/ml.}$$

9.1.2.2. Etude de la flexion longitudinal :

Les moments max sont obtenus par les combinaisons suivantes :

ELU: (1,35 G + 1,6 (Bc+ trott)).....ROBOT

ELS:(G+1,2(Bc+trott)).....ROBOT

- **Moment en travée :**

$$M_U = -2,64 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_S = -1,95 \text{ t.m/ml.}$$

- **Moment sur appui :**

$$M_{au} = 4,25 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{as} = 3,15 \text{ t.m/ml.}$$

9.1.2.3. Ferrailage sous la flexion transversal :

- **En travée :**

➤ **ELU :**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple ;
- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$;
- ✓ Acier FeE 400 MPa

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,22 \text{ m} \\ d_1 = 0,19 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{su} = 7,69 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 15,814 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 12,24 \text{ t.m} \geq 9,92 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 9,53 \text{ cm}^2$$

• **Sur appui :**

➤ **ELU :**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{su} = 18,51 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 21,183 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s_{min}} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,22}{400} \times 100 \times 19 = 2,42 \text{ cm}^2$$

❖ **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{s_{ult}} ; A_{s_{ser}} ; A_{s_{min}})$$

• **En travée :**

$$A_s = \max (7,69 ; 9,53 ; 2,42) = 9,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 (10,78 cm²)

- **Sur appui :**

$$A_s = \max (18,51 ; 21,18 ; 2,42) = \mathbf{21,18 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7HA20 (21,99 cm²)

9.1.2.4. Ferrailage sous la flexion longitudinale :

- **En travée :**

- **ELU :**

Le ferrailage à l'ELU se fait par le logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple ;
- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$;
- ✓ Acier FeE 400 MPa ;

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1\text{m} \\ h = 0,22\text{m} \\ d_1 = 0,19\text{m} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = \mathbf{0}$.

Section d'armature tendue : $A_{su} = \mathbf{4,1 \text{ cm}^2}$.

- **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 16,2 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}.$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 15,814 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 12,24 \text{ t.m} \geq 6,33 \text{ t.m} \rightarrow \text{Asc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 5,13 \text{ cm}^2.$$

- **Sur appui :**

- **ELU :**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée : **Asc = 0**

Section d'armature tendue : **Ast 6,7cm²**

- **ELS :**

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 8,30 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{S_{ult}} ; A_{S_{ser}} ; A_{S_{min}})$$

- **Sur appui :**

$$A_s = \max (7,02 ; 8,77; 2,42) = 8,77 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 (9,24cm²)

- **En travée :**

$$A_s = \max (4,1; 5,13; 2,42) = 5,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 (5,65cm²)

- **Espacement**

suiwant X : $S_t \leq \text{Min} \{ 2h ; 22\text{cm} \} = \text{Min} \{ 2 \times 22 ; 22\text{cm} \} = 22 \text{ cm.}$

suiwant Y : $S_t \leq \text{Min} \{ 3h ; 33\text{cm} \} = \text{Min} \{ 3 \times 22 ; 33\text{cm} \} = 33 \text{ cm.}$

9.2. Étude de l'entretoise d'about :

9.2.1. Définition :

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 obligatoires pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

9.2.2. Dimensions de l'entretoise :

L'entretoise a une hauteur de 105 cm, une largeur de 30 cm et une longueur de 14 m.

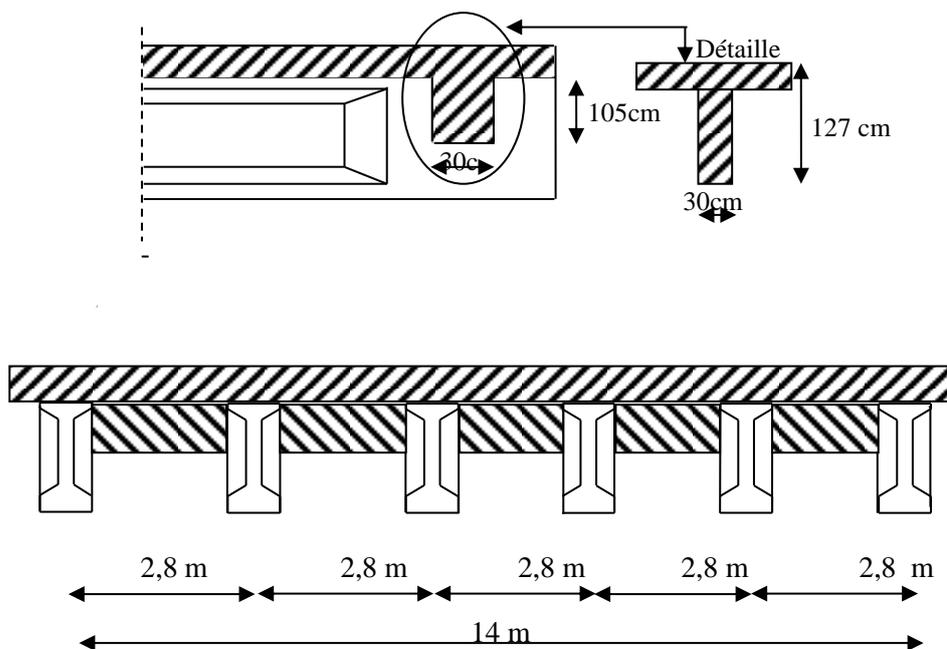


Figure.9.3. Dimensions de l'entretoise

9.2.3. 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).

9.2.3.1. Calcul des efforts :**a) le poids propre**

$$S_{ent} = (2,150 \times 1,05) - (0,88 \times 2) = 3,08 \text{ m}^2$$

$$P_{ent} = S_{ent} \times 0,3 \times 5 \times 2,5 = 11,55 \text{ t}$$

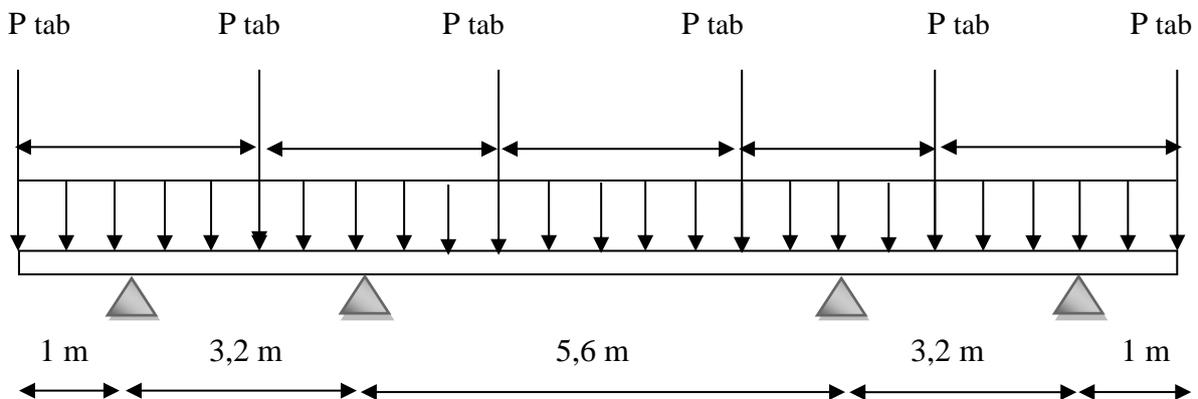
$$P_{ent} = \frac{P_{ent}}{L} = \frac{11,55}{29} = 0,39 \text{ t/ml}$$

b) L'effort dû au tablier :

$$G_{tab} = G_{total \text{ tablier}} - G_{ent} = 664,6 - 15,611 = 649,064 \text{ t}$$

$$P_{tab} = \frac{G_{tab}}{2} = 324,532 \text{ t/entretoise}$$

$$P_{tab} = \frac{P_{tab}}{6} = 54,08 \text{ t/poutre}$$

9.2.3.2. Emplacement des vérins :**9.2.3.3. Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **ROBOT** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
ELU	$1,35 \times 0,39 = 0,5265$	$1,35 \times 54,08 = 73,008$
ELS	0,39	54,08

✓ ELU :

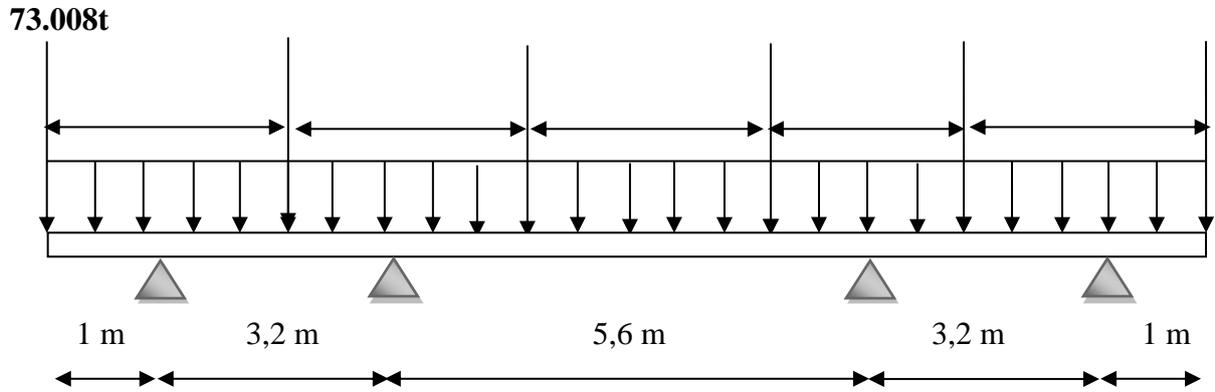
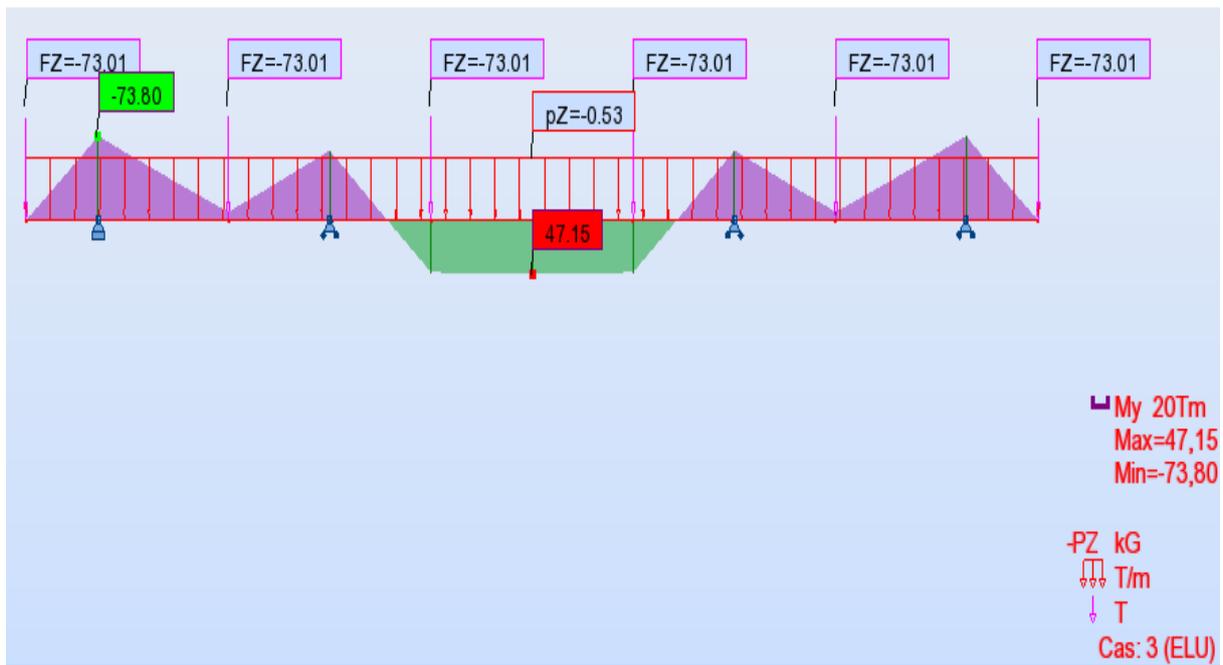


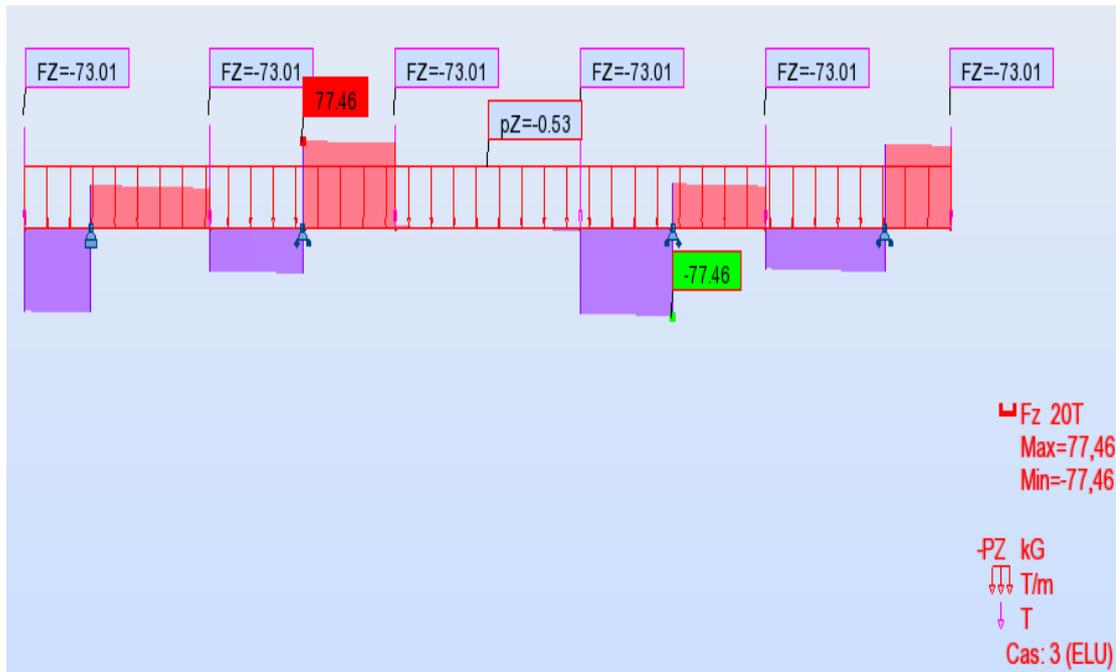
Diagramme des moments :



$$M_{urav} = 47,15 \text{ t.m}$$

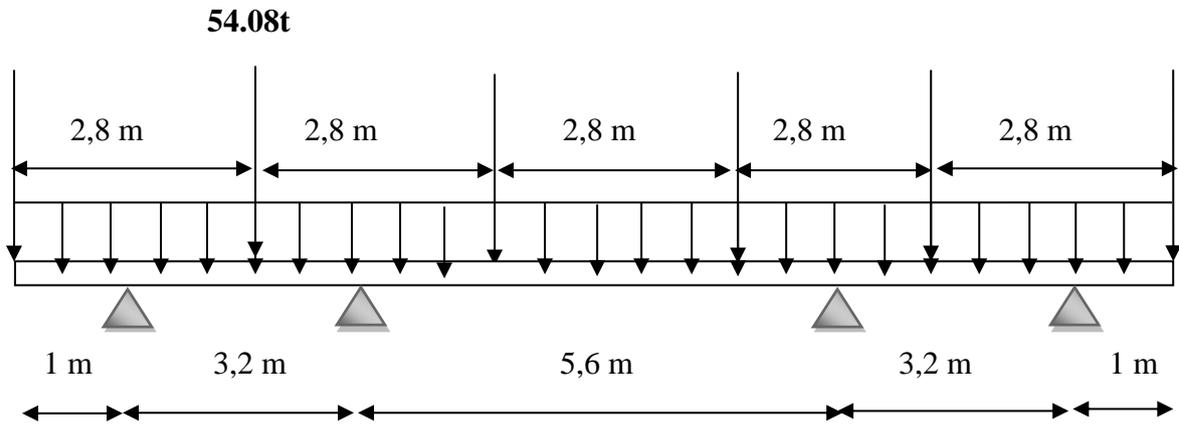
$$M_{uapp} = 73,80 \text{ t.m}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants

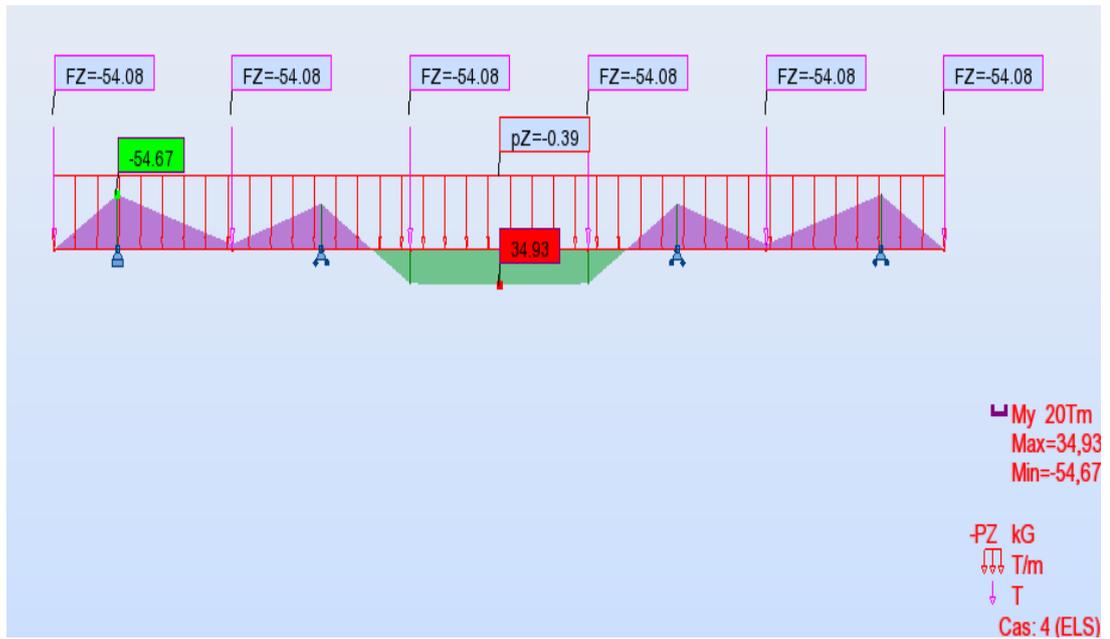


$T_{u \max} = 77,46 \text{ t}$

✓ ELS :



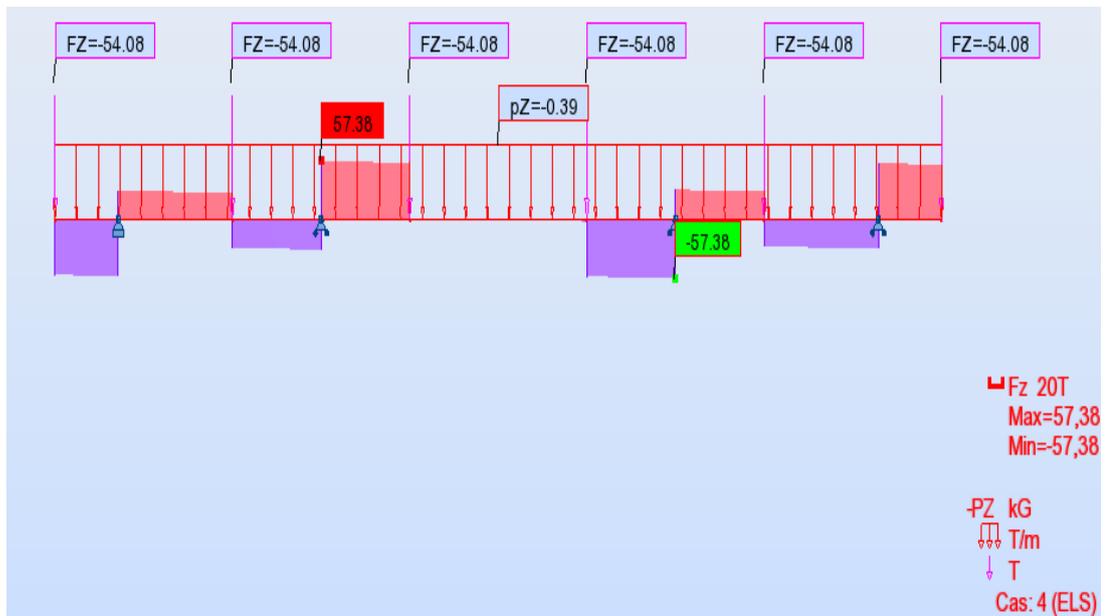
❖ Diagramme des moments :



$$M_{\text{serapp}} = 54,67 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{sertrav}} = 34,93 \text{ t.m}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants :



$$T_{\text{ser max}} = 57,38 \text{ t}$$

9.2.4. Ferrailage de l'entretoise :

➤ **Hypothèses** : Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 400 ;

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$;

$\gamma_b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$;

$b = 0,3 \text{ m}$; $d = 1,00 \text{ m}$; $c = 0,05 \text{ m}$

➤ **En travée** :

$M_U = 47,15 \text{ t.m}$

$M_S = 34,93 \text{ t.m}$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{47,15}{34,93} = \mathbf{1,34}$$

✓ **ELU** :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{15,3 \text{ MPa}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{347,8 \text{ MPa}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47,15 \times 10^{-2}}{0,30 \times 1^2 \times 15,3} = \mathbf{0,102}$$

$$\mu_{bu} = 0,102 < \mu_{lu} = 0,3920 \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,135}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = \mathbf{0,946}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 14,32 \text{ cm}^2}$$

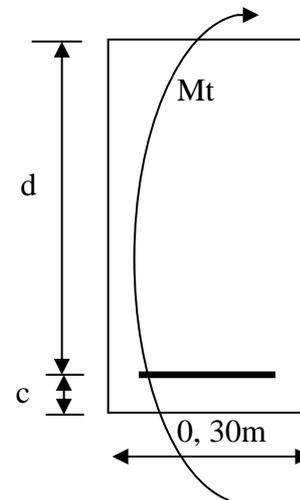
✓ **ELS** :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{16,2 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,3920 \times 0,30 \times 1,00^2 \times 15,3 = \mathbf{1,799 \text{ MN.m}}$$



$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,799}{1,34} = 1,34 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0,3493 \leq M_{ls} = 1,34 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{34,93 \times 10^{-2}}{0,30 \times 1,00^2 \times 16,2} = 0,07$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,147$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,941$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_b}{2 \sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 14,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que: } A_{ser} > A_{su} \Rightarrow A_{ser} = 14,88 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$M_{au} = 73,80 \text{ t.m} ; M_{as} = 54,67 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{73,80}{54,67} = 1,34$$

✓ **ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73,80 \times 10^{-2}}{0,30 \times 1,00^2 \times 15,3} = 0,1607$$

$$\mu_{bu} = 0,1607 < \mu_{lu} = 0,3920 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,22$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,912$$

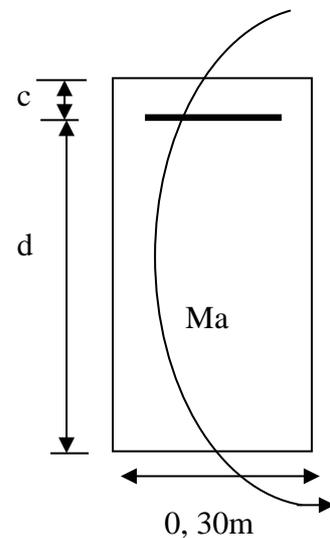
$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 23,26 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS :**

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,799}{1,34} = 1,34 \text{ MN.m}$$

$$M_{as} = 0,5467 \leq M_{ls} = 1,34 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{54,67 \times 10^{-2}}{0,30 \times 1,00^2 \times 16,2} = 0,112$$



$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,243$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,9028$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 24,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que: } A_{su} > A_{s_{ser}} \Rightarrow A_{su} = 24,60 \text{ cm}^2$$

On à remarquer que les armatures sur travée

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,3 \times 1 \times 10^4 \times \left(\frac{2,22}{400} \right)$$

$$A_{Smin} > 3,83 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\text{Finalement : } \begin{cases} A_{S \text{ travée}} = 14,88 \text{ cm}^2 & \text{soit 5 HA 14}(15,71 \text{ cm}^2) \\ A_{S \text{ appui}} = 24,60 \text{ cm}^2 & \text{soit 5 HA 25}(25,13 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$T = T_{Umax} = 77,46 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \right\} \text{ Mpa} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \left(\frac{77,46}{0,30 \times 1,00} \right) 10^{-2} = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ \text{ (Les armatures droites sont suffisantes).}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{t28}}{0,90 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} ; K = 1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,30(2,58 - 0,30 \times 1 \times 2,22)}{0,90 \times 400(0 + 1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{6,269}$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \right\} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{1}{10,33}$$

$$\frac{1}{6,269} > \frac{1}{10,33} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

$$\text{Choix des armatures : } \emptyset \leq \text{Min} \left\{ \emptyset_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\begin{cases} \text{sur appuis : } \emptyset \leq \text{Min}\{20 ; 30 ; 30\} & \Rightarrow \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ \text{en travée : } \emptyset \leq \text{Min}\{20 ; 28,57 ; 30\} & \Rightarrow \emptyset \leq 20 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 2,39 \text{ cm}^2$, soit **04 HA 10 (3,16 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 apparaitre dans le béton tendu existant entre ces deux nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande.

Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles B.A.E.L, ces armatures ont une section d'au moins **3 cm²**.

Par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et **5 cm²** si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,peau} = 3 \times (1,27 + 1,27) = 7,62 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{04 \text{ HA } 16 (8,04 \text{ cm}^2)}$$

9.3. Schéma de ferrailage de l'entretoise :

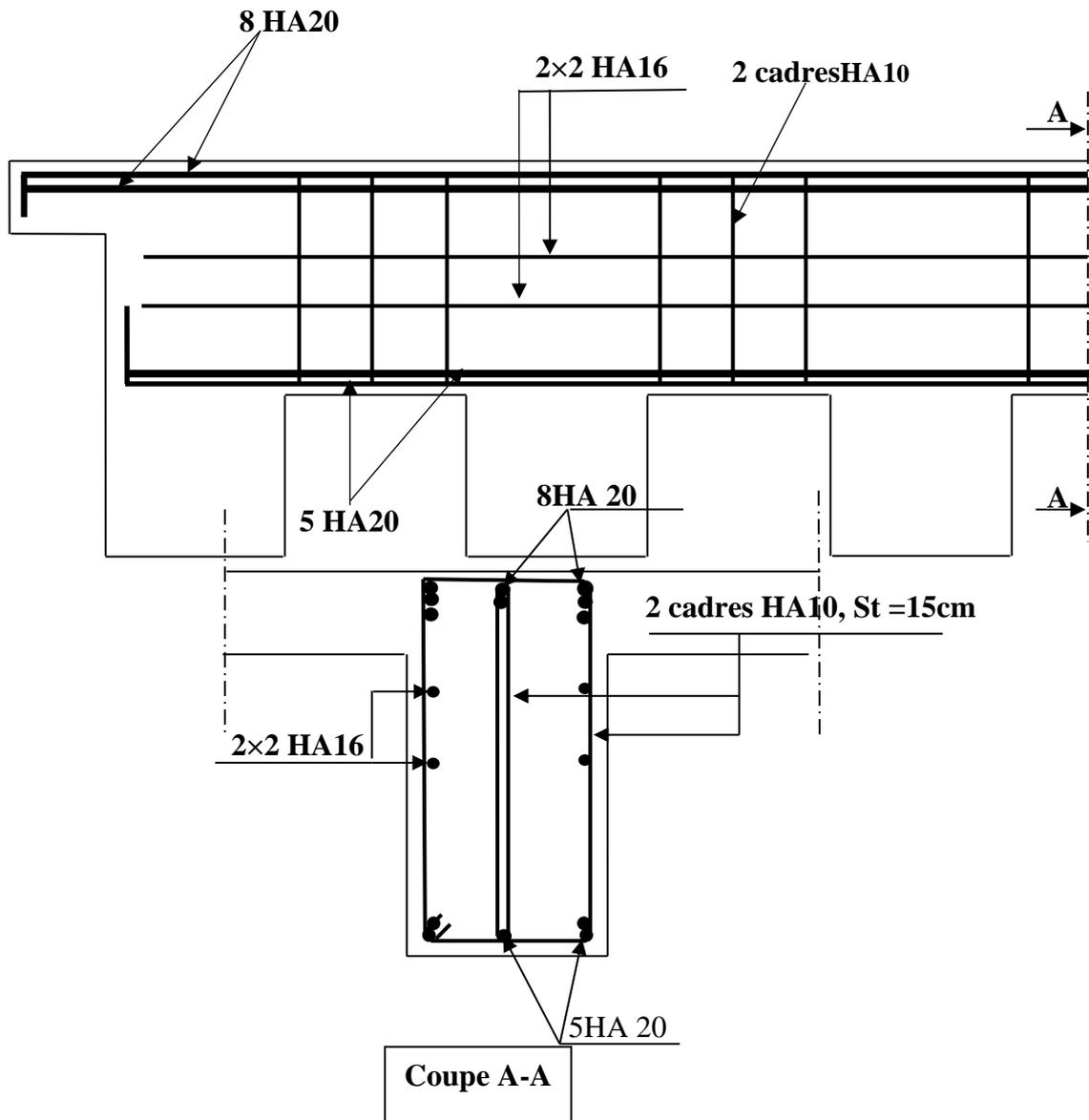
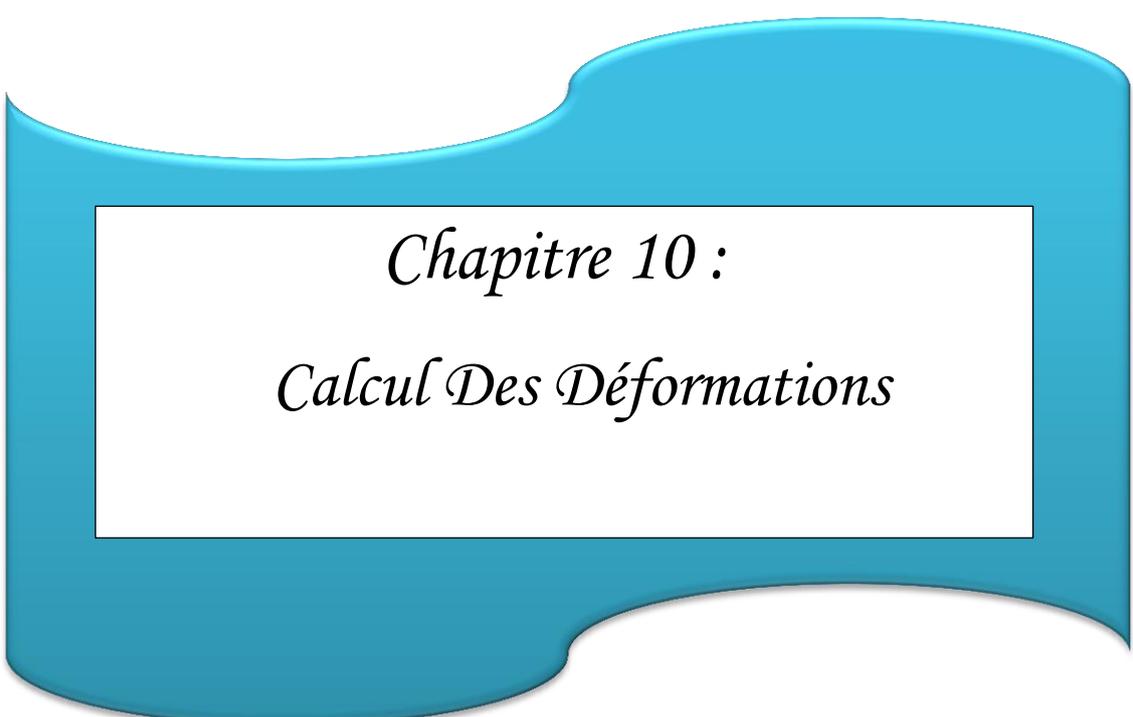


Figure.9.5. Schéma de ferrailage de l'entretoise (tablier BP).

9.6. 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 des l'entretoises sous l'effet des sollicitations du tablier avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.



Chapitre 10 :
Calcul Des 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 pièce 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. Déformation de la poutre :

10.2.1. Flèche due au poids propre:

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

$$F_G = \frac{5 \times g \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée.

I_G : Moment d'inertie (poutre +hourdis).

M_G :Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.57

$$M_G = 423.636 \text{ t.m}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{45} = 13160,5052 \text{ MPa}$$

$$I_G = 37444277.2 \text{ cm}^4$$

$$F_g = \frac{5 \times 423.636 \times (29)^2}{48 \times 13160,5052 \times 10^2 \times 37444277.2 \times 10^{-8}} = 7,53 \times (10)^{-3} \text{ m}$$

$$F_g = 0,753 \text{ cm}$$

10.2.2. Flèche due à la surcharge :

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - (M_G \text{ avec entretoise})$$

M_T : Moment maximum à ELS.

$$M_{\text{sur}} = 796,16 - 423,636 = 372,524 \text{ t.m}$$

$$F_{\text{sur}} = \frac{5 \times g \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 \times M_{\text{sur}} \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

$$F_s = \frac{5 \times 372,524 \times (29)^2}{48 \times 13160,5052 \times 10^2 \times 374442772,2 \times 10^{-8}} = 6,62 \times (10)^{-3} \text{ m}$$

$$F_{\text{sur}} = 0,66 \text{ cm}$$

10.2.3. Contre flèche de la précontrainte :

Le système du diagramme de la précontrainte qui est parallèle à l'axe de poutre 'f_s' sera donnée par la formule suivante.

$$f_s = - \int_0^l \frac{M_x}{EI} dx$$

M_x × dx : Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

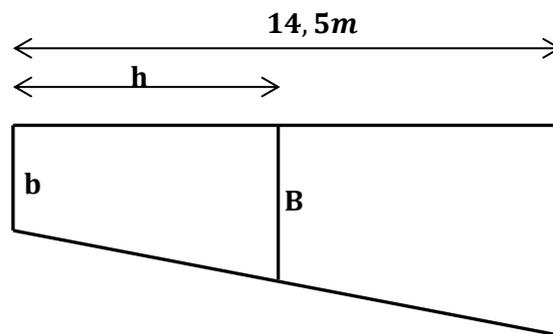


Figure. 10. 1. Diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée on a :

$$M_p = N_p \times e = (\sigma_{p0} \times (1 - \text{perte}\%) \times A_p \times n) \times e$$

N_p = effort de précontrainte ;

e = excentricité ;

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} \quad \text{et on a : } f_i = \frac{X_i \times A_i}{EI}$$

Section	σ_{pi}	σ_{ps}	σ_{pm}	$P_{i(MN)}$	$\Sigma \cos \alpha$	N_i	$e_{pi} (m)$	$M_{pi}(MN.m)$
x=0.0m	1272,573	1137,21	803,261	1,56	1,96	3,07	-0,28	-0,85961
x=7,25m	1253,912	1020,197	758,0363	1,47	2,95	4,36	-0,86	-3,75011
x=14,50 m	1297,227	1000,133	765,7866	1,49	3,00	4,47	-1,10	-4,92783

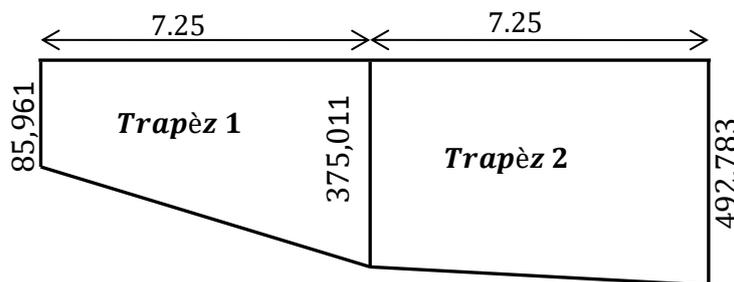


Figure. 10. 2. Diagramme des moments sous la précontrainte

Trapèze 1 :

$$A_1 = \frac{(85,961 + 375,011) \times 7,25}{2} = 1671,023 \text{ m}^2$$

$$X_1 = \frac{7,25}{3} \left(\frac{2 \times 375,011 + 85,961}{375,30 + 85,961} \right) = 6,56 \text{ m}$$

$$X_1 \times A_1 = 1671,023 \times 6,56 = 10961,910$$

Trapèze 2 :

$$A_2 = \frac{(375,011 + 492,783) \times 7,25}{2} = 3145,753 \text{ m}^2$$

$$X_2 = 7,25 + \frac{7,25}{3} \left(\frac{2 \times 375,011 + 492,783}{375,011 + 492,783} \right) = 10,711 \text{ m}$$

$$X_2 \times A_2 = 10,711 \times 3145,753 = 33694,160$$

Ainsi le moment statique de cette aire par apport à l'appui de gauche.

$$X_1 \times A_1 + X_2 \times A_2 = 44656,07 \text{ m}^3$$

$$f_p = \frac{-44656,07}{13160,5052 \times 10^2 \times 374442772,2 \times 10^{-8}} = -9,061 \times 10 \text{ m}^{-3}$$

$$f_p = -0,906 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

10.2.4. Flèche de constriction :

C'est la flèche à adopter sur fond coffrage pour limiter la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p + f_g) = \frac{3}{4}(0,906 - 0,66) = \mathbf{0,184cm}$$

10.2.5. Flèche total :

10.2.5.1. En service à vide :

$$f = f_c + f_G + f_p = -0,184 + 0,753 - 0,906$$

$$f = \mathbf{-0,337 cm} < \frac{L}{300} = \frac{2900}{300} = \mathbf{9,66cm} \dots\dots\dots CV$$

10.2.5.2. En service en charge :

$$f = f_c + f_G + f_p + f_s = -0,184 + 0,753 - 0,901 + \mathbf{0,66}$$

$$f = \mathbf{-0,997 cm} < \frac{L}{300} = \frac{2626}{300} = \mathbf{8,753 cm} \dots\dots\dots CV$$

10.3. Calcul des rotations :

10.3.1. Sous le poids propre :

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\beta_G = \frac{q_G \times L^3}{24 \times E_v \times I_G} = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$\beta_G = \frac{423,636 \times 29}{3 \times 13160,5052 \times 10^2 \times 374442772,2 \times 10^{-8}} = \mathbf{8,31 \times 10^{-4} rad}$$

$$\beta_G = \mathbf{8,31 \times 10^{-3} rad}$$

10.3.2. Sous les surcharges :

$$\beta_{sur} = \frac{q_s \times L^3}{24 \times E_v \times I_G} = \frac{M_s \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$\beta_{sur} = \frac{398,90 \times 29}{3 \times 13160,5052 \times 10^2 \times 374442772,2 \times 10^{-8}} = \mathbf{2,93 \times 10^{-3} rad}$$

$$\beta_{sur} = \mathbf{2,93 \times 10^{-3} rad}$$

10.3.3. Sous la précontrainte :

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int Mx \, dx$$

La surcharge de diagramme des moments sur tout le long de la poutre est :

$$\begin{aligned} \beta_p &= -\frac{\sum A_i}{EI} = \frac{2 \left(\frac{(85,961 + 375,011) \times 7,25}{2} + \frac{(375,011 + 492,783) \times 7,25}{2} \right)}{2 \times 13160,5052 \times 10^2 \times 374442772,2 \times 10^{-8}} \\ &= -9,77 \times 10^{-4} \text{rad} \end{aligned}$$

10.3.4. Rotation résultante :**10.3.4.1. En service à vide :**

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 8,31 \times 10^{-3} - 9,77 \times 10^{-4} = 7,333 \times 10^{-3} \text{rad}$$

10.3.4.2. En service en charge :

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{sur} = 8,31 \times 10^{-3} - 7,99 \times 10^{-3} + 2,93 \times 10^{-3} = 3,25 \times 10^{-3} \text{rad}$$

10.4. Calcul des déplacements d'appuis :**10.4.1. Déplacements due à la rotation :**

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \times h}{2} = \frac{3,25 \times 10^{-3} \times 150}{2} = 0,243 \text{ cm}$$

10.4.2. Déplacements due au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} \text{m}$

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{3 \times 10^{-4} \times 29}{2} = 4,35 \times 10^{-3} \text{cm}$$

10.4.3. Déplacements due au fluage :

$$\Delta_{flu} = \frac{\varepsilon_{flu} \times L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_p}{E_i}$$

σ_p : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000\sqrt[3]{45} = 39125,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 4,60 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 4,60}{39125,82} = 2,3513 \times 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{2,3513 \times 10^{-4} \times 29}{2} = 0,340 \text{ cm}$$

10.4.4. Déplacement du a la variation de la température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{2900}{10000} = 0,29 \text{ cm}$$

10.4.5. Déplacement total :

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = 0,243 + 0,435 + 0,340 + 0,290$$

$$\Delta_{\text{max}}^+ = 1,308 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} - \Delta_t = 0,243 + 0,435 + 0,340 - 0,290$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = 0,728 \text{ cm.}$$

10.5. 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 et des rotations obtenues.



Chapitre 11 :
Les Equipements

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. Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en élastomère fretté.

11.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté :

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par (adhésion) au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8,10 ou 12mm (parfois 20 mm).

Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillettes de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre ;
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ✓ Ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure ;

- **Les avantages :**
 - ✓ Ils sont économiques ;
 - ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
 - ✓ Ils n'exigent aucun entretien ;

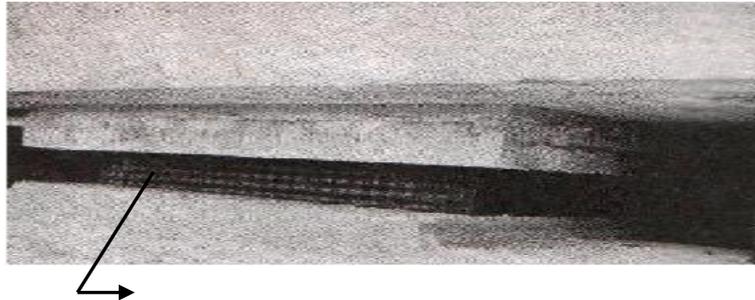
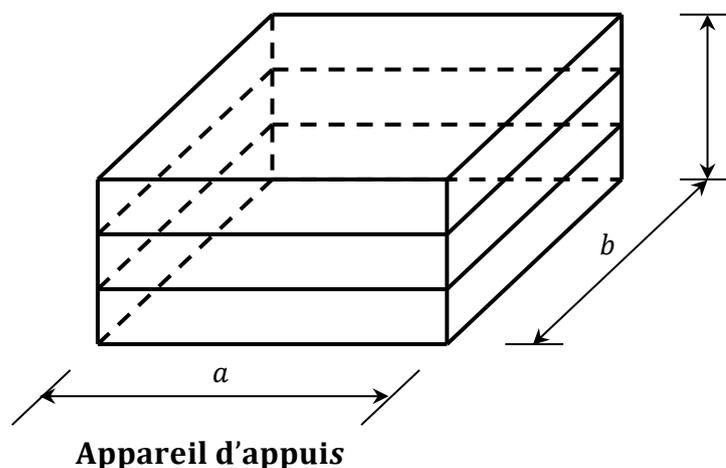


Figure.11.1. Appareil d'appui en élastomère fretté.

11.3. Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui.

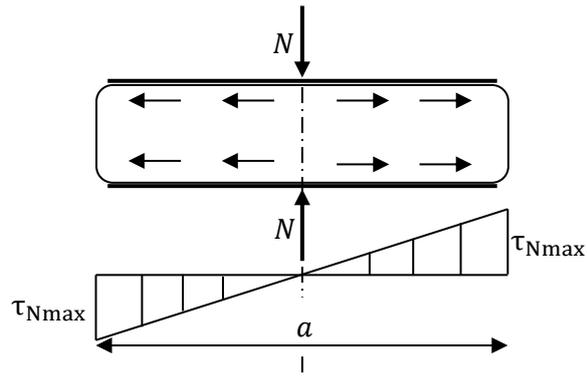
La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère. Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement G .



11.3.1. Aire de l'appareil d'appui :

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a \times b}$$



Avec :

σ_m : Contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 150 Kg/cm².

a : Coté parallèle à l'axe de l'ouvrage (longueur de l'appui).

b: Coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (largeur de l'appui).

N_{max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

$$a \cdot b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m}$$

$$N_{max} = 64,8328t \quad \Rightarrow a \times b \geq 0,0432 \text{ m}^2$$

11.3.2. Hauteur nette de l'élastomère :

La contrainte de cisaillement (τ_H) du l'effort horizontal doit vérifier la condition suivant :

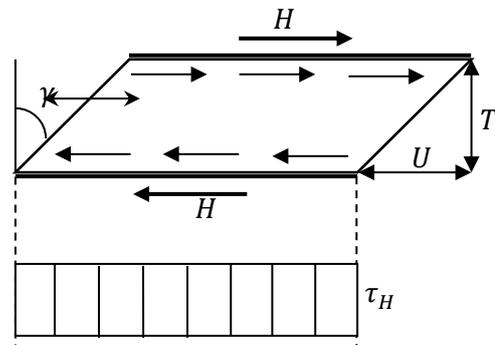
$$\tau_H \leq 0,5 G$$

$$\tau_H = G \times \text{tg } \gamma = G \times \left(\frac{U}{T}\right)$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversale.

Pour les ponts routiers : G = 80 t/m².



U: Déformation lente dû au retrait, fluage et température.

$$U = 0,435 + 0,340 + 0,290 = 1,065 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow G \times \left(\frac{U}{T}\right) \leq 0,5 G \quad \Rightarrow T \geq \frac{U}{0,5} \Rightarrow T \geq 2,13 \text{ cm}$$

On prend : **T = 4cm**

Soit quatre feuilles d'élastomère d'épaisseur **t = 10 mm**.

11.3.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut que la condition de non flambement soit vérifiée.

$$\text{On a : } a \times b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m} \quad \text{avec : } N_{\max} = \mathbf{64,832t}$$

N_{\max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis (effort tranchant dans la poutre).

σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui , $\sigma_m = 15 \text{ MPa}$.

a.b : Longueur et largeur de l'appareil d'appui.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \\ a \leq b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T \leq a \leq 10T \\ a \leq b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 20 \leq a \leq 40\text{cm} \\ a \leq b \end{array} \right.$$

On prend : **a = 25cm**

Sachant que:

$$a \times b \geq 432 \text{ cm}^2 \Rightarrow b \geq \frac{432}{25} = 17,28\text{cm}$$

$$\text{Et : } b \geq a = 25 \text{ cm}$$

On prend : **b = 40cm**

11.4. Répartition des efforts sur les appuis :**11.4.1. Action dynamique (efforts du au freinage) :****➤ Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{BC} = 30 \text{ t}$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 6} = \mathbf{2,50t}$$

➤ Système A(l) :

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{A}{20 + 0,0035 \times S}$$

$$H_{A(l)} = F_A = 15,5190\text{t} \quad (\text{Calculé dans le chapitre 04})$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{15,519}{2 \times 6} = \mathbf{1,293t}$$

11.4.2. 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.

$$S = 30 \times 2,22 = \mathbf{66m^2}$$

$$H_{ve} = 200 \times 10^{-3} \left(\frac{66}{2 \times 6} \right) = \mathbf{1,1t}$$

11.4.3. Effort due au séisme :

Horizontalement : $F_{ah} = 0,20 G$

Verticalement : $F_{av} = \mp 0,06 G$

Avec le poids propre du tablier : $G = \mathbf{664,675 t}$

$$F_{ah} = 0,2 \times 664,675 = \mathbf{132,935 t}$$

$$F_{av} = 0,06 \times 664,675 = \mathbf{39,880 t}$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme:

$$F_{ah} = \frac{132,935}{2 \times 6} = \mathbf{11,077t}$$

$$F_{av} = \frac{39,675}{2 \times 6} = \mathbf{3,306t}$$

11.4.4. Effort due à la déformation (déplacements) :

$$\Delta_{max} = 1,308\text{cm} \quad \text{avec : } \varepsilon = \Delta_{max}$$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère ; $e : T = 4 \text{ cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H \times T}{G \times a \times b} \Rightarrow H = \frac{G \times a \times b \times \varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80(25 \times 40 \times 1,308)10^{-6}}{4 \times 10^{-2}} = \mathbf{2,616t}$$

11.5. Vérification des appareils d'appui :

11.5.1. Calcul des contraintes de cisaillement:

11.5.1.1. Contrainte due à l'effort normal (N):

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left(\frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \end{cases} \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left(\frac{N_{max}}{\beta \times a \times b} \right)$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} = \frac{25 \times 40}{2 \times 1(25 + 40)} = 7,692$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{64,8328 \times 10^{-2}}{8,571 \times 0,25 \times 0,40} \right) = 1,134 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 1,134 < 3G = 2,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

11.5.1.2. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal:

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{Sil'action H due au freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Sil'action H due au séisme.}$$

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U}{T} = \frac{0,8 \times 1,065 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} = 0,213 \text{ MPa}$$

τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \times b} \right) = \left(\frac{3,306 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,40} \right) = 0,330 \text{ MPa}$$

$$0,213 + 0,5 \times 0,330 = 0,378 \text{ MPa} < 0,7 \times 0,80 = 0,560 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \times b} \right) = \left(\frac{11,077 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,40} \right) = 1,107 \text{ MPa}$$

$$0,213 + 0,5 \times 1,107 = 0,766 \text{ MPa} < 1,3 \times 0,80 = 1,040 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

11.5.1.3. Contrainte de cisaillement due à la rotation:

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \times a^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2 \times t^2 \times n}$$

$\alpha_0 = 1\%$ rad : Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées.

$\alpha_T = 0,00733$ rad : Rotation en service à vide.

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,8 \times 250^2(0,00733 + 0,01)}{2 \times 10^2 \times 4} = 1,083 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} < 5G$$

$$1,134 + 0,766 + 1,083 = 2,98 < 5 \times 0,8 = 4\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

11.5.1.4. Condition de non soulèvement:

On doit vérifier de cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normale.

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \quad \text{avec } N_{\min}: \text{l'effort due au poids propre de la poutre de rive}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{59,107 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,40} = 5,910\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} = \frac{0,00733 + 0,01}{4} = 0,00433\text{rad}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 10^2 \times 5,910}{7,692 \times 250^2 \times 0,8} = 0,00460\text{rad}$$

$$\alpha = 0,00433 \leq 0,00460 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

11.5.1.5. Condition de non glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} \\ H \leq f \times N_{\min} \quad \text{avec : } f \text{ coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{59,107 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,40} = 5,910 \text{MPa}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,221$$

Pour les efforts minimaux (N_{\min}) on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G \times U}{T} (a \times b) = \frac{0,8 \times 1,065 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} (0,25 \times 0,40) = \mathbf{0,0213 \text{MN}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{c \min} = 5,91 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,0213 \text{ MN} \leq f \times N_{\min} = 0,221 \times 59,107 \times 10^{-2} = 0,130 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{cases}$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\begin{cases} \sigma_{c \min} = 5,91 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{\text{eh}} = 0,11 \text{MN} \leq f \times N_{\min} = 0,130 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{cases}$$

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 :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec : } t_s \geq 2 \text{mm}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{64,832 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,4} = 6,483 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq \frac{250 \times 6,483}{7,692 \times 220} = 0,957 \text{ mm} \Rightarrow t_s \geq 2 \text{ mm}$$

On prend : $t_s = 4 \text{ mm}$

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : $T_a = 10 \times 4 + 4 \times 3 = 52 \text{ mm}$

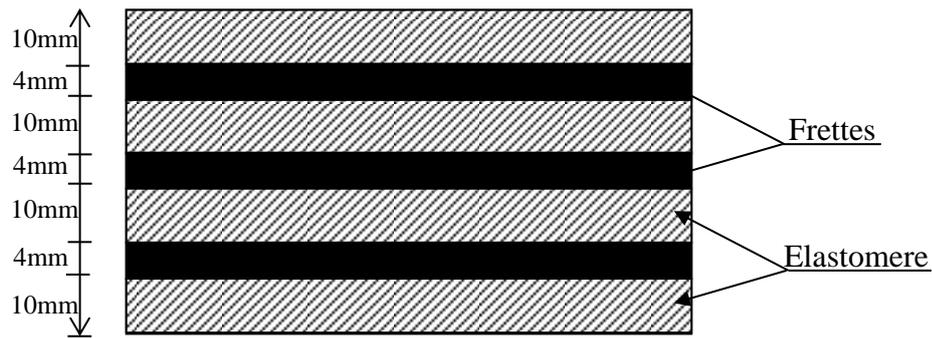


Figure.11.2. Dimensionnement de l'appareil d'appuis.

11.6. Les dés d'appuis :

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.

11.6.1. Armatures de chaînages

Elle doit reprendre l'effort N_{\max} , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : N_{\max} = 87,524t = 0,8752 \text{ MN}$$

$$\text{ELS} : N_{\max} = 64,832 t = 0,6483 \text{ MN}$$

Dou:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 0,8752}{348} \right); \left(\frac{0,25 \times 0,6483}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max} \{ 6,287 \text{ cm}^2 ; 6,753 \text{ cm}^2 \}$$

$A_S = 6,753 \text{ cm}^2$ Soit **5HA14** dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

11.6.2. Armatures de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- ✓ Frettes supérieurs (ferraillage de surface).
- ✓ Frettes inférieurs (ferraillage d'éclatement).

❖ Frettes inférieures :

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,04 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 1,005 \text{ cm}^2; 1,0805 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{S_{sup}} = 1,0805 \text{ cm}^2$$

❖ **Frettes supérieures:**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,10 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 2,514 \text{ cm}^2; 2,710 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_S = 2,710 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S_{sup}} + A_{S_{inf}} = 3,7905 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA } 14.$$

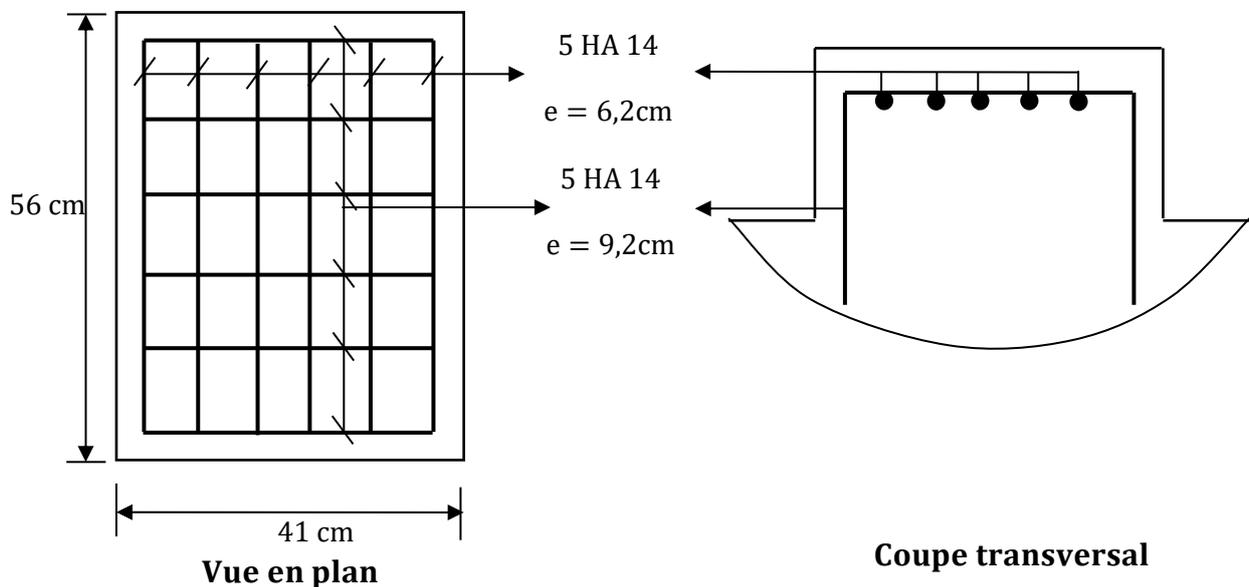


Figure.11.3. ferrailage des dés d'appuis.

Cette armature est disposée dans les deux sens.

11.7. Les joints de chaussée :

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- ✓ 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.

11.7.1. 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 lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- ✓ Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Nota : Vue que notre pont se situe sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou se mi-lourd dont l'ouverture (souffle) est $\geq 50\text{mm}$.



Figure.11.4. joint de chaussée (type WP alu.300).

11.8. 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



Figure.11.5. 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

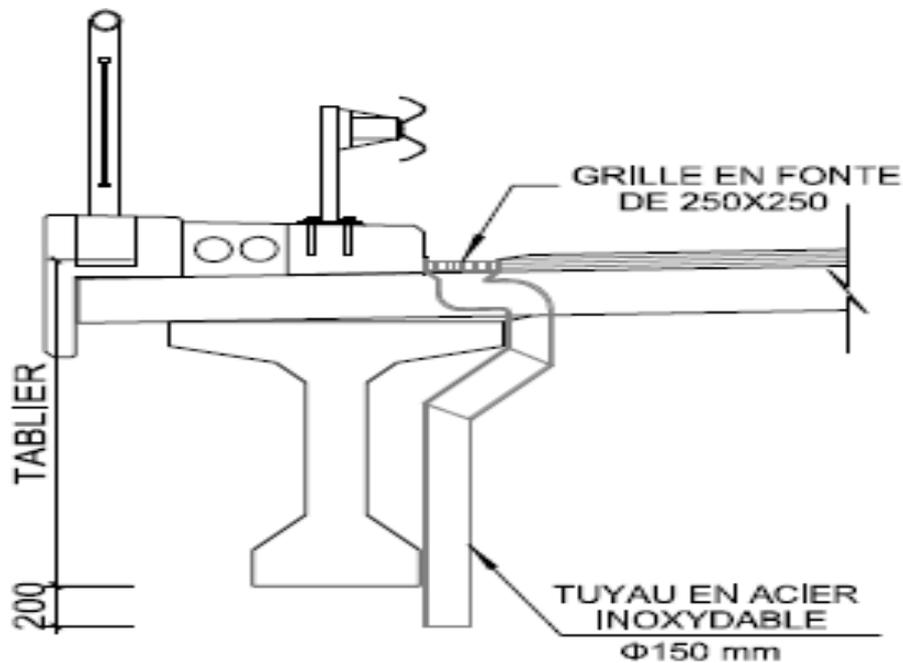


Figure.11.6. Système d'évacuation des eaux

11.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, un dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage a été fait ; 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.



Chapitre 12 :
Etude 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 des fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre ;
- Mode de construction du tablier ;
- Urbain ou rural ;
- 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 encastré. 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 :

12.2.1. Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel reposent les poutres, il a les dimensions suivantes :

- Longueur: $L = 2,8 \times 5 + 2 \times 0,80 = 15,60\text{m}$, Largeur : $b = 1,8 + 2 \times 0,3 = 2,4\text{m}$,
Hauteur : $h = 2\text{m}$

12.2.2. Les fûts :

La pile possède deux fûts de formes cylindriques et de diamètre constant. Leurs hauteurs est de 12.6 m, ils sont encastrés dans une semelle rectangulaire de dimensions

$(12,6 \times 5,4 \times 1,5)\text{m}^3$. Ils ont les dimensions géométriques suivantes :

- Le diamètre : $D = 1,80\text{m}$, avec un hauteur : $h = 9.60\text{m}$.

12.2.3. La semelle :

D'après le rapport du sol, le système de fondation recommandé est une semelle sur pieux, qui a pour rôle de solidariser les pieux en tête pour avoir une bonne transmission des charges. D'après FOND72 (fascicule 04).

- Le diamètre de pieux : $\varnothing_{\text{pieu}} = 1,20\text{m}$.
- Entre axe des pieux : $x = 3,4\text{m}$.

- Largeur de la semelle : $B_{\text{semelle}} = 5,4\text{m}$.
- Épaisseur de la semelle: $E_s \geq 1,2 \times \phi_{\text{pieu}}$, on adopte: $E_s = 1,5\text{ m}$.

12.2.4. Les pieux :

Pour reprendre les charges et les surcharges de l'ouvrage, on adopte deux files de pieux (Pieux forées), chaque file est composé de quatre pieux de diamètre $\phi_{\text{pieu}}=1,2\text{m}$, et de 12 m de longueur.

12.3. Calcul de la pile :

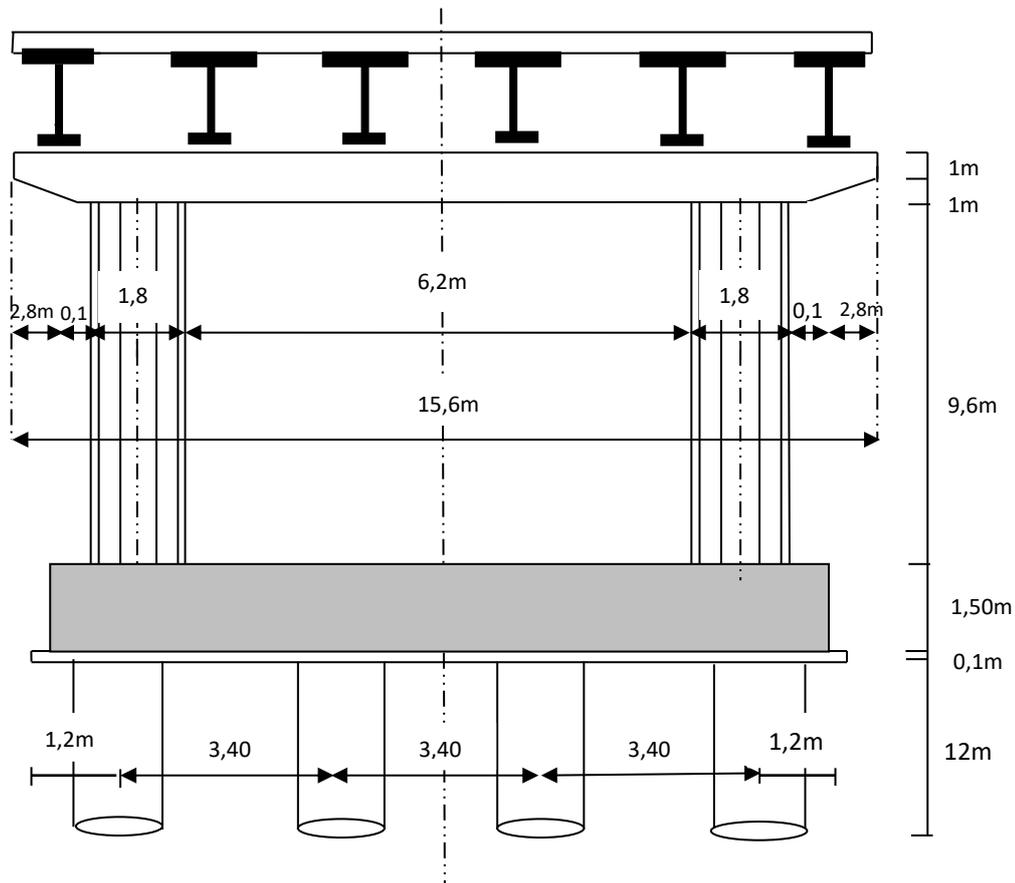


Figure.12.1. Coupe transversale B-B.

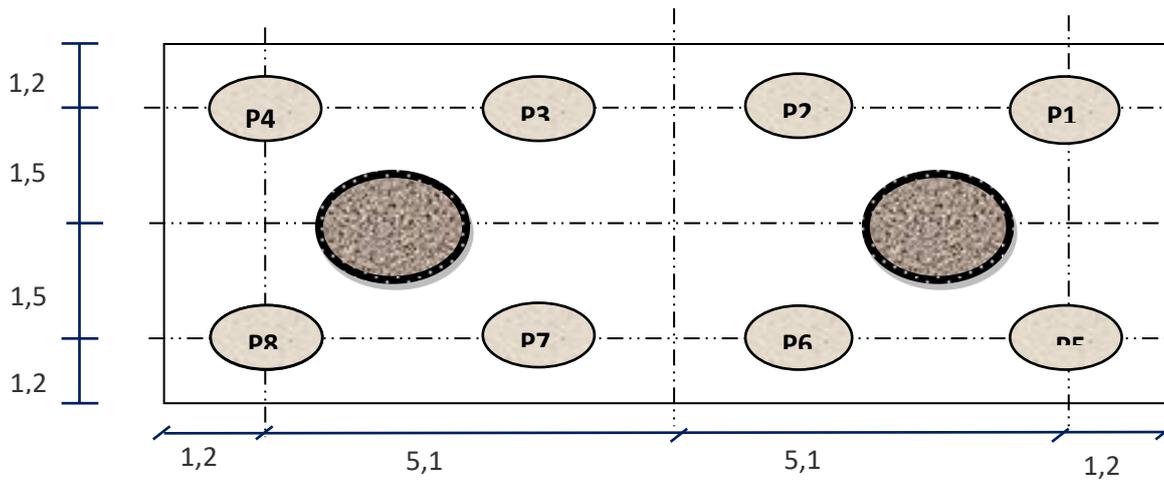


Figure.12.2. vue en plan.

12.3.1. Répartition des charges et surcharges :

12.3.1.1. La charge permanente :

Le poids propre du tablier :

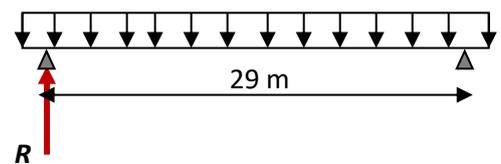
$$G = 664,675t$$

Pour une seule travée chargée :

$$R = G_r / 2 = 332,3375t$$

Pour 02 travées chargées :

$$R_r = 2 \times R = 664,675t$$



12.3.1.2. Surcharges : a. Système A(l) : $A(l)=0,23+36/(12+L)$

	a_1	a_2	$A(L)$ (t/ m ²)	$A(t/ ml)$
1 voie	1,00	1,037	1,1080	3,8778
2 voies	1,00	1,037	1,1080	7,7557
3 voies	0,90	1,037	1,1080	10,4702
4 voies	0,75	1,037	1,1080	11,6335

Charge A (L) par voie (une travée)

❖ Une seule travée chargée :

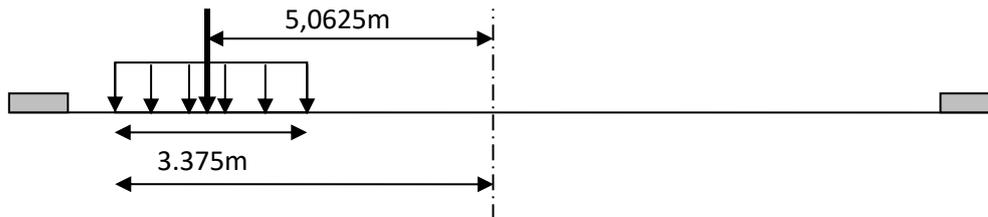
Il existe 4 cas de chargements :

➤ Une seule voie chargée : $L = 29 \text{ m}$

$$R_1 = A(L) \times 29 / 2 = 56,2281t$$

$$M_L = R_1 \times 0,5 = 28,114t.m$$

$$M_T = R_1 \times 5,0625 = 284,654t.m$$

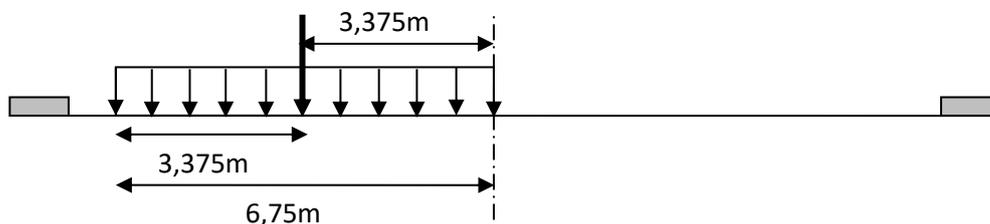


➤ Deux voies chargées : $L = 29 \text{ m}$

$$R_1 = A(L) \times 29 / 2 = 112,457t$$

$$M_L = R_1 \times 0,5 = 56,228t.m$$

$$M_T = R_1 \times 3,375 = 379,542t.m$$

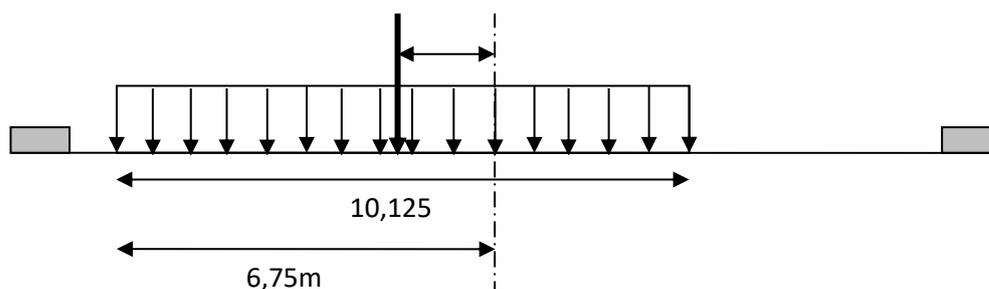


➤ Trois voies chargées :

$$R_1 = A(L) \times 29 / 2 = 151,819t$$

$$M_L = R_1 \times 0,5 = 75,909t.m$$

$$M_T = R_1 \times 1,6875 = 128,0964t.m$$

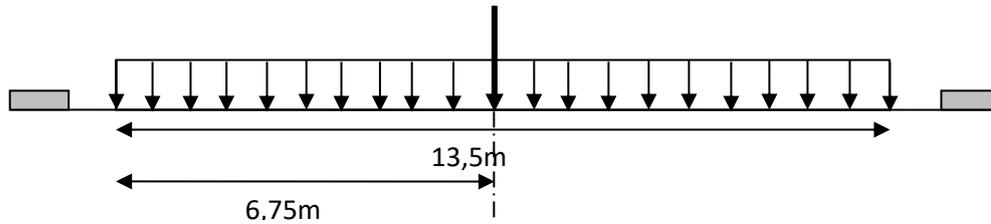


➤ **Quatre voies chargées :**

$$R_1 = A(L) \times 29 / 2 = 168,685t$$

$$M_L = R_1 \times 0,5 = 84,342t.m$$

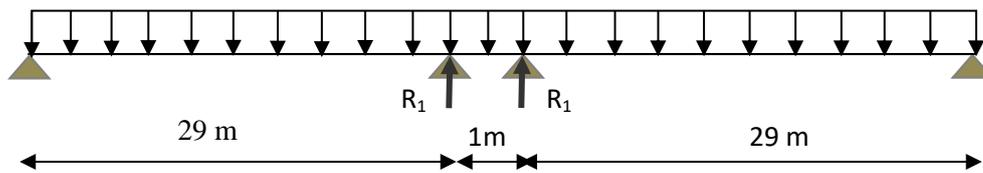
$$M_T = R_1 \times 0 = 0t.m$$



❖ **Deux travées chargées :**

Il existe 4 cas de chargements :

$$A' = 0,23 + \frac{36}{12+l'} \Rightarrow 0,23 + \frac{36}{12+59} = 0,737t / m^2$$



Nbr de voies	a1	a2	A'(l)×a1×a2	Largeur de voie	A(L') en (t/ml)
1	1	1,037	0,764	3,375	2,5785
2	1,00	1,037	0,764	6,75	5,157
3	0,90	1,037	0,687	10,125	6,955
4	0,75	1,037	0,573	13,5	7.7355

Charge A (L) par voie (deux travée)

➤ **Une seule voie chargée :**

$$R_1 = A(l') \times 29 / 2 = 2,5785 \times \frac{29}{2} = 37,38825t$$

$$R_i = 2 \times R_1 = 37,38825 \times 2 = 74,7765t$$

$$\text{Le moment longitudinal : } M_L = R_i \times 0 = 0t.m$$

$$\text{Le moment transversal : } M_T = R_i \times 5,0625 = 378,556t.m$$

➤ **Deux voies chargées :**

$$R_1 = A(l') \times 29 / 2 = 5,157 \times \frac{29}{2} = 74,7765t$$

$$R_i = 2 \times R_1 = 74,7765 \times 2 = 149,553t$$

$$M_L = R_i \times 0 = 0t.m$$

$$M_T = R_i \times 3,375 = 504,741t.m$$

➤ **Trois voies chargées :**

$$R_1 = A(l') \times 29 / 2 = 6,955 \times \frac{29}{2} = 100,8474t$$

$$R_i = 2 \times R_1 = 100,8475 \times 2 = 201,695t$$

$$M_L = R_i \times 0 = 0t.m$$

$$M_T = R_i \times 1,6875 = 340,360t.m$$

➤ **Quatre voies chargées :**

$$R_1 = A(l') \times 29 / 2 = 7,7355 \times \frac{29}{2} = 112,16475t$$

$$R_i = 2 \times R_1 = 112,16475 \times 2 = 224,3295t$$

$$M_L = R_i \times 0 = 0t.m$$

$$M_T = R_i \times 0 = 0t.m$$

b. Système Bc :

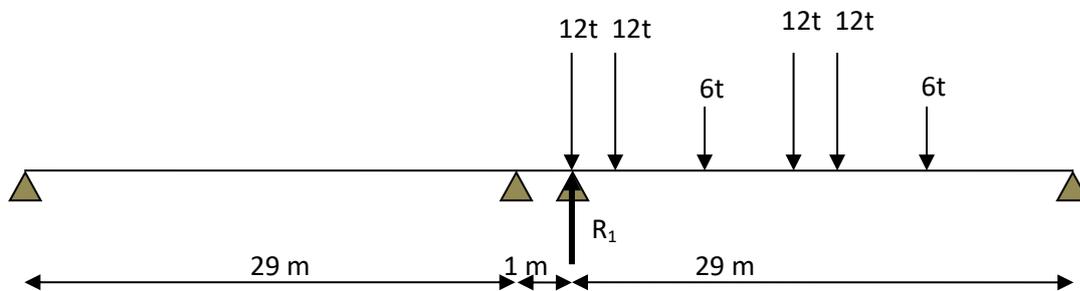
Le coefficient de majoration dynamique : $\delta=1,09$ (calculé précédemment).

Le coefficient b_c dépend du nombre des files de camion :

- Une file de camion : $b_c =1,2$.
- Deux files de camion : $b_c =1,1$.
- Trois files de camion : $b_c =0,95$.
- Quatre files de camion : $b_c =0,80$.

Comme le système A(1), pour le calcul des réactions et des moments on distingue 4 cas de chargement pour une travée chargée et 4 cas pour deux travées chargées :

❖ **Une travée chargée :**



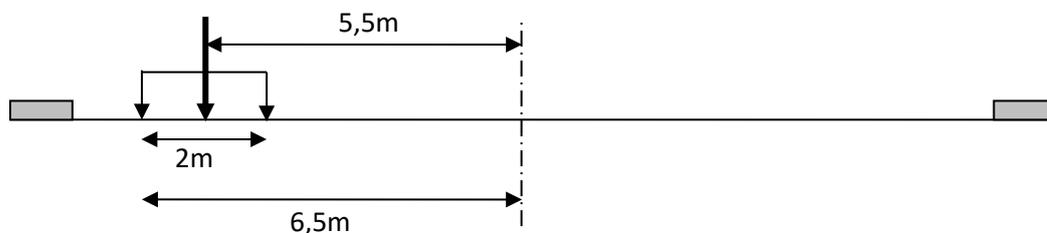
$$R_1 = \frac{12 \times (29 + 27,5 + 18,5 + 17) + 6(23 + 12,5)}{29} \times 1,09 = 49,5t$$

➤ **Une file de camion : $b_c =1,2$:**

$$R_t = 1,2 \times R_1 = 49,5 \times 1,2 = 59,4t$$

$$M_L = R_t \times 0,5 = 29,7t.m$$

$$M_T = R_t \times 5,5 = 326,7t.m$$



➤ **Deux files de camion : $bc = 1,1$:**

$$R_i = 1,1 \times R_1 \times 2 = 49,5 \times 1,1 \times 2 = 108,9t$$

$$M_L = R_i \times 0,5 = 54,45t.m$$

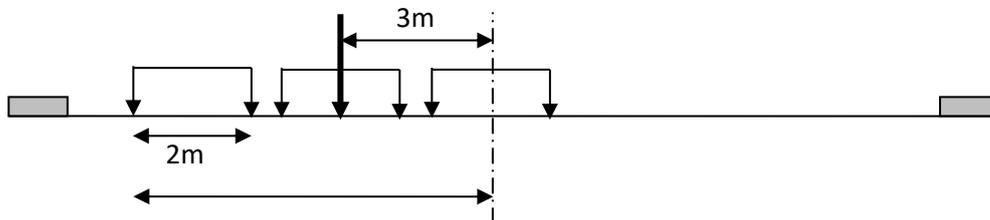
$$M_T = R_i \times 4,25 = 462,825t.m$$

➤ **Trois files de camion : $bc = 0,95$:**

$$R_i = 0,95 \times R_1 \times 3 = 49,5 \times 0,95 \times 3 = 141,075t$$

$$M_L = R_i \times 0,5 = 70,5375t.m$$

$$M_T = R_i \times 3 = 423,225t.m$$

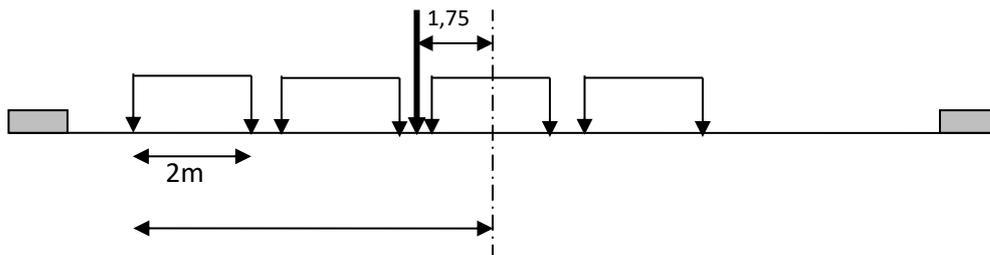


➤ **Quatre files de camion : $bc = 0,8$:**

$$R_i = 0,80 \times R_1 \times 4 = 49,5 \times 0,80 \times 4 = 158,4t$$

$$M_L = R_i \times 0,5 = 79,2t.m$$

$$M_T = R_i \times 1,75 = 277,2t.m$$

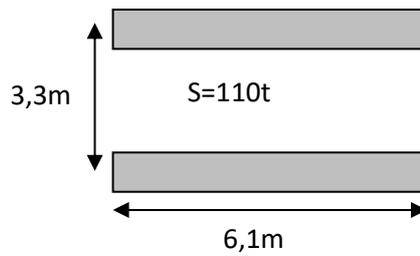


Le moment longitudinal : $M_L = R_2 \times 0,8 \times 0,5 \times 4 = 10,5968t.m$

Le moment transversal : $M_T = R_i \times 1,75 = 306,4152t.m$

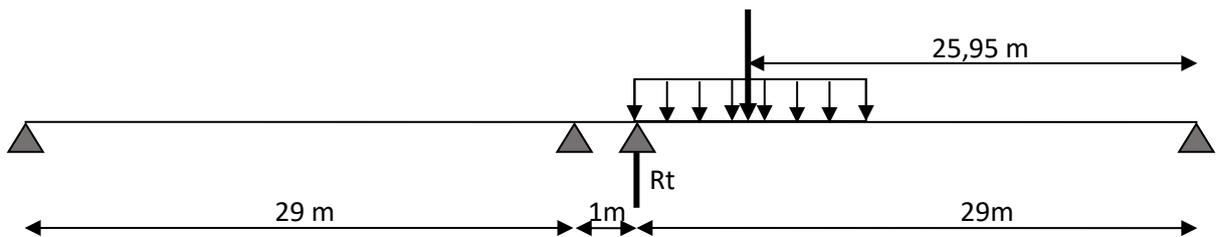
c. Système Mc120 :

Le coefficient de majoration dynamique : $\delta_c = 1,08$ (calculé précédemment).



Pour le calcul des réactions et moments, il existe deux cas de chargement :

❖ **Une travée chargée :**

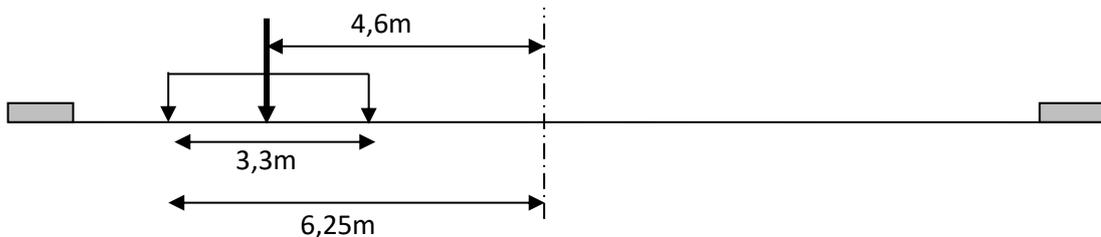


$$R_i = \frac{110 \times 25,95 \times 1,08}{29} = 106,305t$$

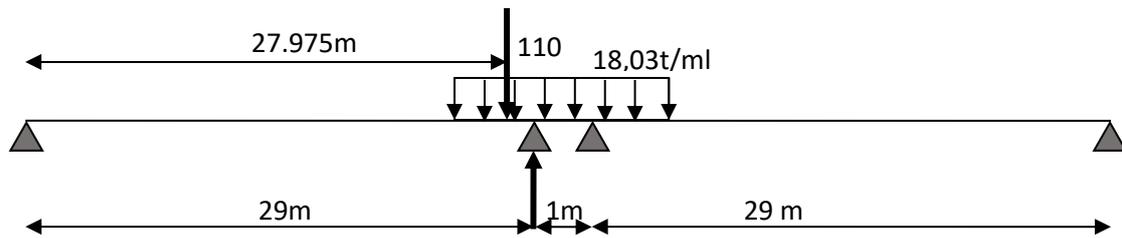
Le moment longitudinal : $M_L = R_i \times 0,5 = 53,1525t.m$

Le moment transversal : le convoi Mc120 doit être excentré le plus possible pour obtenir le moment transversal maximal

$$M_T = R_i \times 4,6 = 489,003t.m$$



❖ deux travées chargées :

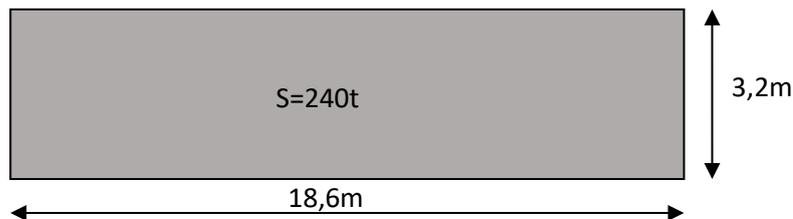


$$R_i = \frac{110 \times 27,975 \times 1,08}{29} = 114,6010t$$

Le moment longitudinal : $M_L = R_2 \times 0 = 0t.m$

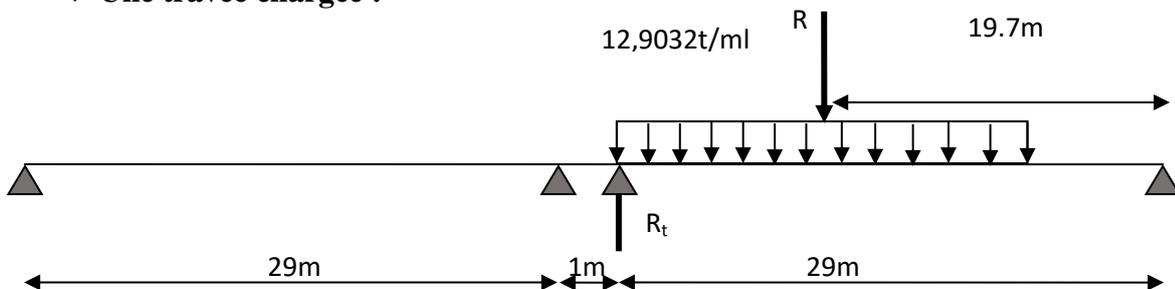
Le moment transversal : $M_T = R_i \times 4,6 = 527,1646t.m$

d. Convoi D240 :



Dans ce convoi aussi existent deux cas de chargement :

❖ Une travée chargée :

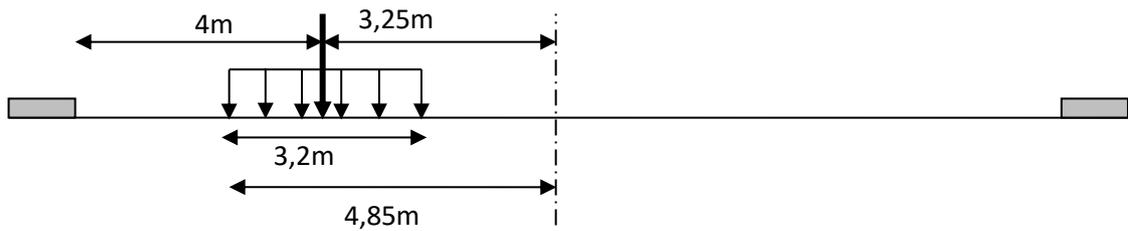


$$R_i = \frac{240 \times 19,7}{29} = 163,0344t$$

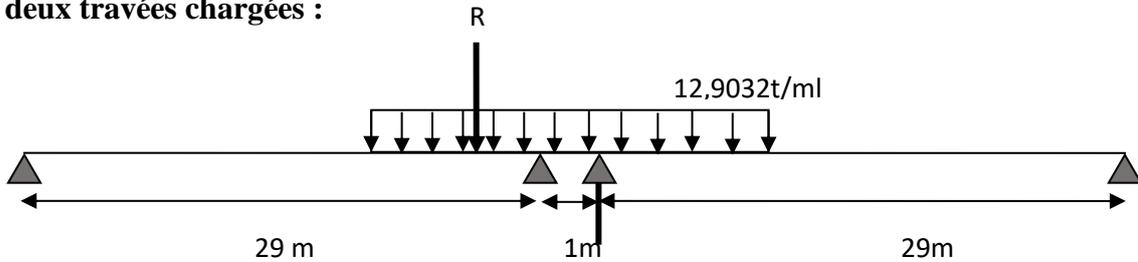
Le moment longitudinal : $M_L = R_i \times 0,5 = 81,5172t.m$

Le moment transversal : le convoi D240 doit être excentré le plus possible pour obtenir le moment transversal maximal.

$$M_T = R_i \times 3,25 = 529,8618t.m$$



❖ deux travées chargées :



$$R_i = \frac{240 \times 24,85}{29} = 205,6551t$$

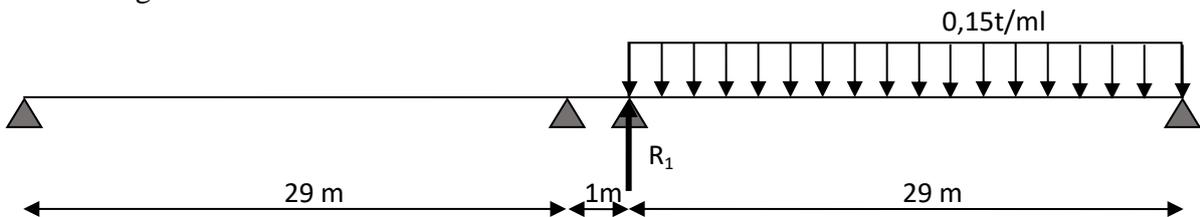
Le moment longitudinal : $M_L = R_i \times 0 = t.m$

Le moment transversal : $M_T = R_i \times 3,25 = 668,379t.m$

e. Surcharge sur trottoir :

❖ Une travée chargée :

La surcharge supportée par un trottoir est de 0,15t/m², la largeur d'un trottoir est de 1m, donc la surcharge sur trottoir est :



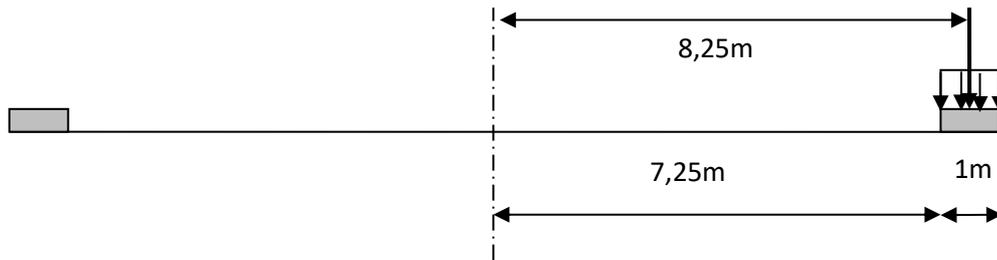
$$R_i = \frac{0,15 \times 29}{2} = 2,175t$$

➤ Un trottoir chargé :

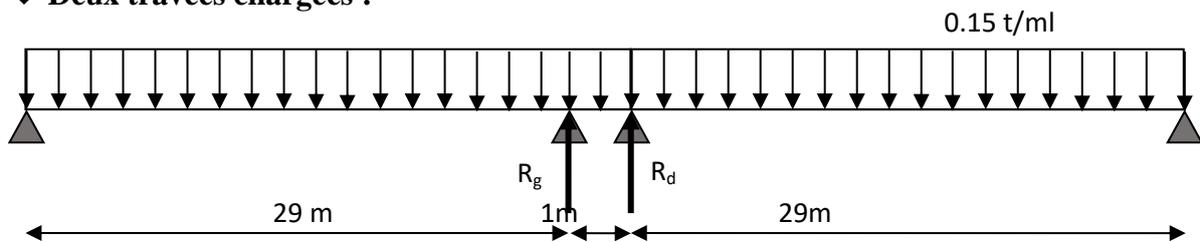
$$R_i = R_1 = 2,175t$$

Le moment longitudinal : $M_L = R_i \times 0,5 = 1,0875t.m$

Le moment transversal : $M_T = R_i \times 8,25 = 17,9443t$



❖ Deux travées chargées :



$$R_d = R_g = \frac{0,15 \times 29}{2} = 2,175t$$

$$R_1 = R_d + R_g = 4,35t$$

➤ Un trottoir chargé :

$$R_i = R_1 = 4,35t$$

Le moment longitudinal : $M_L = R_i \times 0 = 0t.m$

Le moment transversal : $M_T = R_i \times 8,25 = 35,8875t$

f. La réaction minimale sous le système Bc :

Nous avons deux cas : $L = 29\text{ m}$

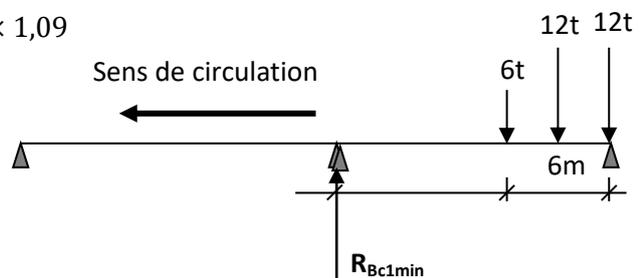
✓ 1^{er} cas

$$29 \times R_{BC1min} = [(12(1,5) + 6(6)) \times 1,2 \times 1,09]$$

$$R_{BC1min} = 2,435\text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BC1min} \times 1/2$$

$$M_{LONG} = 1,2175\text{ t.m}$$



✓ 2^{ème} cas

$$29 \times R_{BC1min} = [(12(4,5+6))] \times 1,2 \times 1,09$$

$$R_{BC1min} = 5,683\text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BC1min} \times 0,5$$

$$M_{LONG} = 2.84\text{ t.m}$$

• Tableaux récapitulatifs :

➤ Une travée chargée :

		$R_{t \max}$ (t)	M_L (t.m)	M_{tra} (t.m)
A(L)	1vc	56,228	28,114	284,654
	2vc	112,457	56,228	379,542
	3vc	151,819	75,909	128,0964
	4vc	168,685	84,342	0
Bc	1file	59,4	29,7	326,7
	2file	108,9	54,45	462,825
	3file	141,075	70,5375	423,225
	4file	158,4	79,2	277,2
trottoir		2,175	1,0875	17,944
Mc120		106,305	53,1525	489,003
D240		163,0344	81,5172	529,8618

Tableau.12.1. Répartition des surcharges (une seule travée chargée).

❖ Deux travées chargées :

		$R_{t \max}$ (t)	M_L (t.m)	M_{tra} (t.m)
A(L)	1vc	74,776	0	378,556
	2vc	149,553	0	504,741
	3vc	201,695	0	340,360
	4vc	224,3295	0	0
Bc	1file	77,6604	3,9738	427,1233
	2file	120,3774	7,2853	511,6039
	3file	155,9434	9,4377	467,8302
	4file	175,0944	10,5968	306,4152
trottoir		4,35	0	35,887
Mc120		114,6010	0	527,1646
D240		205,6551	0	668,379

Tableau.12.2. Répartition des surcharges (deux travées 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 quatre voies chargées.

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

$$L = 29 + 1 + 29 = 59m$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{59 + 12} = 0,737t / m^2$$

$$S : \text{Surface chargée, soit : } S = (29 + 1 + 29) \times 13,5 = 796,5m^2$$

$$A = 0,737 \times 0,75 \times 1,037 \times 796,5 = 456,555t$$

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 796,5} \times 456,555 = 20,035t \Rightarrow H_{A(L)BA} = 20,035t$$

➤ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_b=30$ t, chaque appui supporte une force de freinage égale = $30/2=15t$

Le moment crée par l'effort de freinage.

On prend le cas le plus défavorable donc :

$$M_{BC} = 15 \times (0,15 + 2,35 + 9,6 + 1,5) = 204t \cdot m$$

b. Séisme :

➤ Le poids total de la superstructure :

$$G_{SUP} = \mathbf{664,6750 t} \text{ Travée a poutres en BP}$$

✓ **Le poids du chevêtre :**

Le poids du chevêtre :

$$P_{CH} = 2,5 \times 2,4 \times [(1 \times 15,6) + 2 \times \left(\frac{2,8 \times 1}{2}\right) + (10 \times 1) + (2,2 \times 0,35) + 2,8 \times (0,28 + 0,21 + 0,14 + 0,07)]$$

$$P_{CH} = \mathbf{186,78t}$$

✓ **Le poids du des d`appuis :**

$$P_d = 0,56 \times 0,41 \times 0,15 \times 2,5 \times 12 = 1,0332 \text{ t}$$

$$P_{CH} + P_d = 187,8132 \text{ t}$$

✓ **Le poids des fûts:**

$$P_{fu} = \pi \times r^2 \times 9,6 \times 2,5 = 61,0416 \text{ t}$$

Pour les 02 futs :

$$P_{fu} = 61,0416 \times 2 = 122,0832 \text{ t}$$

✓ **Le poids de remblai sur la semelle :**

$$P_t = 1,5 \times [12,60 \times 5,4 - 2 \times \pi \times (0,9)^2] \times 2 = 188,85 \text{ t}$$

✓ **Le poids de la semelle :**

$$P_s = 12,6 \times 5,4 \times 1,5 \times 2,5 = 255,15 \text{ t}$$

➤ Le poids total de la pile :

$$P_T = P_{CH} + 2 \times P_f + P_t + P_s$$

$$P_T = 187,8132 + 122,0832 + 188,85 + 255,15 = \mathbf{753,8964 \text{ t}}$$

$$P_T = 664,675 + 753,8964 = 1418,5714 \text{ t}$$

L`effort sismique horizontal :

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,20 \times 1418,571 = 283,714 \text{ t}$$

➤ **L`effort sismique vertical :**

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 1418,571 = 1333,456 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 1418,571 = 1503,685 \text{ t}$$

▪ Le moment dû à l`effort sismique :

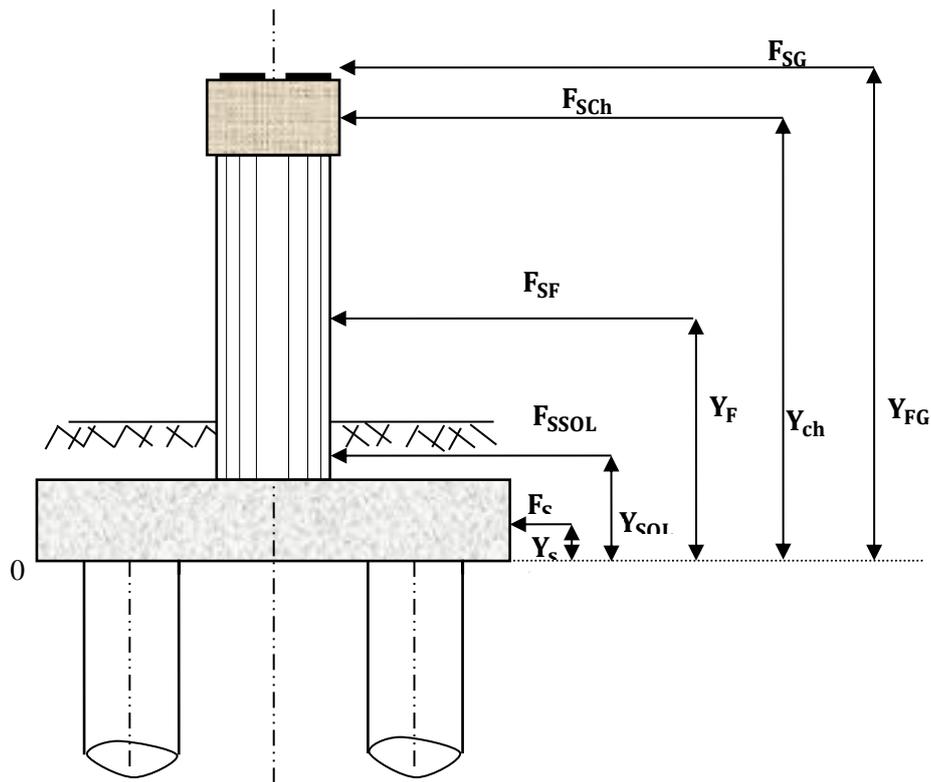


Figure.12.3. La force sismique sur chaque

$$M_{FS}/0 = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{SF} \times Y_F + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{SS} \times Y_S)$$

$$M_{FS}/0 = 0,20 \times (664,675 \times 13,25 + 187,813 \times 12,1 + 122,083 \times 6,3 + 188,85 \times 2,25 + 255,15 \times 0,75)$$

$$M_{FS}/0 = 0,20 \times (12464,878) = 2492,975 \text{ t.m}$$

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 simplement appuyée sur les deux fûts.

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	$1,35G + 1,35Max[M_{c120}, D_{240}]$	$G + Max[M_{c120}, D_{240}]$

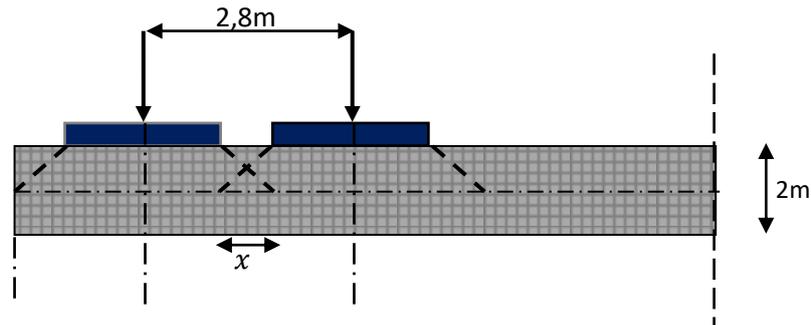


Figure.12.4 : Phénomène d'interférence.

Suivant le phénomène d'interférence:

$$x = 2 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right) - 2,8 = 0,2\text{m}$$

Il y a une interférence de **20cm**.

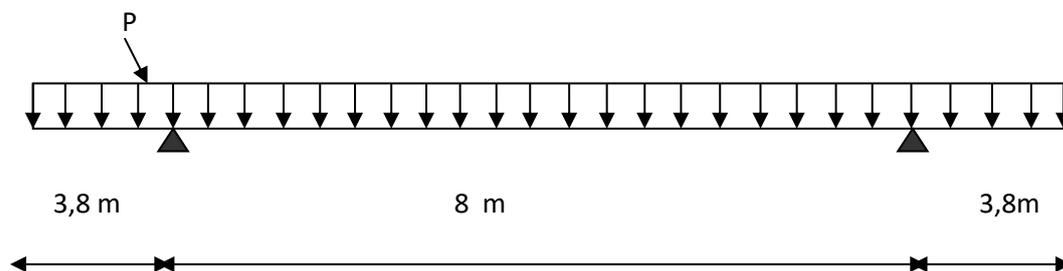
$$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{chevêtre}}$$

$$G = 664,675 + 186,78 = 851,455 \text{ t}$$

Les combinaisons des charges sont :

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35(851,455) + 1,6(224,32 + 4,35)$ $= 1515,3379\text{t}$	$851,455 + 1,2(165,94 + 4,35)$ $= 1055,803\text{t}$
II	$1,35(851,455) + 1,35(205,6551)$ $= 1427,098\text{t}$	$851,455 + 205,6551$ $= 1057,1101\text{t}$

12.3.2.1. Calcul des sollicitations :



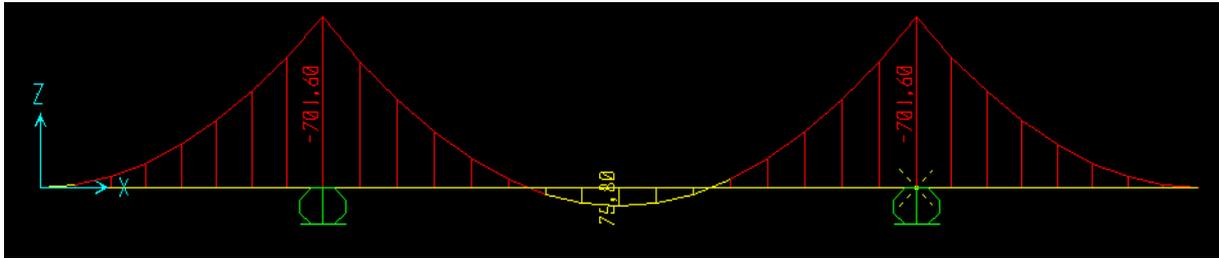
✓ ELU : $q_u = \frac{1515,33}{15,60} = 97,136 \text{ t/ml.}$

✓ ELS : $q_s = \frac{1055,803}{15,60} = 67,679 \text{ t/ml.}$

❖ ELU :

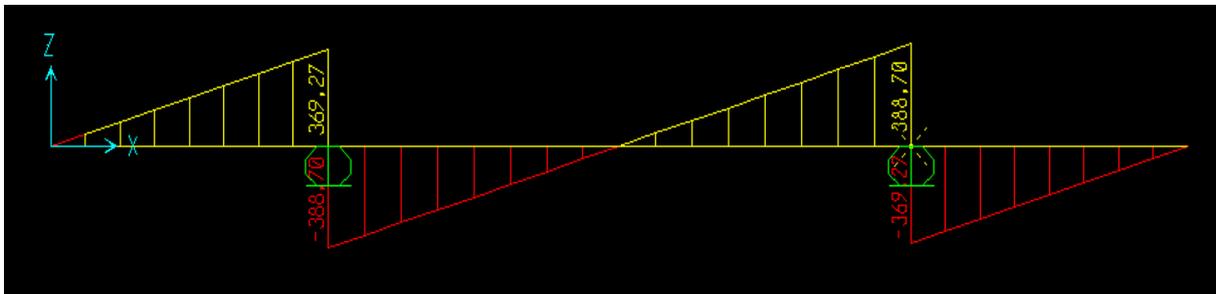
$$q_u = 97,136 \text{ t/ml.}$$

❖ Diagramme des moments fléchissant :



- Le moment sur appui : $M_a = -701,60 \text{ t.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 75,80 \text{ t.m}$

❖ Diagramme des efforts tranchants :



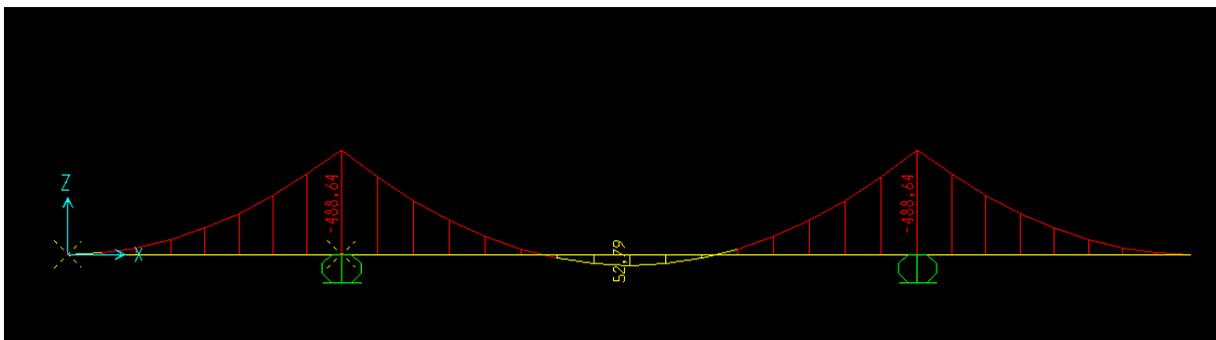
$$T_{0G} = 369,27 \text{ t}$$

$$T_{0D} = 388,70 \text{ t}$$

✓ ELS :

$$q_s = 67,679 \text{ t/ml.}$$

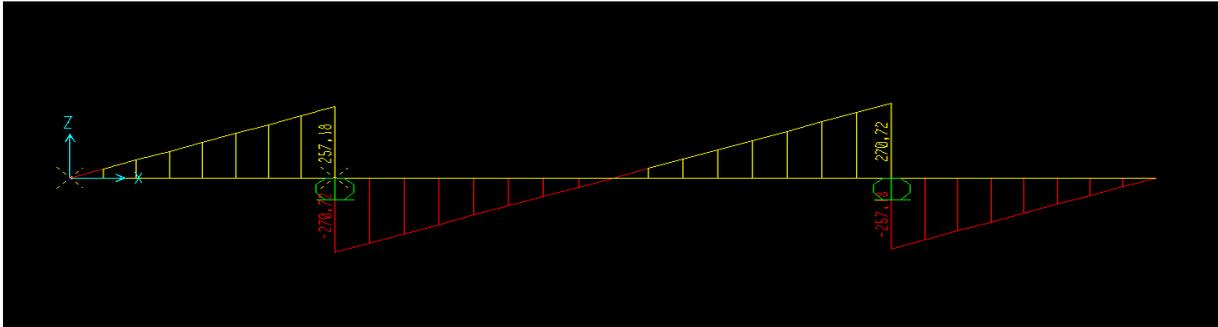
❖ Diagramme des moments fléchissant :



Le moment sur appui : $M_a = -488,64 \text{ t.m}$

Le moment en travée : $M_t = 52,79 \text{ t.m}$

❖ Diagramme des efforts tranchants :



$$T_{0G} = 257,18t$$

$$T_{0D} = 270,72t$$

➤ Résultats :

	E.L.U		E.L.S	
	Sur appui	A mi travée	Sur appui	A mi travée
M(t .m)	-701,60	75,80	-488,64	52,79
T(t)	388,70	/	270,72	/

12.3.2.2. Ferrailage du chevêtre :

$$L = 15,6 \text{ m}$$

$$b = 2,4 \text{ m}$$

$$d = 1,95 \text{ m}$$

a. Les armatures longitudinales :

➤ Sur appui :

•à L'ELU :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ MPA}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$M_U = 701,60 \text{ t.m}$$

$$M_S = 488,64 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{701,60}{488,64} = 1,43$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{701,60 \times 10^{-2}}{2,4 \times 1,95^2 \times 15,3} = 0,05$$

$$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow Asc = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{701,60 \times 10^{-2}}{0,974 \times 1,95 \times 348}$$

$$A_{su} = 106,14 \text{ cm}^2$$

• à L'ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 16,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{bs} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \Rightarrow \text{avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{bs} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,22}\right) = 207,314 \text{ MPA}$$

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,4 \times 1,95^2 \times 15,3 = 54,73 \text{ MN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_s} = \frac{701,60}{488,64} = 1,43$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{54,73}{1,43} = 38,27 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 4,8864 \text{ MN.m} \leq M_{IS} = 38,27 \text{ MN.m} \Rightarrow Asc = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{488,64 \times 10^{-2}}{2,4 \times 1,95^2 \times 16,2} = 0,033$$

$$\alpha = 1,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \times \mu_{ser}}\right) = 0,067$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9732$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0,067 \times 2,4 \times 1,95 \times 16,2}{2 \times 207,314}$$

$$A_{ser} = 122,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{ser} > A_{su} \Rightarrow A_s = 122,51 \text{ cm}^2$$

❖ En travée :

• à L'ELU :

$$M_U = 75,80 \text{ t.m}$$

$$M_{Ser} = 52,79 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{75,80 \times 10^{-2}}{2,4 \times 1,95^2 \times 16,3} = 0,005$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_s} = \frac{75,80}{52,79} = 1,43$$

$$\mu_{bu} = 0,005 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{Sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

$$A_{Su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{Su}} = \frac{75,80 \times 10^{-2}}{0,997 \times 1,95 \times 348} = 11,20 \text{ cm}^2$$

• **à L'ELS :**

$$M_{Ser} = 52,79 \text{ t.m}$$

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,4 \times 1,95^2 \times 15,3 = 54,73 \text{ MN.m}$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{54,73}{1,43} = 38,27 \text{ MN.m}$$

$$M_{Ser} = 0,5279 \text{ MN.m} < M_{IS} = 38,27 \text{ MN.m} \quad A_{Sc} = 0.$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{52,79 \times 10^{-2}}{2,4 \times 1,95^2 \times 16,2} = 0,003$$

$$\alpha = 1,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \times \mu_{ser}} \right) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \overline{\sigma_b}}{2 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{0,006 \times 2,4 \times 1,95 \times 16,2}{2 \times 207,314} = 10,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{Ser} < A_{Su} \Rightarrow A_S = A_{Su} = 11,20 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA} \quad A_{Smin} > \frac{0,23 \times 2,4 \times 1,95 \times 2,22}{400} = 59,74 \text{ cm}^2$$

Finalement on adopte :

• **Sur appui :** $A_s = 122,51 \text{ cm}^2$ Soit **10 HA 40** ($125,69 \text{ cm}^2$)

• **En travée :** $A_s = 59,74 \text{ cm}^2$ Soit **13HA25** ($63,34 \text{ cm}^2$)

b. Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{388,70 \times 10^{-2}}{2,4 \times 1,95} = 0,830 \text{ MPA} \quad \text{avec } T = 388,70 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,830 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à 90°

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{t28}}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2,22 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,830 - 0,3 \times 2,22) \times 2,4}{0,8 \times 400} = 0,001 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

❖ Le pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times f_e > \text{MAX} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA} \right\} = 0,415 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,415 \times 2,4}{400} = 0,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$0,24 > 0,001 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

On prend un espacement de 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,24 \quad A_t = 0,24 \times 15 = 3,6 \text{ cm}^2$$

12.3.2.3. Ferrailage du chevêtre à la torsion :

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 A(1)).

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

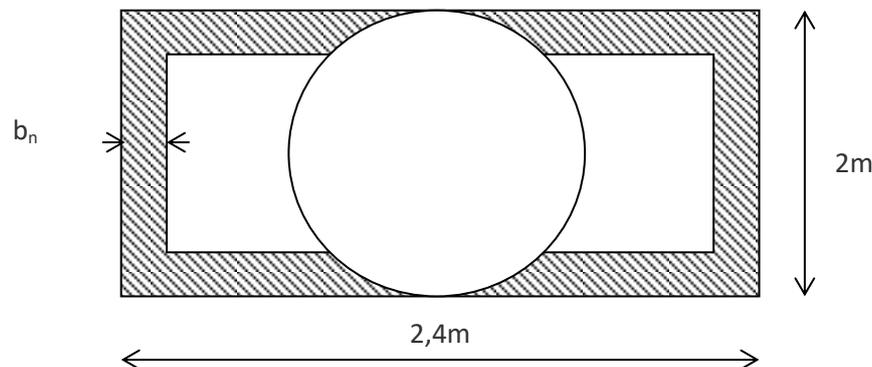


Figure.12.5. Partie qui travaille à la torsion.

$$b_n = \frac{h}{6} = \frac{2}{6} = 0,33m$$

Le moment de torsion M_t est donné par la relation suivante :

$$M_t = R \cdot e$$

Donc le moment est due à :

La réaction des surcharges $R_{max} = R(A(L)) = 168,685t$

(une travée chargée : $L = 29 m$) Plus la réaction du poids propre ($R_{BP} - R_{BA}$)

avec : $R_{BA} = 332,337 t$

$$M_t = 0,5 \times \left(\frac{168,685}{0,6} \right) = 14,05 t \cdot m$$

On considère le chevêtre comme une console

$$M_u = 1,6 \cdot M_t = 1,6 \times 14,05 = 22,48 t \cdot m$$

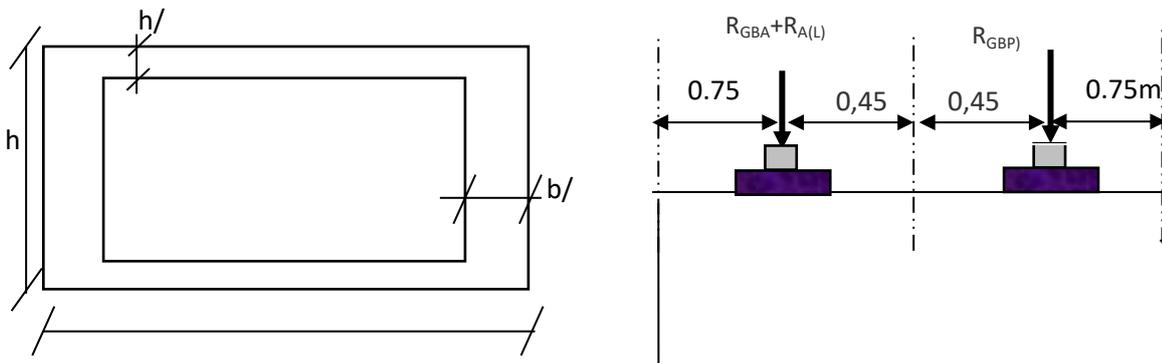


Figure.12.6. Coupe transversale du chevêtre.

▪ **Justification du béton :**

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) \leq \bar{\tau}_u = 2,7 MPA$$

$$\tau_u(T_u) = 0,830 MPA$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{M_{TOR}}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Ω : aire du contour à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (2 - 0,33) \times (2,4 - 0,33) = 3,4569 m^2$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{22,48}{2 \times 3,4569 \times 0,33} = 0,098$$

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) = 0,098 + 0,830 = 0,928 \leq 2,7 MPA \Rightarrow C.V$$

a. Les armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{v \times M_u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

v : Périmètre du contour

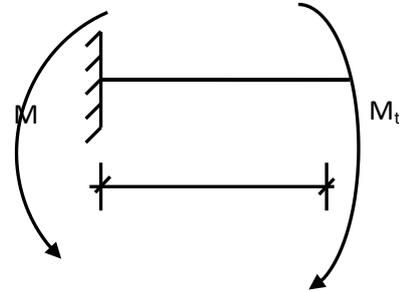
$$v = 2 \times \left[\left(2 - \frac{h}{6} \right) + \left(2,4 - \frac{h}{6} \right) \right]$$

$$v = 7,48m$$

$$h = 2m$$

$$\Omega = 3,4569$$

$$M_u = 22,48t.m$$



$$A_L = \frac{7,48 \times 22,48 \times 10^{-2}}{2 \times 3,4569 \times \frac{400}{1,15}} = 6,99 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 6,99 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \times \Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{23,66 \times 10^{-2}}{2 \times 3,4569 \times \frac{400}{1,15}} = 9,34 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,00934 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq 15 \times 0,00934 = 0,140 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures du chevêtre :

$A_{\text{sappui}} = 122,51 \text{ cm}^2$ soit : **10HA40** (125,69 cm²)

$A_{\text{s travée}} = 59,74 \text{ cm}^2$ soit : **13HA25** (63,81 cm²)

$A_{\text{tran}} = 0,140 + 3,6 = 3,74 \text{ cm}^2$ soit : **4HA12 , St 15** (4,52 cm²)

$A_{\text{s torion}} = 6,99 \text{ cm}^2$ soit : **4HA16** (8,04 cm²)

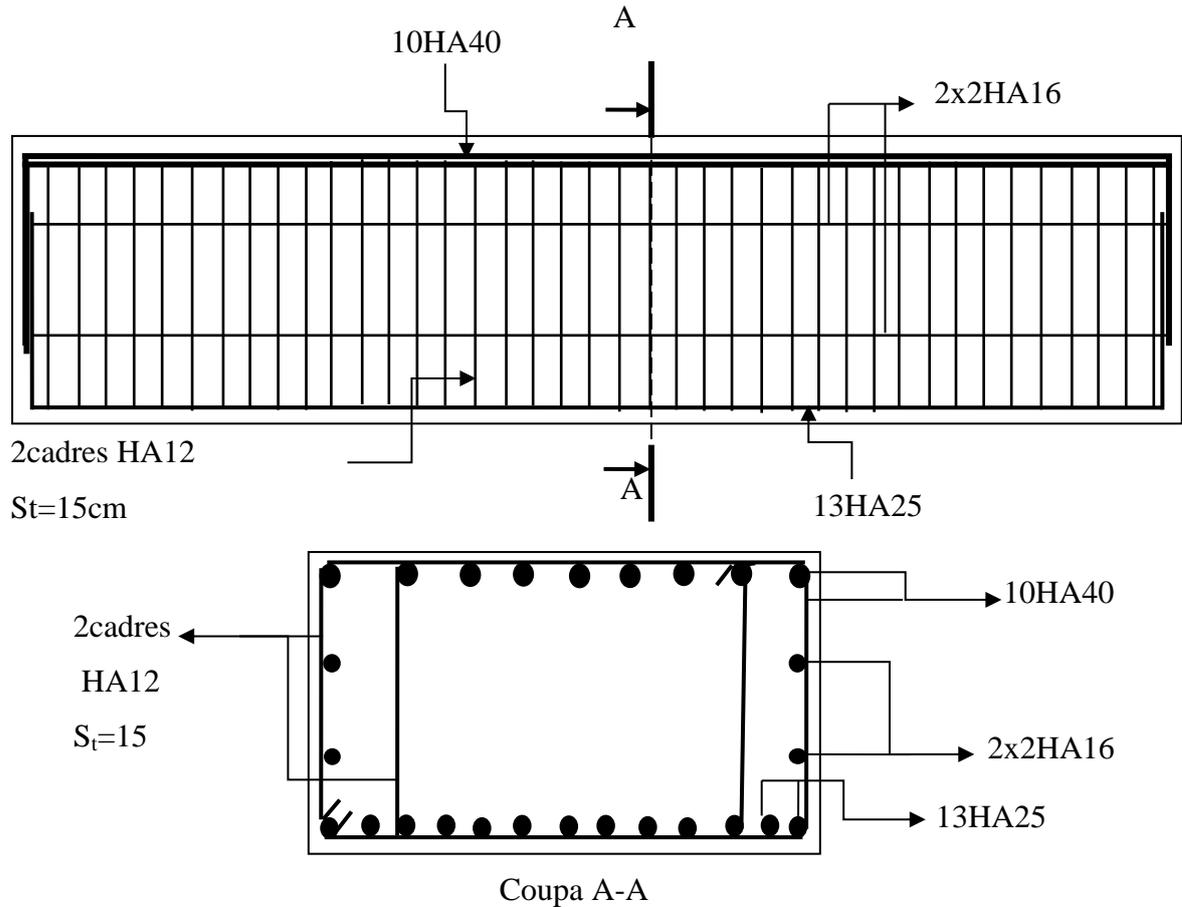


Figure.12.7. Schéma de ferrailage du chevêtre

12.3.3. Etude du fût :

Le fût est considéré comme encastré dans la semelle, les sollicitations agissant au fût sont les efforts horizontaux (Séisme, Courant d'eau et force de freinage) et efforts verticaux (Poids propre, Surcharges)

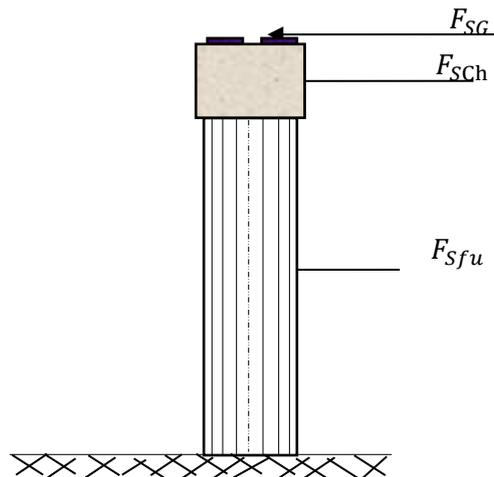


Figure12.8. charges sismique appliquées au fût

12.3.3.1 Calcul des sollicitations :

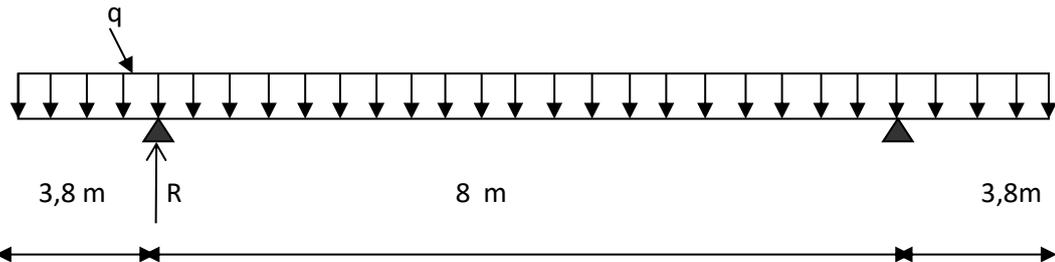
Le fût est soumis aux efforts suivants:

- Son poids propre.

- La réaction due au poids du tablier et du chevêtre.
- La réaction due aux surcharges.
- Freinage des surcharges.
- L'effort due au séisme

a. Le poids du fût :

$$G_f = \pi \times r^2 \times 9,6 \times 2,5 = 61,04 \text{ t.}$$



✓ Pour le tablier :

$$q = \frac{G_{\text{tab}}}{15,60} = \frac{664,675}{15,60} = 42,607 \text{ t/ml}$$

✓ Pour le chevêtre :

$$q = \frac{G_{\text{ch}}}{15,60} = \frac{186,78}{15,60} = 11,973 \text{ t/ml}$$

✓ Pour les surcharges :

$$q = \frac{G_{\text{CH}}}{15,60} \quad \text{les valeurs de } R_i: \text{ voir tab1 et tab2}$$

b. Réaction due au poids du tablier :

$$R_{\text{tab}} = 42,607 \times 7,8 = 332,334 \text{ t.}$$

c. Réaction due au poids du chevêtre :

$$R_{\text{che}} = 11,973 \times 7,8 = 93,389 \text{ t.}$$

le poids total appliqué au fût :

$$G = G_f + R_{\text{tab}} + R_{\text{che}} = 61,04 + 332,334 + 93,389 = 486,763 \text{ t}$$

$$G = 486,763 \text{ t.}$$

d. Réaction dues aux surcharges :

sont indiquées au tableau Elles qui suit :

		1 travée chargée	2 travées chargées
A(L) +trot	1vc	29,2015	39,563
	2vc	57,3155	76,9515
	3vc	76,9965	103,0125
	4vc	85,4295	114,3397
Bc+trot	1fil	30,7875	41,0052
	2fil	55,5375	62,3637
	3fil	71,625	80,1467
	4fil	80,2875	89,7222
	Bcmin	3,929	/
Mc120		53,1525	57,3005
D240		81,5172	102,827

Tableau.12.3. Réaction dues aux surcharges.

e. Le freinage :

❖ **Système A(L) :**

$$H_{A(l)} = \frac{A/2}{20 + 0.0035S} \quad \text{Avec S: est la surface surchargée.}$$

$$A = A(l) \times S.$$

$$H_{A(l)BA} = 20.035t$$

Soit : $H_{A(l)BA} = 10,0175t$ par appuis (Calculé précédemment).

✓ **Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l) :**

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,15 + 2,35 + 9,6) = HA(L) \times 12,1 \text{ m.}$$

❖ Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 29 m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1vc	3,375	97,875	1,149	2,76
2vc	6,75	195,75	1,149	5,44
3vc	10,125	293,625	1,034	7,21
4vc	13,5	391,5	0,861	7,87

❖ Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 59 m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1vc	3,375	199,125	0,764	3,67
2vc	6,75	398,25	0,764	7,11
3vc	10,125	597,375	0,687	9,28
4vc	13,5	796,5	0,573	10,01

❖ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec H_B = 30 t , chaque appui supporte une force de freinage égal 30/2 = 15t .

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,15 + 2,35 + 9,6) = 181,5t . m$$

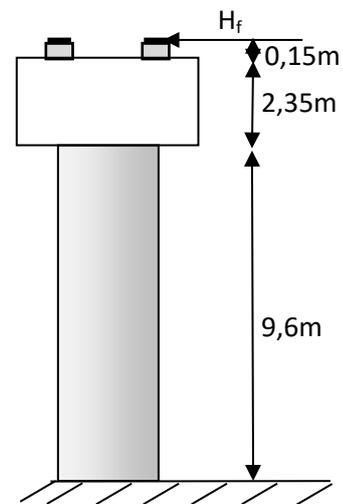
Pour chaque fut = $M_{BC} = \frac{181,5}{2} = 90,75 t . m$

❖ **Système A(L) :**

La force de freinage appliquée à chaque fût est :

$$H_{f/Fut} = \frac{H_f}{2}$$

$$M_f = H_{f/Fut} \times (0,15 \times 2,35 \times 9,6) = H_{f/Fut} \times 12,1$$



			H _{frein}	1/2 (H _{frein})	M _{frein}
A(L)	1 travée	1vc	2,76	1,38	16,698
		2vc	5,44	2,72	32,912
		3vc	7,21	3,605	43,6205
		4vc	7,87	3,935	47,6135
	2travée	1vc	3,67	1,835	22,2035
		2vc	7,11	3,555	43,0155
		3vc	9,28	4,64	56,144
		4vc	10,01	5,005	60,5605
Bc			15	7,5	90,75

f. Le séisme :❖ **L'effort sismique horizontal pour chaque fût :**

$$\text{Tablier : } F_{\text{TAB}} = \varepsilon_h \times R_t = 0,20 \times 332,3375 = 66,467 \text{ t.}$$

$$\text{Chevêtre: } F_{\text{ch}} = \varepsilon_h \times R_{\text{ch}} = 0,20 \times 93,389 = 18,677 \text{ t.}$$

$$\text{Fût : } F_{\text{fuh}} = \varepsilon_h \times G_{\text{fut}} = 0,20 \times 61,0416 = 12,208 \text{ t.}$$

$$\text{sol : } F_{\text{solh}} = \varepsilon_h \times G_{\text{sol}} = 0,20 \times (0,5 \times 0,271 \times 2 \times 1,5^2) = 0,12 \text{ t (charge triangulaire).}$$

❖ **L'effort sismique vertical :**

$$G = G_f + R_{\text{tab}} + R_{\text{che}} = 61,0416 + 332,3375 + 93,389 = 486,7681 \text{ t.}$$

$$\text{➤ Minimal : } F_{\text{VMIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 486,7681 = 457,562 \text{ t}$$

$$\text{➤ Maximal : } F_{\text{VMAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 486,7681 = 515,974 \text{ t}$$

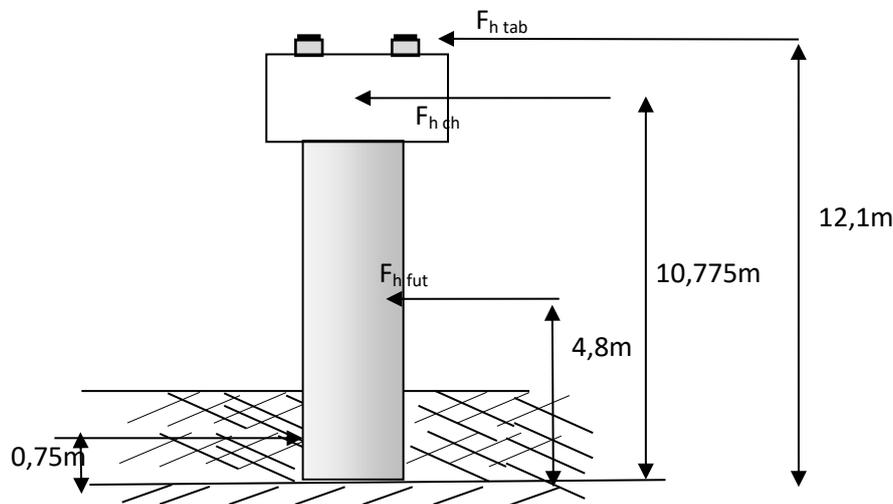
❖ **Le moment dû à l'effort sismique horizontal :**

Figure.12.9. L'effort sismique appliqué sur la pile.

❖ **Le moment dû à l'effort sismique horizontal :**

$$M_{\text{FS}/0} = (F_{\text{h th}} \times Y_t + F_{\text{h ch}} \times Y_{\text{ch}} + F_{\text{h fut}} \times Y_{\text{fut}} + F_{\text{h SOL}} \times Y_{\text{SOL}})$$

$$M_{\text{FS}/0} = (66,467 \times 12,1) + (18,677 \times 10,775) + (12,208 \times 4,8) + (0,12 \times 0,75)$$

$$M/0 = 1064,183 \text{ t.m.}$$

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 fût 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)] + trottoir (1tro chargé)

$$M_{long} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou\ Bc)]+M_{trot})/2 + M_{frein}[A(L)(ou\ Bc)]$$

$$M_{TRAN} = 1,6(M_{TRAN}[A(L)(ou\ Bc)]+M_{trot})/2$$

$$N=G+R[A(L)(ou\ Bc)+tro]$$

✓ **Combinaison 02** : $G+D240$ ou $Mc120$

$$N = G + R(D_{240}\ ou\ M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35\ M_{long}(D_{240}\ ou\ M_{C120})/2$$

$$M_{TRAN} = 1,35\ M_{TRAN}(D_{240}\ ou\ M_{C120})/2$$

			N	M _{lon}	M _{tran}	M _{total}	E(m)	A (cm ²)
1 travée	A(L)	1vc	515,964	40,059	242,078	245,37	0,47	0
		2vc	544,078	78,764	317,988	327,59	0,60	0
		3vc	563,759	105,217	116,832	157,22	0,27	0
		4vc	572,19	115,957	14,355	116,84	0,20	0
	Bc	1file	517,55	115,38	275,715	298,88	0,57	0
		2file	542,30	135,18	384,615	407,67	0,75	0
		3file	558,38	148,05	352,935	382,72	0,68	0
		4file	567,050	154,98	236,115	282,43	0,49	0
2 travées	A(L)	1vc	526,32	22,203	331,554	332,29	0,63	0
		2vc	563,714	43,015	432,502	434,63	0,77	0
		3vc	589,775	56,144	300,997	306,18	0,51	0
		4vc	601,102	60,560	28,709	67,02	0,11	0
	Bc	1file	527,768	93,929	370,408	382,13	0,72	0
		2file	549,126	96,578	437,992	448,51	0,81	0
		3file	566,909	98,30	402,973	414,79	0,73	0
		4file	576,485	99,227	273,841	291,26	0,50	0
1 travée	Mc120	539,915	35,877	330,077	332,02	0,61	0	
	D240	568,280	55,0241	357,656	361,86	0,63	0	
2travée	Mc120	544,0635	0	355,836	355,83	0,65	0	
	D240	589,59	0	451,155	451,15	0,76	0	

Tableau.12.4. Combinaison 01 et 02.

b. Conditions sismique :

❖ **Séisme longitudinal :**

✓ **Combinaison 03** : $G+E$.

$$N = F_{Vmin} = 457,562\ t. \quad \text{Par SECOTEC : } \begin{matrix} A_{sc} = 0 \\ A_{st} = 345,11\ cm^2 \end{matrix}$$

$$M_{long} = 1064,183\ t.m.$$

$$M_{\text{TRAN}} = 0 \text{ t. m.}$$

Combinaison 04 : G+E+0,6(A(L) (ou Bc) +tro)

$$N = F_{V\text{min}} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc}) + \text{tro}]$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} + 0,6[(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc}) + \text{tro}]/2) + M_{\text{frein}}[A(L)(\text{ou Bc})]]$$

$$M_{\text{TRAN}} = 0,6[(M_{\text{TRAN}}[A(L)(\text{ou Bc}) + \text{tro}]/2)$$

			N	M _{lon}	M _{tran}	M _{total}	E(cm)	A (cm ²)
1 travée	A(L)	1vc	475,08	1082,96	90,779	1086,76	2,28	352,94
		2vc	491,95	1101,124	119,24	1107,562	2,25	360,08
		3vc	503,75	1113,454	43,812	1114,315	2,21	361,2
		4vc	508,81	1118,38	5,383	1118,392	2,19	362,32
	Bc	1file	459,4	1127,86	103,39	1132,598	2,46	378,54
		2file	490,88	1135,294	144,23	1144,41	2,33	378,54
		3file	500,53	1140,12	132,35	1147,776	2,29	378,41
		4file	505,73	1142,719	88,543	1146,144	2,26	376,67
2 travées	A(L)	1vc	481,29	1078,157	124,33	1085,302	2,25	351,08
		2vc	503,73	1090,644	162,188	1102,638	2,18	355,49
		3vc	519,36	1098,521	112,874	1104,305	2,12	353,37
		4vc	526,16	1101,171	10,766	1101,224	2,09	350,64
	Bc	1file	482,16	1120,47	138,903	1129,05	2,34	372,51
		2file	494,98	1121,47	164,247	1133,434	2,28	372,32
		3file	505,65	1122,11	151,115	1132,246	2,23	369,78
		4file	511,39	1122,46	102,69	1127,152	2,2	366,17

Tableau.12.5. Combinaison 03 et 04.

❖ Exemple de calcul :

Pour la Combinaison 04 (cas de Bc 2fils ; 1 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir

$$N = F_{V\text{min}} + 0,6[(\text{Bc}) + \text{tro}](1\text{travée}, 2\text{voies})$$

$$N = 457,562 + 0,6 \times 55,5375 = 490,787 \text{ t}$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} + 0,6 (M_{\text{long}}[\text{Bc}(1\text{travée}, 2\text{voies}) + \text{tro}]/2 + M_{\text{frei}}(\text{Bc}))$$

$$M_{\text{long}} = 1064,183 + 0,6 \left(\frac{[54,45 + 1,0875]}{2} + 90,75 \right) = 1135,294 \text{ t. m}$$

❖ **Séisme transversal :**

– **Combinaison 05 :** G + E.

$$N = F_{Vmin} = 457,562 \text{ t.}$$

$$M_{LONG} = 0.$$

$$M_{TRAN} = M_{siesme} = 1064,183 \text{ t.m.}$$

$$A_S = 345,11 \text{ cm}^2$$

– **Combinaison 06 :** G + E + (A(L) (ou Bc) + tro)

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc) + tro]$$

$$M_{LONG} = 0,6[(M_{LONG}[A(L)(ou Bc) + tro]/2) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]]$$

$$M_{TRAN} = M_{siesme} + 0,6[(M_{TRAN}[A(L)(ou Bc) + tro]/2)]$$

			N	M _{Jon}	M _{tran}	M _{total}	E(cm)	A (cm ²)
1 travée	A(L)	1vc	475,08	18,77925	1154,96	1155,11	2,43	386,74
		2vc	491,95	36,94185	1183,42	1184,005	2,4	397,98
		3vc	503,75	49,27125	1107,99	1109,09	2,2	358,65
		4vc	508,81	54,19695	1069,56	1070,938	2,1	338,84
	Bc	1file	459,4	63,68625	1167,57	1169,311	2,54	396,68
		2file	490,88	71,11125	1208,41	1210,504	2,46	411,34
		3file	500,53	75,9375	1196,53	1198,94	2,39	403,82
		4file	505,73	78,53625	1152,72	1155,398	2,28	381,27
2 travées	A(L)	1vc	481,29	13,9746	1188,51	1188,598	2,46	402,21
		2vc	503,73	26,4618	1226,37	1226,656	2,43	417,12
		3vc	519,36	34,3389	1177,05	1177,557	2,26	389,81
		4vc	526,16	36,9888	1074,94	1075,585	2,04	337,9
	Bc	1file	482,16	56,29464	1203,08	1204,402	2,49	409,91
		2file	494,98	57,28809	1228,43	1229,765	2,48	420,22
		3file	505,65	57,93381	1215,29	1216,678	2,4	411,8
		4file	511,39	58,28154	1166,87	1168,328	2,28	386,67

Tableau.12.6. Combinaison 05 et 06.

12.3.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{\pi \cdot \varnothing^4}{64}, \quad B = \frac{\pi r^2}{4} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot \varnothing^4}{64}}{\frac{\pi r^2}{4}}} = \sqrt{\frac{\varnothing^2}{16}} = \frac{\varnothing}{4}$$

$$i = \frac{\varnothing}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times l = 0,7 \times 9,6 = 6,72 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{6,72}{0,45} = 14,93$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{\varnothing}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times 0}{1,8}, 100 \right) \right] = 50 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 14,93 < \lambda' = 50 :$$

=> **Pas de risque de flambement.**

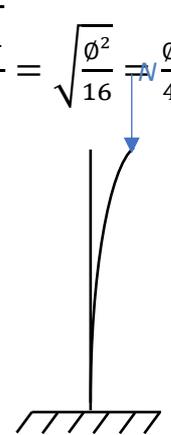


Figure.12.10. Effet de flambement.

12.3.3.4. Calcul de ferrailage :

a. Longitudinal :

D'après les tableaux précédents, la section d'armatures maximale par SECOTEC est donnée par la combinaison 08 (cas de BC 2vc ; 2 travée chargée).

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = 420,22 \text{ cm}^2$$

On va faire un calcul manuel en introduisant deux excentricités supplémentaires :

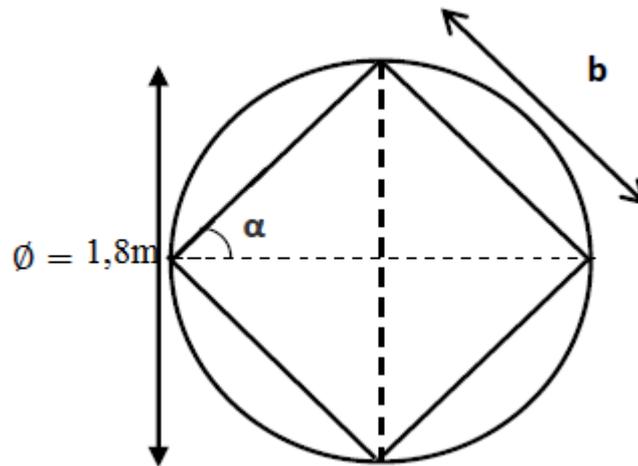
$$N = 494,98 \text{ t}$$

$$M = 1229,765 \text{ t.m} \quad e_0 = 2,48 \text{ cm}$$

Dans le calcul, on prend comme section de fut, une section carrée ayant une même aire que celle circulaire, on a donc :

$$b^2 = \pi r^2$$

$$b = 0,9\sqrt{\pi} = 1,594 \text{ m}$$



Calcul de a et b' :

$$a = (0,337h - 0,81c) \times b \times h \times f_{bu}$$

$$h = b = 1,594 \text{ m}$$

$$c = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$a = 1930,82 \text{ t.m}$$

$$b' = N \times (d - c) - M = 494,98 \times (1,594 - 0,05) - 804,688 = -65,187 \text{ t.m}$$

$a > b' \Rightarrow$ La section sera calculée à la flexion simple avec :

$$M_u = N_u \times (e_1 + e_a + e_2)$$

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.

$$e_1 = \frac{h}{2} - c + e_0 = 3,227 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = \max(2 \text{ cm}; 3,84 \text{ cm}) = 3,84 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \times h} (2 + a\phi) \quad \alpha = \frac{M_G}{M(\phi + G)} \times 2 = 0 \quad \phi = 1,8$$

$$e_2 = 1,69 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } e_r = e_1 + e_a + e_2 = 3,2823 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e_r = 1624,6728 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,27 < 0,392 \Rightarrow A'_{sc} = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,402$$

$$Z_{bl} = d \times (1 - 0,4 \times \alpha_u) = 1,295m$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_{bl} \times \sigma_s} + A_{sc} \times \frac{\sigma_{sce}}{\sigma_{se}} = 360,50cm^2$$

$$A_s = A_u - \frac{N}{\sigma_s} = 218,264cm^2$$

Soit : 18HA40 ($A_s = 226,30cm^2$)

b. Transversal :

Dans le calcul, on prend comme section de fût, une section carrée ayant une même aire que celle circulaire, on a donc :

$$b^2 = \pi r^2 \quad , b = 0,9\sqrt{\pi} = 1,594$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{\phi \cdot b}$$

T_U = Effet de séisme + effet de freinage

$$T_U = 0,2((332,3375 + 93,389 + 61,0416) \times 2) + 15 \times 2 = 112,35 \text{ t (pour les 2 futs)}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{\phi \times b} = \frac{56,175 \times 10^{-2}}{1,8 \times 1,594} = 0,19 \text{ MPA. avec } T_U = \frac{112,35}{2} = 56,175t \text{ (1 fut)}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN}\{0,25f_{c28}; 3\text{MPA}\} = 3 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPA} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

❖ Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_{\text{long}} ; \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{1594}{35} ; 32 ; \frac{1594}{10} \right\} = 32cm$$

$$\phi_t \leq 32 \text{ cm}$$

❖ Espacement :

$$S_t \leq \text{MIN}\{0,9b ; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Section d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{b \cdot \tau_u}{0,8 \times f_e} \times S_t = \frac{1,594 \times 0,20}{0,8 \times 400} \times 0,2 = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } \mathbf{2HA 12(2,26 \text{ cm}^2)} \text{ avec un espacement } \mathbf{St = 20 \text{ cm.}}$$

Schéma de ferrailage du fut :

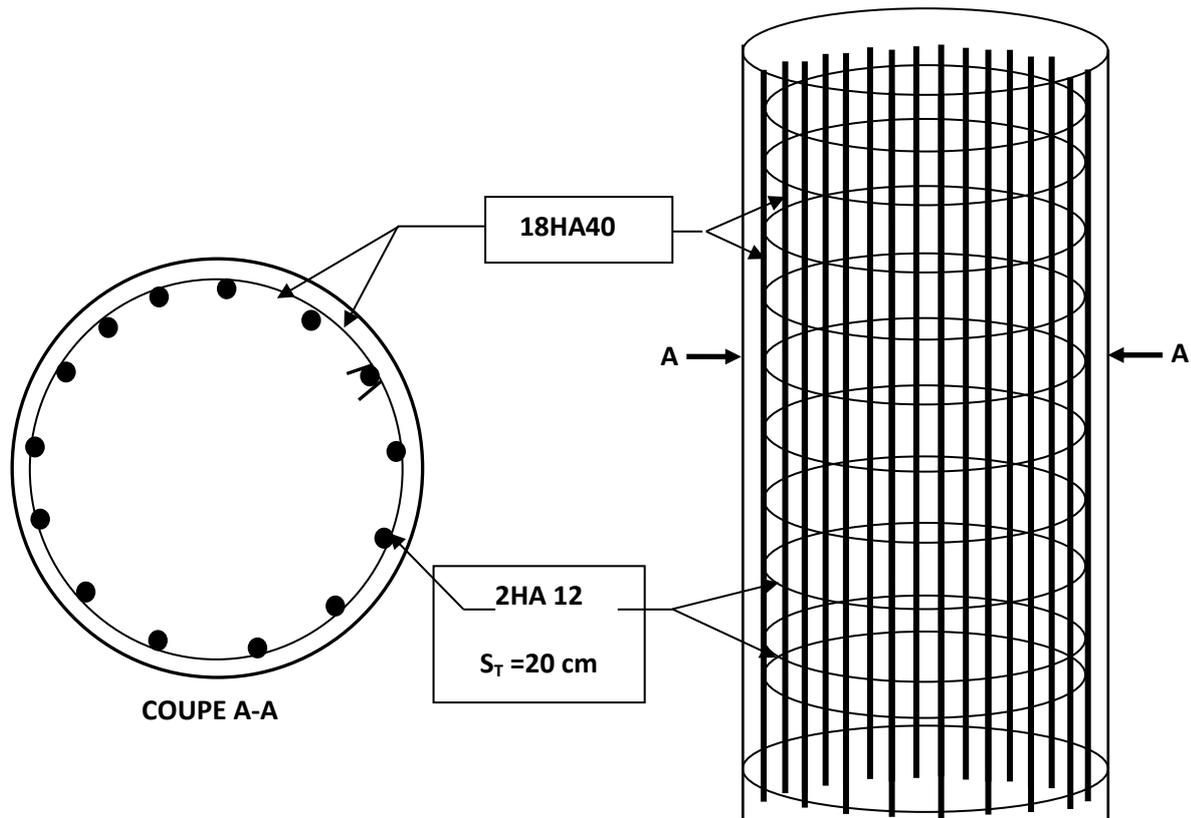


Figure.12.11. Ferrailage de fut.

12.3.4. Etude de la semelle :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui produisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent, des moments. Pour que ces sollicitations soient transmis normalement, les pieux sont mécaniquement encastés dans la semelle, celle-ci a pour dimensions :

- ✓ Longueur : $D = 12,60\text{m}$.
- ✓ Largeur : $B = 5,4\text{m}$.
- ✓ Épaisseur : $E = 1.5\text{ m}$.

12.3.4.1. Calcul des charges :

a. Charges permanentes :

- à sec :

- Superstructure : $G_{\text{sup}} = 664,6750\text{ t}$.
- Chevêtre : $G_{\text{CH}} = 187,8132\text{ t}$.
- Fût : $G_{\text{fu}} = 122,0832\text{ t}$ (pour les 02 futs).
- Poids de la semelle : $G_{\text{sem}} = 255,15\text{ t}$.
- Poids des terres : $G_{\text{ter}} = 188,85\text{ t}$.
- Le poids total de la pile : $G_{\text{pile}} = 753,8964\text{ t}$.

- Le poids total : $G_T = 664,6750 + 753,8964 = 1418,5714 \text{ t}$.

b. Les surcharges :

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2- .

c. Le freinage :

❖ **Système A(l):**

Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,15 + 2,35 + 9,6 + 1,5) = HA(L) \times 13,6 \text{ t.m}$$

❖ **Système Bc**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30 \text{ t}$, chaque appui supporte une force de freinage égal = $30/2 = 15\text{t}$

Le moment crée par l'effort de freinage :

$$M_{BC} = 15 \times (0,15 + 2,35 + 9,6 + 1,5) = 204 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{rein}
A(L)	1 travée	1vc	2,76	37,53
		2vc	5,44	73,98
		3vc	7,21	98,05
		4vc	7,87	107,03
	2travée	1vc	3,67	49,91
		2vc	7,11	96,69
		3vc	9,28	126,20
		4vc	10,01	136,13
Bc			15	204

c. Le séisme :

❖ **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,20 \times 1418,5714 = 283,714 \text{ t}$$

❖ **L'effort sismique vertical :**

➤ **Minimal :** $F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 1418,5714 = 1333,456 \text{ t}$

➤ **Maximal :** $F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 1418,5714 = 1503,68 \text{ t}$

❖ **Le moment dû à l'effort sismique horizontal :**

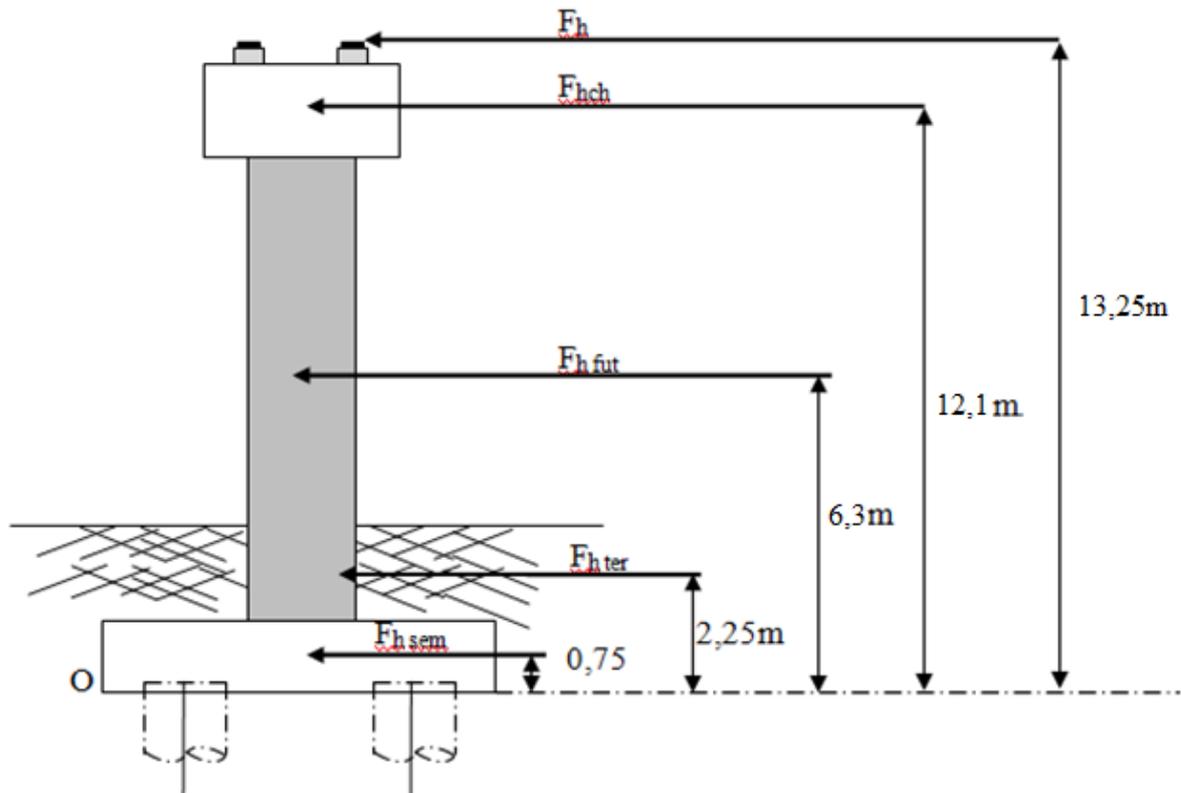


Figure.12.12. L'effort sismique appliqué sur la semelle.

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{htab} \times Y_{FG} + F_{hCh} \times Y_{ch} + F_{hFU} \times Y_{FU} + F_{hter} \times Y_{ter} + F_{hSem} \times Y_{Sem})$$

$$M_{FS/0} = 0,20 \times (664,6750 \times 13,25 + 187,8132 \times 12,1 + 122,0832 \times 6,3 + 188,85 \times 2,25 + 255,15 \times 0,75)$$

$$M_{FS/0} = 2492,976 \text{ t.m}$$

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 $\bar{Q} = 510 \text{ t}$

a. Calcul des combinaisons :

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles indiquées précédemment dans le calcul du fût, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que les convois D240 et Mc120 seront combinés avec le séisme

❖ Conditions normales :

- à sec :

❖ E.L.U :

- **Combinaison 01** : G + A(L) (ou Bc) + Hf [A(L) (ou Bc)].

$$N = 1,35G + 1,6R ([A(L) \text{ (ou Bc) +tro}])$$

$$M_{LONG} = 1,6(M_{LONG} A(L) \text{ ou Bc}) + M_{tro} + M_{frein} [A(L) \text{ (ou Bc)}]$$

$$M_{TRAN} = 1,6 (M_{TRAN} [A(L) \text{ (ou Bc)}] + M_{tro})$$

- **Combinaison 02 : G+D240 OU Mc120**

$$N = 1,35G + 1,6R (D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{LONG} = 1,35 M_{LONG}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{TRAN} = 1,35 (M_{TRAN} [D_{240} \text{ ou } M_{C120}])$$

			N	M _{lon}	M _{tran}	σ _i max	σ _i min	R _{MAX}	R _{MIN}
1 travée	A(L)	1vc	1961,79	106,77	484,15	231,17	202,43	261,45	228,95
		2vc	2006,78	210,07	635,97	243,19	200,32	275,04	226,56
		3vc	2038,27	280,07	233,65	240,54	209,91	272,04	237,40
		4vc	2051,76	307,93	28,71	238,62	214,85	269,87	242,93
	Bc	1file	1964,33	375,66	551,43	242,71	191,35	274,50	216,42
		2file	2003,93	415,26	769,23	253,24	189,57	286,41	214,40
		3file	2029,67	441	705,87	255,65	192,87	289,14	218,09
		4file	2043,53	454,86	472,23	252,65	198,90	285,74	224,95
2 travées	A(L)	1vc	1978,37	83,33	663,10	236,01	201,26	266,93	227,62
		2vc	2038,19	158,18	865,01	249,72	200,76	282,4	227,05
		3vc	2079,89	205,4	601,99	250,37	209,31	283,16	236,72
		4vc	2098,02	221,28	57,41	241,19	222,48	272,78	251,62
	Bc	1file	1980,68	336,23	740,81	247,17	190,52	279,55	215,48
		2file	2014,85	341,53	875,98	254,06	191,19	287,34	216,23
		3file	2043,31	344,98	805,94	255,82	195,72	289,33	221,35
		4file	2058,63	346,83	547,68	252,01	202,92	285,01	229,50
	1travée	Mc120	2000,12	71,75	660,15	237,93	204,16	269,09	230,90
		D240	2045,5	110,04	715,31	245,54	206,57	277,69	233,63
	2travée	Mc120	2006,75	0	711,67	237,16	206,42	268,22	233,46
		D240	2079,6	0	902,31	249,33	210,35	281,98	237,91

Tableau.12.7. Combinaison 01 et 02 en ELU

			N	M _{long}	M _{tran}	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$	R _{MAX}	R _{MIN}
1 travée	A(L)	1vc	1453,61	80,07	363,11	171,42	149,89	193,87	169,52
		2vc	1487,35	157,55	476,98	180,43	148,34	204,06	167,76
		3vc	1510,96	210,05	175,24	178,44	155,55	201,81	175,92
		4vc	1521,08	230,95	21,53	177,00	159,22	200,19	180,08
	Bc	1file	1455,51	281,74	413,57	180,07	141,66	203,66	160,21
		2files	1485,21	311,44	576,92	187,97	140,33	212,59	158,71
		3files	1504,52	330,75	529,40	189,78	142,78	214,64	161,4
		4files	1514,91	341,14	354,17	187,52	147,34	212,08	166,6
2travees	A(L)	1vc	1466,04	62,50	497,33	175,05	149,01	197,98	168,53
		2vc	1510,91	118,63	648,75	185,33	148,65	209,60	168,12
		3vc	1542,18	154,05	451,49	185,81	155,07	210,15	175,39
		4vc	1555,77	165,96	43,06	178,93	164,96	202,37	186,57
	Bc	1file	1467,77	252,17	555,61	183,42	141,02	207,44	159,49
		2file	1493,40	256,15	656,98	188,59	141,52	213,29	160,06
		3file	1514,74	258,73	604,46	189,90	144,924	214,781	163,905
		4file	1526,23	260,12	410,76	187,04	150,327	211,544	170,015
1travée	Mc120	1546,13	53,15	489,00	183,38	158,386	207,404	179,13	
	D240	1614,21	81,51	529,86	192,82	163,993	218,082	185,472	
2travée	Mc120	1556,09	0	527,16	183,37	160,601	207,388	181,635	
	D240	1665,35	0	668,37	198,49	169,628	224,495	191,844	

Tableau.12.8. Combinaison 01 et 02 en ELS.

❖ Conditions sismiques (E.L.U) :

➤ Séisme longitudinal :

- Combinaison 03 : G + E

$$N = F_{Vmax} = 1503,68 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = M_{siesme} = 2492,976 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{TRAN}} = 0$$

$$R_{\text{MAX}} = 257,12 \text{ t}$$

$$R_{\text{MIN}} = 75,25 \text{ t}$$

Combinaison 04 : G+E+A(L) (ou Bc) + tro.

$$N = +F_{V_{\text{max}}} + 0,6[A(L) \text{ (ou Bc) +tro}].$$

$$M_{\text{LONG}} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{LONG}} [A(L) \text{ (ou Bc)+tro}]) + M_{\text{frein}} [A(L)(\text{ou Bc})].$$

$$M_{\text{TRAN}} = 0,6 (M_{\text{TRAN}} [A(L) \text{ (ou Bc)}] + \text{tro}).$$

			N	M _{lon}	M _{tran}	σ _{i max}	σ _{i min}	R _{MAX}	R _{MIN}
1 travée	A(L)	1vc	1521,201	2533,015	181,5588	264,447	71,813	299,1	81,218
		2vc	1538,069	2571,753	238,4916	268,954	71,034	304,2	80,338
		3vc	1549,878	2598,004	87,62424	267,958	74,64	303,1	84,416
		4vc	1554,938	2608,452	10,7664	267,239	76,478	302,2	86,495
	Bc	1file	1522,153	2633,849	206,7864	268,775	67,695	304	76,561
		2file	1537,003	2648,699	288,4614	272,722	67,031	308,4	75,81
		3file	1546,655	2658,351	264,7014	273,627	68,258	309,5	77,199
		4file	1551,853	2663,549	177,0864	272,499	70,536	308,2	79,774
2 travées	A(L)	1vc	1527,418	2524,227	248,6658	266,262	71,371	301,1	80,719
		2vc	1549,851	2552,295	324,3768	271,401	71,192	306,9	80,516
		3vc	1565,488	2570,001	225,7482	271,645	74,404	307,2	84,149
		4vc	1572,284	2575,959	21,5322	268,203	79,348	303,3	89,741
	Bc	1file	1528,283	2619,065	277,8062	270,447	67,378	305,9	76,203
		2file	1541,098	2621,052	328,4945	273,03	67,627	308,8	76,484
		3file	1551,768	2622,344	302,2303	273,69	69,327	309,5	78,406
		4file	1557,513	2623,039	205,3813	272,258	72,028	307,9	81,461

Tableau.12.9. Combinaison 03 et 04.

Combinaison 05 : G + E

$$N = F_{Vmax} = 1503,68 \text{ t}$$

$$M_{TRAN} = M_{siesme} = 2492,976 \text{ t.m}$$

$$M_{LONG} = 0$$

$$R_{MAX} = 220,033 \text{ t}$$

$$R_{MIN} = 112,353 \text{ t}$$

Combinaison 06 : G+E+A(L) (ou Bc)+ tro.

$$N = +F_{Vmax} + 0,6[A(L) (ou Bc)+tro].$$

$$M_{LONG} = 0,6(M_{LONG} [A(L) (ou Bc) +tro]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)].$$

$$M_{TRAN} = M_{siesme} + 0,6 (M_{TRAN} [A(L)(ou Bc)+tro]).$$

			N	M _{lon}	M _{tran}	σ_i max	σ_i min	R _{MAX}	R _{MIN}
1 travée	A(L)	1vc	1521,201	40,0389	2674,5348	227,351	108,91	257,1	123,17
		2vc	1538,069	78,7773	2731,4676	231,858	108,13	262,2	122,29
		3vc	1549,878	105,0279	2580,6002	230,863	111,74	261,1	126,37
		4vc	1554,938	115,4757	2503,7424	230,143	113,57	260,3	128,45
	Bc	1file	1522,153	140,8725	2699,7624	231,679	104,79	262	118,52
		2file	1537,003	155,7225	2781,4374	235,626	104,13	266,5	117,76
		3file	1546,655	165,375	2757,6774	236,532	105,35	267,5	119,15
		4file	1551,853	170,5725	2670,0624	235,404	107,63	266,2	121,73
2 travées	A(L)	1vc	1527,418	31,251	2741,6418	229,167	108,47	259,2	122,67
		2vc	1549,851	59,319	2817,3528	234,305	108,29	265	122,47
		3vc	1565,488	77,025	2718,7242	234,549	111,5	265,3	126,1
		4vc	1572,284	82,983	2514,5082	231,108	116,44	261,4	131,69
	Bc	1file	1528,283	126,0893	2770,7822	233,351	104,47	263,9	118,16
		2file	1541,098	128,0762	2821,4705	235,935	104,72	266,8	118,44
		3file	1551,768	129,3676	2795,2063	236,594	106,42	267,6	120,36
		4file	1557,513	130,063	2698,3573	235,163	109,12	266	123,42

Tableau.12.10. Combinaison 05 et 06.

b. L`effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

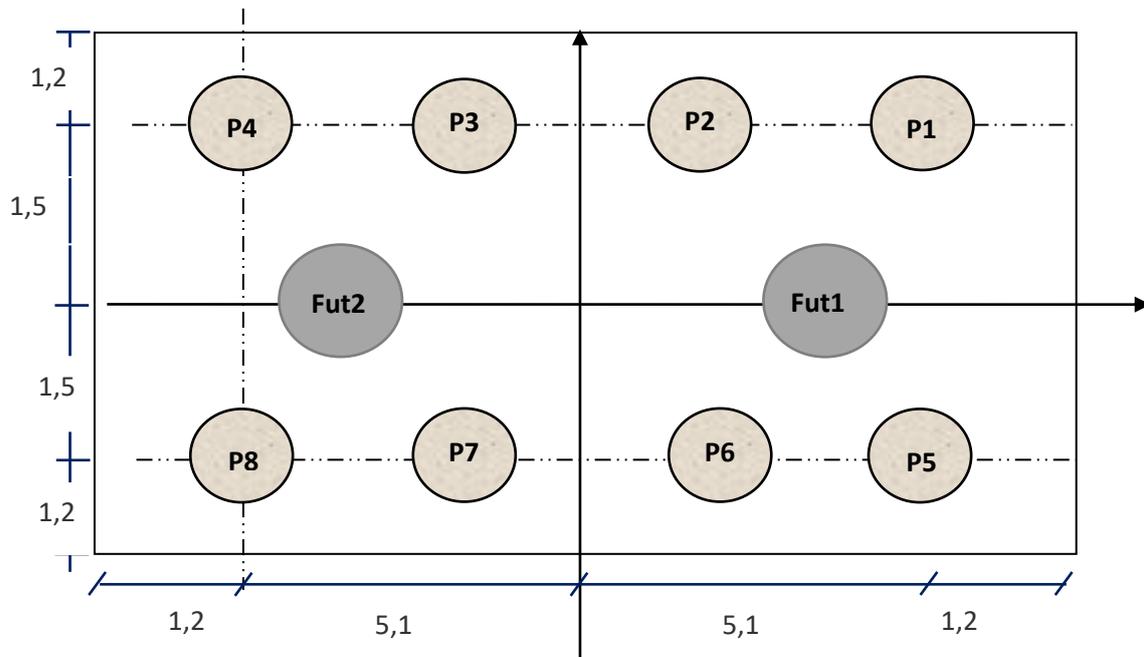
Chaque fût ramène un moment est un effort normal.

L`effort normal qui revient à chaque pieu R_i est donné par les formules suivantes :

$$I_x = \sum I_0 + S y^2 \quad , \quad I_0 : \text{Est négligeable par rapport à : } S y^2$$

$$I_x = \sum S y^2$$

On a la section des pieux est le même donc :



$$\sigma_i \begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{I_y}$$

$$\sigma_i \begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum S y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$\sigma_i \begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}$$

$$R_i \begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} = \sigma_i \begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} \cdot S = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$R_i \begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

avec : $x_i = \pm 1,7m ; \pm 5,1$

$y_i = \pm 1,5 m$

$$R_i \begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

$R_{MAX} = 309,5 \text{ t} < \bar{Q} = 510 \text{ t}$: Pas de risque de tassement.

$R_{MIN} = 77,199 \text{ t} > 0 \text{ t}$: pas risque de soulèvement.

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

12.3.4.3. Ferrailage de la semelle :

$R_{MAX} = 309,5 \text{ t}$

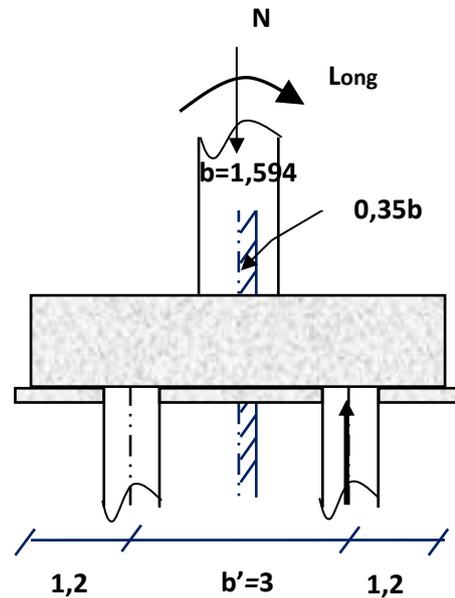
$N_U = 1546,655 \text{ t}$

$M_{ULONG} = 2658,351 \text{ t.m}$

$e_0 = \frac{M_{ULONG}}{N_t} = \frac{2658,351}{1546,655} = 171,87 \text{ cm}$

$\frac{b}{6} = \frac{1,594}{6} = 26,5 \text{ cm}$

$e_0 > \frac{b}{6}$



La section d'armatures est déterminée par l'application de la méthode des moments.

✓ **Les armatures transversales :**

• **Les armatures inférieures :**

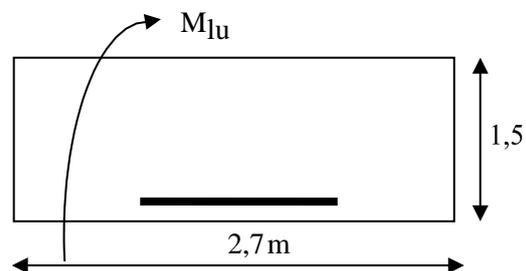
➤ **E.L.U :**

✓ Fissuration préjudiciable

✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

✓ Acier $f_e = 400 \text{ MPa}$.

✓ $R_{MAX} = 309,5 \text{ t}$.



$M_1 = R_{MAX} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 309,5 \times \left(\frac{3}{2} - 0,35 \times 1,594 \right) = 291,579 \text{ t.m}$

a' : Est au feuillet moyenne avec :

$a' = \phi_{pieu} + h = 1,2 + 1,5$

$a' = 2,7 \text{ m}$

D'après le **SOCOTEC** :

$A_U = 58,85 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre : $y_0 = 6 \text{ cm}$

$A_{SU} = 58,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13\text{HA } 25(58,91 \text{ cm}^2)$

L'espace entre les barres :

$$s_t = \frac{\emptyset + h - c}{13 - 1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{12} = 0,22 \Rightarrow s_t = 22 \text{ cm.}$$

- **Les armatures supérieures :**

$$A_s = \frac{A_i}{10} = 5,885 \text{ cm}^2.$$

$$A_i = 5,885 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6HA12} \text{ (6,79 cm}^2\text{)}.$$

$$s_t = \frac{2,65}{6} = 0,44 \Rightarrow s_t = 44 \text{ cm.}$$

- ✓ **Les armatures longitudinales:**

- **Les armatures inférieures :**

$$A_{l,i} = \frac{A_{st}}{3} = 19,61 \text{ cm}^2$$

$$A_i = 19,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{7HA20. (21,99 cm}^2\text{)}$$

$$s_t = \frac{2,65}{7} = 0,37 \Rightarrow s_t = 37 \text{ cm.}$$

- **Les armatures supérieures :**

$$A_s = \frac{A_{st}}{10} = 5,885 \text{ cm}^2.$$

$$A_i = 5,885 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6 HA12.}$$

$$s_t = \frac{2,65}{6} = 0,44 \Rightarrow s_t = 44 \text{ cm.}$$

12.3.4.4. Schéma de ferrailage de la semelle :

.

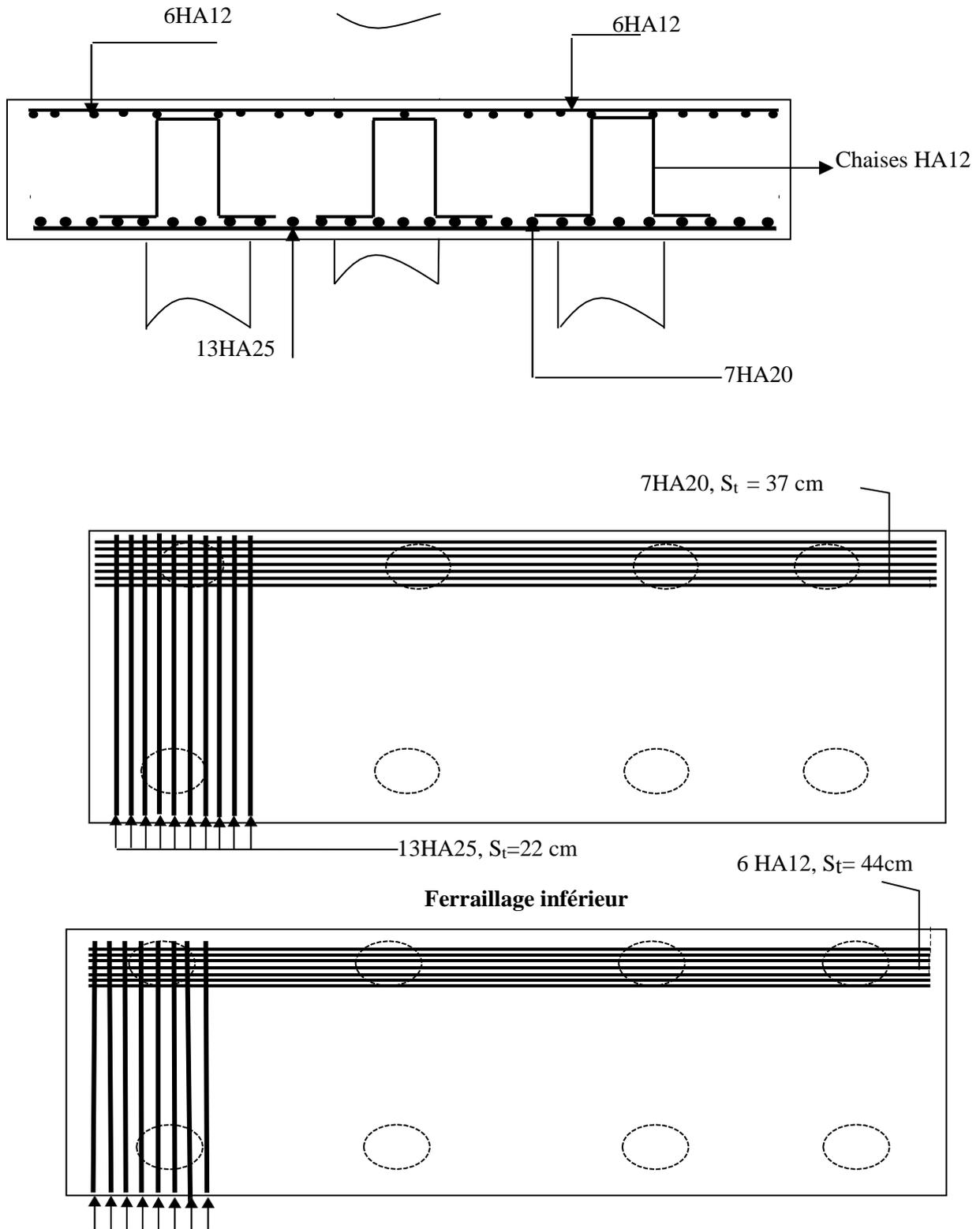


Figure.12.13. Schéma de ferrailage de la semelle.

12.3.5. Etude des pieux sous pile :

12.3.5.1. Ferrailage des pieux :

Le ferrailer 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 :

$$N_{\min} = 0,52 \text{ t} \quad , \quad M_{\max} = 39,18 \text{ t.m (en tête du pieu)}$$

On utilise le logiciel **SOCOTEC** :

$A_S = 21,39 \text{ cm}^2$ et la section est entièrement comprimée, donc on passe à l'RPA.

✓ Calcul des armatures minimales :

D'après le RPOA, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{S\text{MIN}} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times \pi \times 0,6^2}{100} = 56,54 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = 56,54 \text{ cm}^2 > 42,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{12HA25}.$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 25 \text{ cm}$$

✓ Les armatures transversales :

On prend des cerces **HA12** avec un espacement de **20 cm**.

12.3.5.2. Schéma de Ferrailage des pieux :

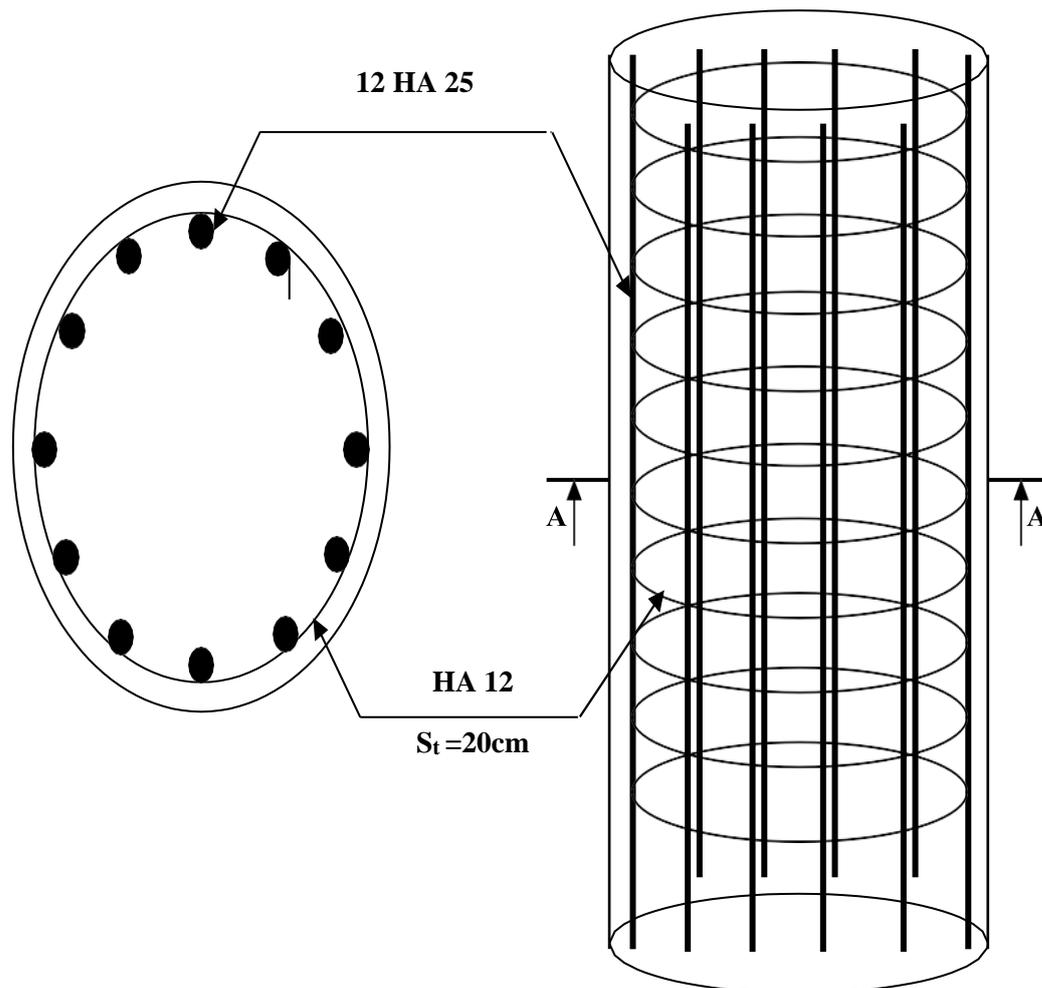


Figure.12.14. Schéma de ferrailage des pieux.

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 (pois 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 :
Etude De La Culée

13.1. Introduction :

Les culées du pont sont les parties situées sur la rive destinées à supporter le poids du tablier, donc La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage et elle raccorde l'ouvrage au terrain naturel et la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Ainsi, on s'oriente toujours vers une conception raisonnablement surabondante et des formes aussi simples que possible.

Cette conception doit tenir en compte plusieurs paramètres, à savoir :

- La largeur de franchissement réservée 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 :

Dans notre cas, et compte tenu des conditions du site, on adopte une culée remblayée.

Une culée remblayée est constituée d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé, 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 3m et 6m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \min[6m ; \max(3m ; 0,6h)]$$

Avec h : hauteur du remblai.

Une fondation, semelle reposant sur un files de pieux (4 pieux par file), de 1,20m de diamètre.

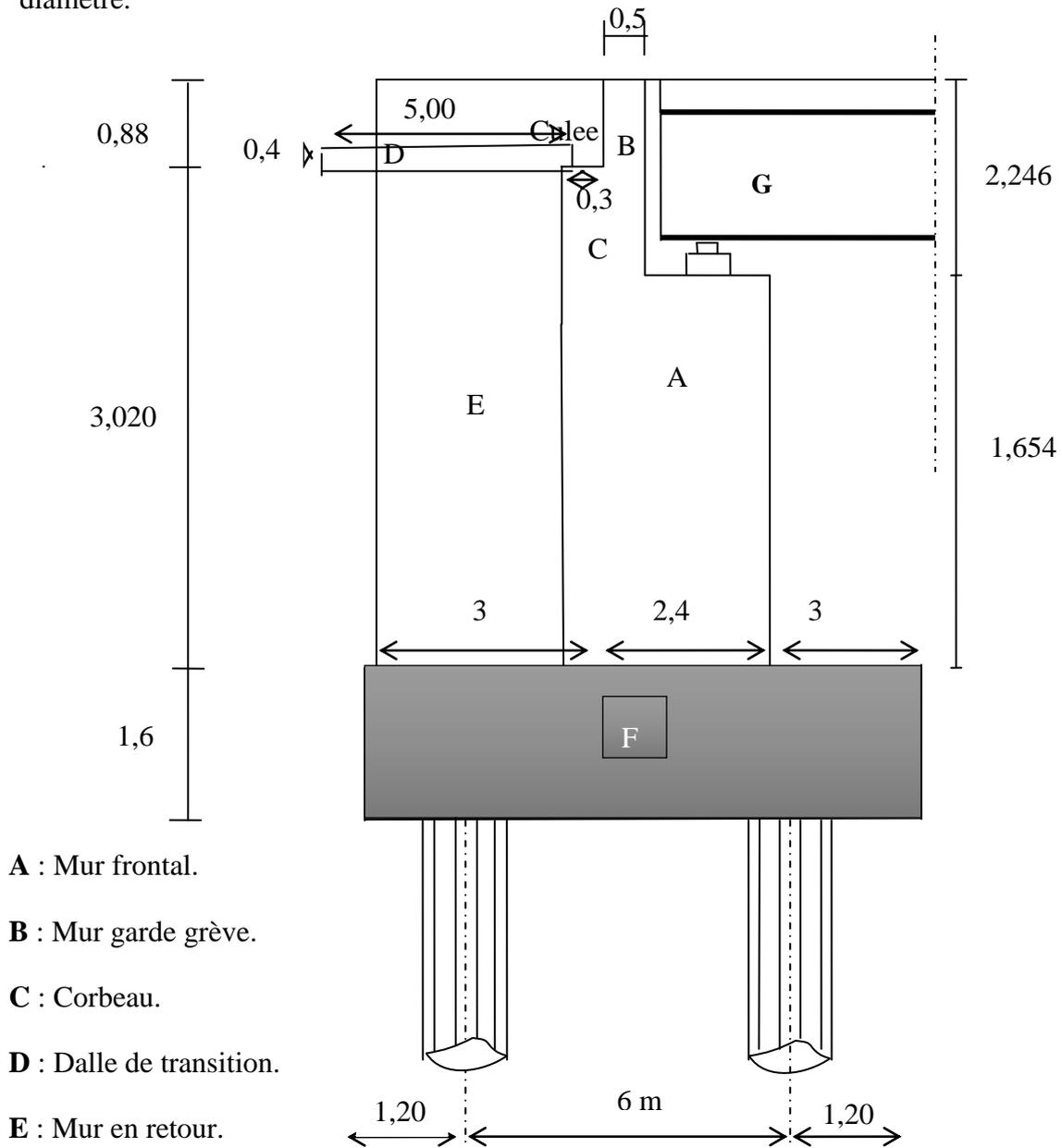


Figure.13.1. Coupe longitudinale dans la culée.

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).

Ainsi on le pré dimensionne comme suit :

Pour la longueur du sommier : elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = 5 \times 2,8 + 0,890 + 1,24 = \mathbf{16,13m.}$$

Les dés d'appuis ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

b = 56cm : Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$d' > \frac{56}{2} + 20 = 48$$

On adopte : **d' = 1.050 cm.**

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$$\mathbf{d = 55 cm}$$

Donc, l'épaisseur du sommier :

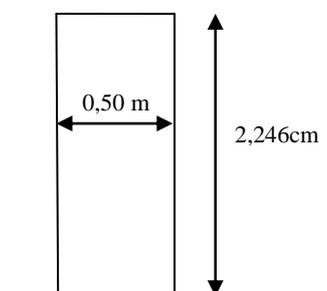
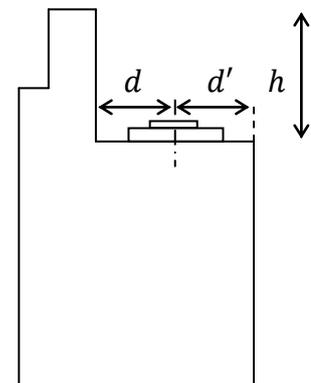
$$\mathbf{e_s = d + d' = 160cm}$$

13.3.2. Le mur garde grève :

Hauteur : la hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur.

du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

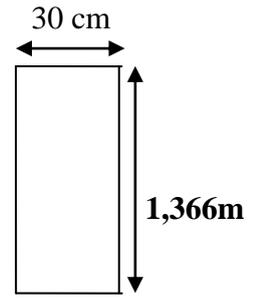
On fixe la hauteur : $h = 2,246 \text{ m}$



Longueur = 15,63 m.

selon setra : $e = \text{Max} \left(0,50 ; \frac{h}{8} \right)$

$e = \text{Max} \left(0,50 ; \frac{2,246}{8} \right) = 50\text{cm}.$



13.3.3. Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est 30cm

13.3.4. Le mur frontal :

Hauteur = 1.654m

Épaisseur= 2.40m

Longueur = 16,13 m

13.3.5. Le mur en retour :

Longueur = 4 m

Hauteur = 3.9 m

Épaisseur = 0.5 m

13.3.6. La dalle de transition :

Longueur = 5 m

Épaisseur = 0,4 m

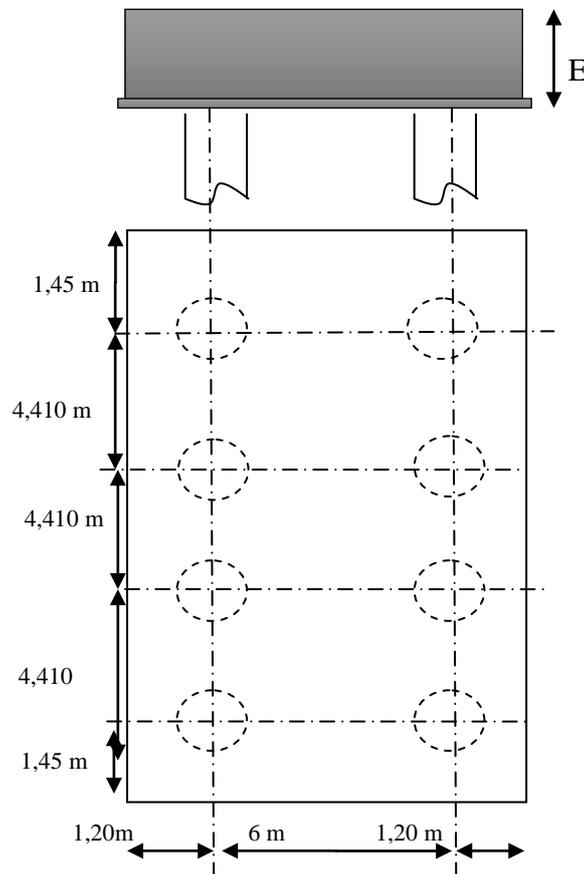


Figure.13.2. Dimensionnement de la semelle.

13.3.7. La fondation :▪ **La semelle**

Épaisseur : $E = 1,60$ m.

$$B_s = 8,4 \text{ m}$$

$$\text{Longueur} = 16,13 \text{ m}$$

13.4. Vérification de la stabilité de la culée :

Comme déjà dit à l'introduction, la culée est un élément sensible à la conception, est par ce que le pont doit être stable c'est à dire les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

• **Les sollicitations verticales**

- ✓ Poids du tablier.
- ✓ Poids des éléments constitutifs.
- ✓ Les surcharges.

• **Les sollicitations horizontales**

- ✓ Poussée de la terre.
- ✓ Force de freinage.
- ✓ La surcharge $Q = 1t/m^2$ (d'après le fascicule 61.titre 2)

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times \frac{K\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2}, \quad \theta = \text{artg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V}\right)$$

- $\varphi = 35^\circ$, 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 :
$$K_{ah} = \frac{K \cdot \cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta}} \right]^2}$$

Action	ϵ_H	ϵ_V	k	θ	K_{ah}
CN	0	0	1	0	0,271
SH	0,20	0	1,019	11,309	0,4005
SH+SV1	0,20	-0,06	0,961	12,011	0,3866
SH+SV2	0,20	0,06	1,078	10,684	0,4150

Poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L'est :

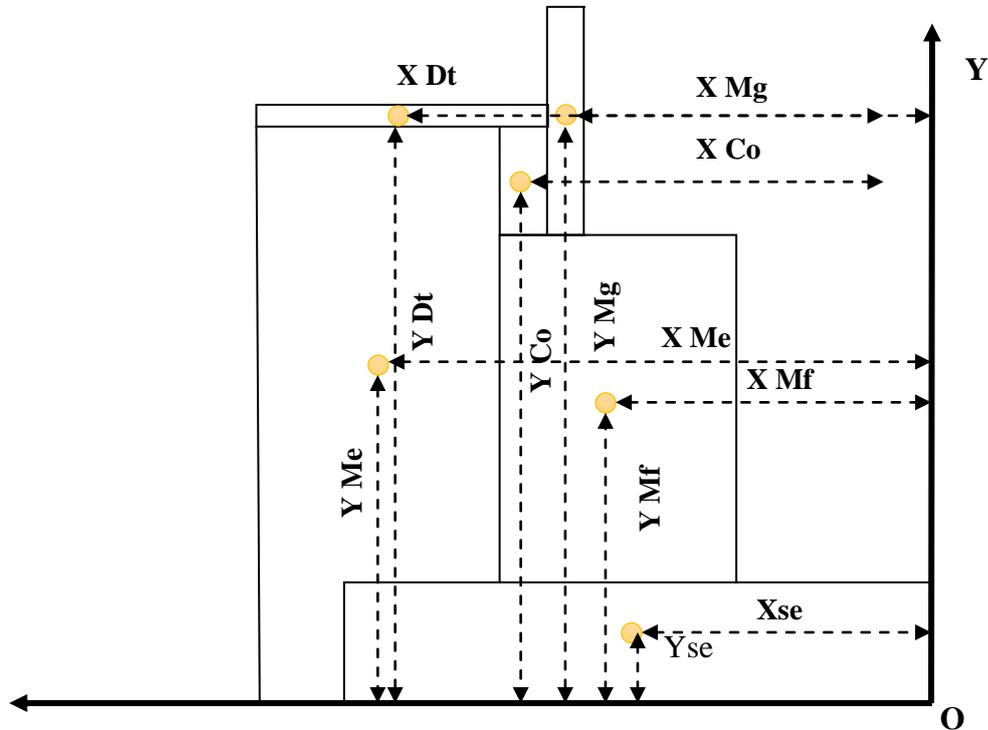
$$F_h = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{ah} \times H^2 \times L \quad (\text{triangulaire})$$

✓ La poussée due à la surcharge : $Q = 1 \text{ t/m}^2$.

$$F_h = \gamma \cdot K_{ah} \cdot H \cdot L \quad (\text{rectangulaire})$$

✓ La densité du remblai : $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$.

13.4.1. Détermination des centres de gravité des éléments de la culée :



Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \frac{\sum(A_i \times X_i)}{\sum A_i}, Y_G = \frac{\sum(A_i \times Y_i)}{\sum A_i}$$

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 :

Désignation		P(t)	Fh= $\epsilon_H \times P$	Fv=(1± ϵ_v)×P	H (m)	V (m)	Ms	Mr
Mur garde grève	CN	43,881	0	43,881	4,85	4,377	212,823	0
	SH	43,881	8,7762	43,881	4,85	4,377	212,823	38,413
	SH+SV1	43,881	8,7762	41,2481	4,85	4,377	200,053	38,413
	SH+SV2	43,881	8,7762	46,5139	4,85	4,377	225,592	38,413

Corbeau	CN	16,012	0	16,012	5,25	3,937	84,063	0
	SH	16,012	3,2024	16,012	5,25	3,937	84,063	12,607
	SH+SV1	16,012	3,2024	15,0513	5,25	3,937	79,0192	12,607
	SH+SV2	16,012	3,2024	16,9727	5,25	3,937	89,1068	12,607
Mur en retour	CN	19,5	0	19,5	6,6	3,55	128,7	0
	SH	19,5	3,9	19,5	6,6	3,55	128,7	13,845
	SH+SV1	19,5	3,9	18,33	6,6	3,55	120,978	13,845
	SH+SV2	19,5	3,9	20,67	6,6	3,55	136,422	13,845
Mur frontal	CN	158,42	0	158,42	4,19	2,427	663,78	0
	SH	158,42	31,684	158,42	4,19	2,427	663,78	76,897
	SH+SV1	158,42	31,684	148,915	4,19	2,427	623,953	76,897
	SH+SV2	158,42	31,684	167,925	4,19	2,427	703,607	76,897
Semelle	CN	541,96	0	541,968	4,2	0,8	2276,27	0
	SH	541,96	108,394	541,968	4,2	0,8	2276,27	86,714
	SH+SV1	541,96	108,394	509,45	4,2	0,8	2139,69	86,714
	SH+SV2	541,96	108,394	574,486	4,2	0,8	2412,84	86,714
Total culée à vide	CN	779,78	0	779,781	/	/	3365,63	0
	SH	779,78	155,956	779,781	/	/	3365,63	228,47
	SH+SV1	779,78	155,956	732,994	/	/	3163,69	228,47
	SH+SV2	779,78	155,956	826,568	/	/	3567,57	228,47
Dalle de transition	CN	78,15	0	78,15	7,6	4,82	593,94	0
	SH	78,15	15,63	78,15	7,6	4,82	593,94	75,336
	SH+SV1	78,15	15,63	73,461	7,6	4,82	558,304	75,336
	SH+SV2	78,15	15,63	82,839	7,6	4,82	629,576	75,336
Remblais sur la dalle de transition	CN	75,024	0	75,024	7,6	5,26	570,182	0
	SH	75,024	15,0048	75,024	7,6	5,26	570,182	78,925
	SH+SV1	75,024	15,0048	70,5226	7,6	5,26	535,971	78,925
	SH+SV2	75,024	15,0048	79,5254	7,6	5,26	604,393	78,925
Remblais sur la semelle	CN	283,21	0	283,215	6,9	3,11	1954,18	0
	SH	283,21	56,643	283,215	6,9	3,11	1954,18	176,16
	SH+SV1	283,21	56,643	266,222	6,9	3,11	1836,93	176,16
	SH+SV2	283,21	56,643	300,208	6,9	3,11	2071,43	176,16
La surcharge Q (t/m2)	CN	80,65	0	80,65	7,6	5,5	612,94	0
	SH	80,65	16,13	80,65	7,6	5,5	612,94	88,715
	SH+SV1	80,65	16,13	75,811	7,6	5,5	576,164	88,715

	SH+SV2	80,65	16,13	85,489	7,6	5,5	649,716	88,715
Total culée + remblais	CN	1294,3	0	1294,32	/	/	7077,88	0
	SH	1294,3	258,864	1294,32	/	/	7077,88	644,86
	SH+SV1	1294,3	258,864	1216,66	/	/	6653,2	644,86
	SH+SV2	1294,3	258,864	1371,98	/	/	7502,55	644,86

❖ Poussée dues aux terres et surcharge :

Désignation		Calcul des poids	Kah	FH	V(m)	MR=FH.
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	$0,5 \times 2 \times 3,9^2 \times 15,63$	0,271	64,4255	2,9	186,83
	SH	$0,5 \times 2 \times 3,9^2 \times 15,63$	0,400	95,2118	2,9	276,11
	SH+SV1	$0,5 \times 2 \times 3,9^2 \times 15,63$	0,386	91,9073	2,9	266,53
	SH+SV2	$0,5 \times 2 \times 3,9^2 \times 15,63$	0,415	98,6589	2,9	286,11
Poussée de la terre sur la semelle	CN	$0,5 \times 2 \times 1,6^2 \times 16,13$	0,271	11,1903	0,53	5,9308
	SH	$0,5 \times 2 \times 1,6^2 \times 16,13$	0,400	16,5378	0,53	8,7650
	SH+SV1	$0,5 \times 2 \times 1,6^2 \times 16,13$	0,386	15,9638	0,53	8,4608
	SH+SV2	$0,5 \times 2 \times 1,6^2 \times 16,13$	0,415	17,1365	0,53	9,0823
Surcharge sur MGG et MF	CN	$1 \times 3,9 \times 15,63$	0,271	16,5193	1,95	32,212
	SH	$1 \times 3,9 \times 15,63$	0,400	24,4133	1,95	47,605
	SH+SV1	$1 \times 3,9 \times 15,63$	0,386	23,566	1,95	45,953
	SH+SV2	$1 \times 3,9 \times 15,63$	0,415	25,2972	1,95	49,329
Surcharge sur la semelle	CN	$1 \times 1,6 \times 16,13$	0,271	6,99397	0,8	5,5951
	SH	$1 \times 1,6 \times 16,13$	0,400	10,3361	0,8	8,2688
	SH+SV1	$1 \times 1,6 \times 16,13$	0,386	9,97737	0,8	7,9819
	SH+SV2	$1 \times 1,6 \times 16,13$	0,415	10,7103	0,8	8,5682
Total	CN	/	/	99,1291	/	230,57
	SH	/	/	146,499	/	340,75
	SH+SV1	/	/	141,414	/	328,92
	SH+SV2	/	/	151,803	/	353,09

❖ Calcul des efforts dus au tablier :

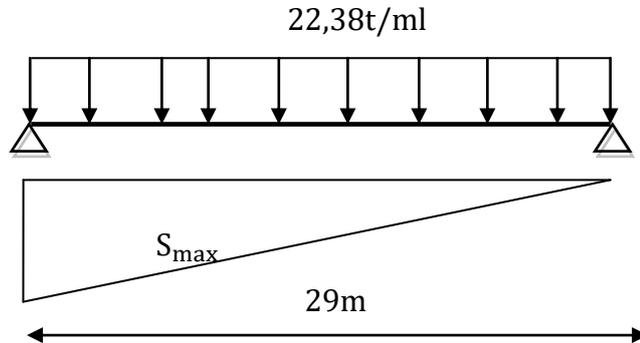
➤ Calcul des efforts dus au tablier :

La réaction maximale due aux charges permanentes est :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 14,5$$

$$R_{\max} = 14,5 \times 22,38 = 324,51t$$

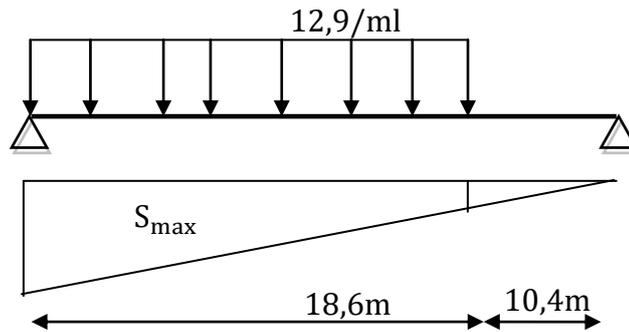


La réaction maximale due aux surcharges est donnée par **D240** :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 13,65$$

$$R_{\max} = 12,9 \times 12,63 = 162,927 t$$



désignation		Réaction	Fh=εH	Fv=(1±εV)×	Hm	V m	Ms=Fv×	Mr=Fh×
		n	×P	P			H	V
Permanent e (Tablier)	CN	324,51	0	324,51	4,05	4,577	1314,266	0
	SH	324,51	38,9412	324,51	4,05	4,577	1314,266	297,0565
	SH+SV 1	324,51	38,9412	305,0394	4,05	4,577	1235,41	297,0565
	SH+SV 2	324,51	38,9412	343,9806	4,05	4,577	1393,121	297,0565
Surcharge (D240)	CN	162,927	0	162,927	4,05	5,5	659,8544	0
	SH	162,927	19,5512	162,927	4,05	5,5	659,8544	179,2197
	SH+SV 1	162,927	19,5512	153,1514	4,05	5,5	620,2631	179,2197
	SH+SV 2	162,927	19,5512	172,7026	4,05	5,5	699,4456	179,2197

13.4.3. Vérification de la stabilité :**13.4.3.1. Vérification de non renversement :**

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale ;}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique ;}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV 1) ;}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV2) ;}$$

M_s : moment stabilisant du à F_v ;

M_r : moment renversant du à F_h .

13.4.3.2. Vérification de non glissement :

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale ;}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique ;}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV1) ;}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV 2) .}$$

μ : coefficient de frottement terres – béton .

$$\mu = \tan \left(\frac{2}{3} \right) \varphi \approx 0,431 \text{ avec } \varphi = 35^0$$

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	779,781	3365,631	0	∞	∞
<i>SH+ SV2</i>	155,9562	826,5679	3567,569	228,4782	2,2843	15,61448

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	1104,291	4679,897	0	∞	∞
<i>SH+ SV2</i>	220,8582	1170,548	4960,691	525,5347	2,2843	9,439321

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
<i>CN</i>	99,12912	1618,83	8392,143	230,5726	7,038454	36,39696
<i>SH+ SV2</i>	475,5689	1715,96	8895,671	1295,012	1,555145	6,86918

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
<i>CN</i>	99,12912	1781,757	9051,997	230,5726	7,746839	39,25877
<i>SH+ SV2</i>	508,1543	1888,662	9595,117	1474,232	1,601902	6,508554

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 [8]:

- 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 (2,4 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastree dans le mur frontal.

a. Poussée des terres :

$$p_t = (1/2)\gamma \times H^2 \times K_a \quad (\text{Effort de poussée})$$

$$M_t = (1/6)\gamma \times H^3 \times K_a \quad (\text{Le Moment du à cet effort})$$

K_a : Coefficient de poussée de la terre.

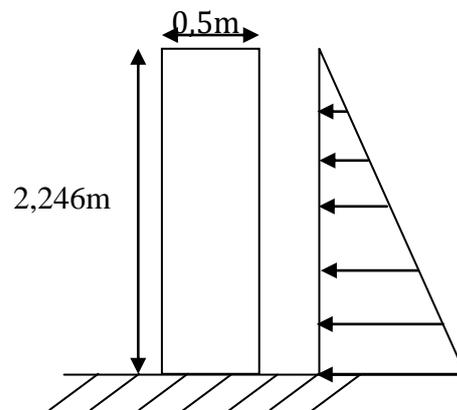
Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

On a: $\gamma = 2t / m^3$

$$\Rightarrow p_t = 1,367t/ml$$

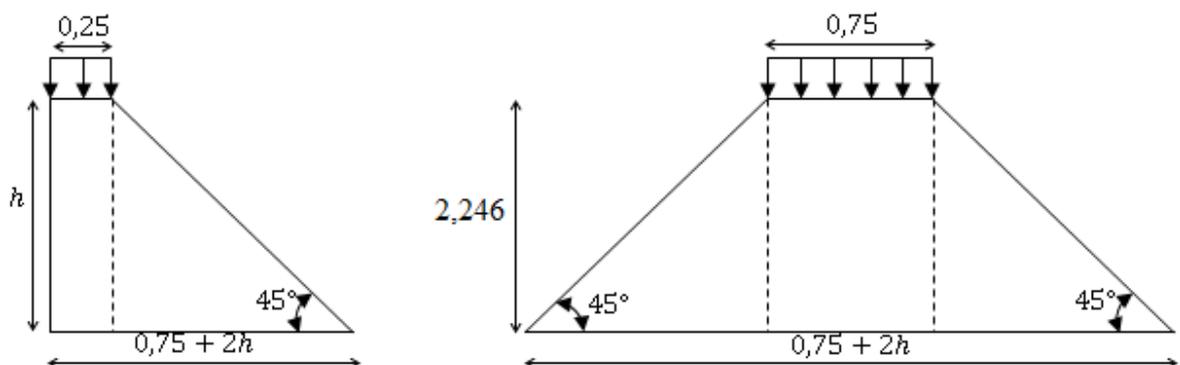
$$\Rightarrow M_t = 1,023 t \cdot m/ml$$



b. Poussée d`une charge locale:

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arriere de 6t de trois camions B_c accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arriere 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.



$$M_P = \left(\frac{12K}{0,75 + 2h} \right) \times \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

Démonstration :

$$M_{P'} = q_h \times z \quad ; z = h - x (\text{bras de levier})$$

$$q_h = \frac{n \times p \times \gamma_q \times \delta \times b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

$n=2$: nombre des charges concentrées.

$p=6t$: la charge concentrée.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 & \text{à ELS} \\ 1,6 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$b_c = 0,8$ (Pont 1^{er} classe avec quatre voies chargées).

$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \times \delta \times b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

$$M_{P'} = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$

$$M_P = \sum_0^h M_{P'} = \int_0^h M_{P'} dx$$

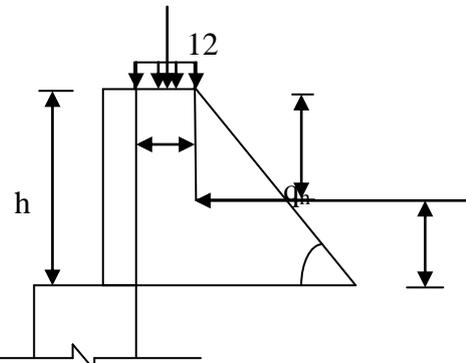
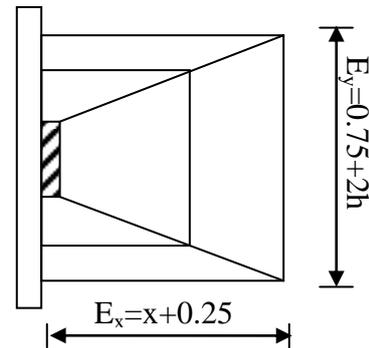
$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0,25 - 0,25}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (x + 0,25)}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h + 0,25}{0,25 + x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \text{Ln}(0,25 + x) - x] \Big|_0^h$$



Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

K_a : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,271$$

Donc :

$$K = \begin{cases} 0,26016 & \text{à ELS} \\ 0,34688 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$$M_p = 2,2892 K [-x + (0,25 + h) \ln(x + 0,25)]_0^h \text{ Avec : } h=2,246 \text{ m}$$

$$M_p = 7,7734K$$

$$M_p = \begin{cases} 2,02233 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 2,6964 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases} \text{ Sont adoptées}$$

c. Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 3,4102 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 4,5469 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases}$$

13.5.1.2. Combinaison des moments :

$$M_T = 1,35M_t + M_p + M_F \quad \text{à ELU}$$

$$M_T = M_t + M_p + M_F \quad \text{à ELS}$$

E. L. U :

$$M_{TU} = 1,35 \times 1,023 + 2,6964 + 4,5469 = 8,62435 \text{ t.m/ml}$$

E. L. S :

$$M_{TS} = 1,023 + 2,02233 + 3,4102 = 6,45553 \text{ t.m/ml}$$

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]

Donc : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,45\text{m}$; $d' = 0,05\text{m}$

$$f_{c28} = 27\text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{8,62435}{6,45553} = 1,335$$

E. L. U:

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 15,30\text{Mpa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,62435 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 15,3} = 0,027$$

$$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0342$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 5,58\text{cm}^2$$

E. L. S:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,20 \text{ Mpa}$$

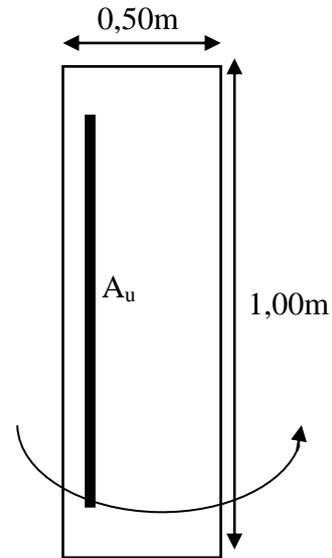
$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1,6 \times 2,22} \right\} \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400; 207,314 \right\} = 207,314 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,45^2 \times 15,3 = 1,214 \text{ MN. m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,214}{1,335} = 0,9093 \text{ MN. m}$$

$$M_S = 0,06455 \leq M_{ls} = 0,9093 \text{ MN. m} \Rightarrow A_{sc} = 0$$



$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{6,45553 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 16,2} = 0,019$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9848$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \overline{\sigma_b}}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 6,68 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 6,68 \text{ cm}^2$

Soit : **5 HA14** ($A_S = 7,70 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

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 $S_t = 20 \text{ cm}$.

b. Ferrailage horizontal :

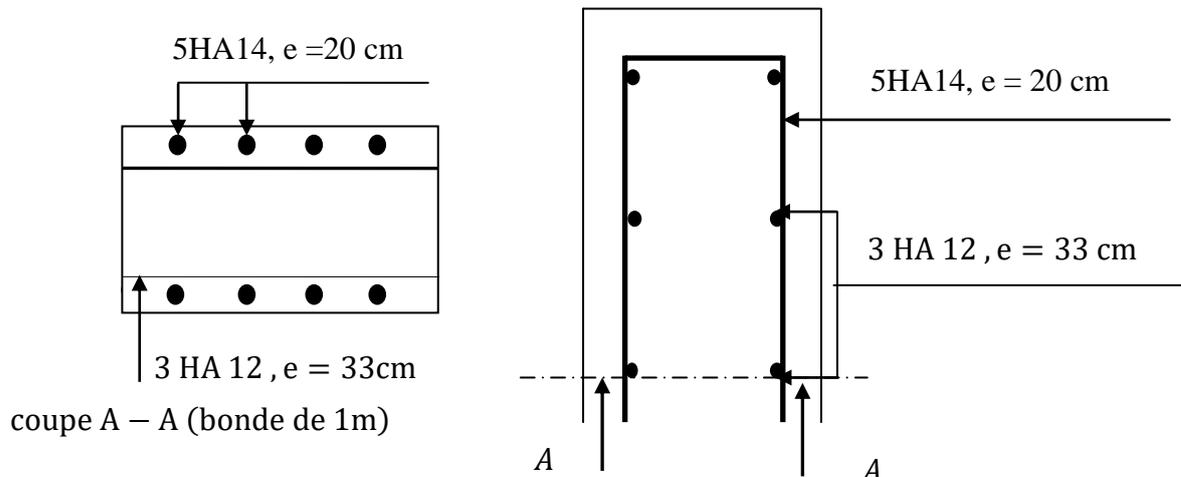
Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

$$\frac{A_{SV}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{SV}}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{6,68}{2} = 3,34 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA 12** ($A_{SH} = (3,39 \text{ cm}^2)$), avec $S_t = 33 \text{ cm}$.



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 : $0,4 \times 2,5 \times 1 = 1 \text{ t/ml}$.
- ✓ Remblai : $0,48 \times 2 \times 1 = 0,96 \text{ t/ml}$.
- ✓ Revêtement : $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$.

$$G_T = \sum G = 2,136 \text{ t/ml}$$

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 :

$$L_e = 1,850 \text{ m} \Rightarrow L_d = 5,00 \text{ m}$$

➤ 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 1,2.

$$\text{Donc : } P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$$

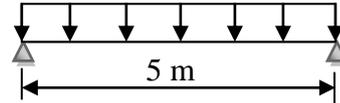
$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$$

13.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :

➤ **Charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{2,136 \times 5^2}{8} = 6,675 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = GL/2 = (2,136 \times 5)/2 = 5,34 \text{ t/ml}$$



➤ **Surcharge :**

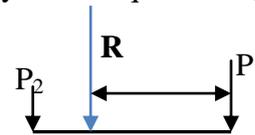
$$Q = 1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = QL^2/8 = (1 \times 5^2)/8 = 3,25 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = QL/2 = (1 \times 5)/2 = 2,5 \text{ t/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent (P_1, P_2), on applique le théorème de BARRE.



$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11x = 6,6(1,35 - x) \Rightarrow x = 0,51 \text{ m}$$

1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

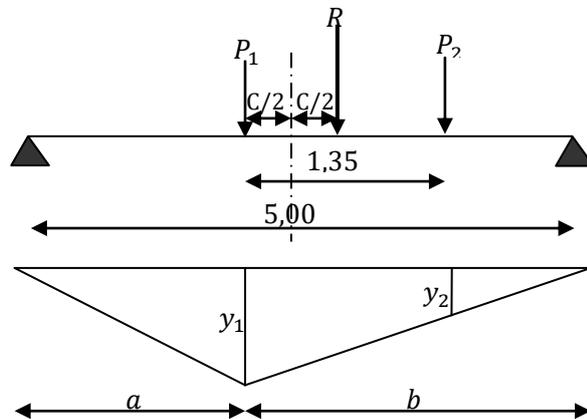
$$P_1 = P_K(\text{charge critique}) C = 0,51 \text{ m}$$

$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = \frac{5,00}{2} + \frac{0,51}{2} = 2,755 \text{ m}$$

$$\text{et } a = 2,245 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,245 \times 2,755}{5} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,237 \times \frac{2,755 - 1,35}{2,755} = 0,631 \text{ m}$$



$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 17,772 \text{ t.m/ml}$$

2^{ème} Cas :

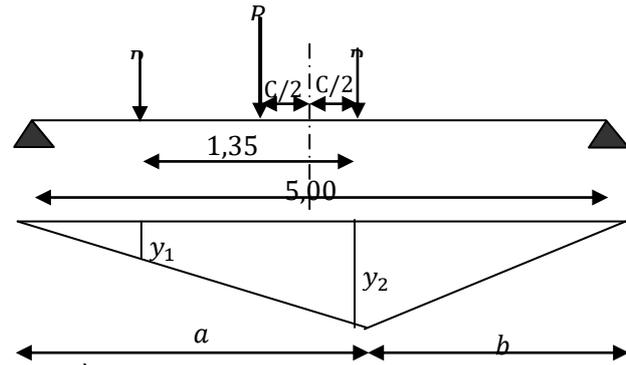
La section critique est sous P_2 .

$$b = \frac{L}{2} - \frac{c}{2} = 2,245\text{m} \quad \text{et } a = 2,755\text{m}$$

$$Y_2 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,237\text{m}$$

$$Y_1 = 0,631\text{m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 15,10 \text{ t. m/ml}$$



Donc le 1^{er} 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 :

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{2,136 \times 5}{2} \times 2,245 - \frac{2,136 \times 2,245^2}{2} = 6,605 \text{ t. m/ml}$$

➤ 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 ($x = 2,245\text{m}$) :

$$M_G = 6,605 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,864 \text{ t. m/ml}$$

E.L.U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 42,299 \text{ t. m/ml}$$

E.L.S:

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 31,641 \text{ t. m/ml}$$

b. Calcul des moments à mi- travée :

➤ Sous les charges permanentes :

$$M_G = 6,605 \text{ t. m/ml}$$

➤ 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 :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 41,988 \text{ t.m/ml}$$

E. L. S:

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 31,409 \text{ t.m/ml}$$

On remarque que la section $x = 2,245\text{m}$ nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 42,299 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 31,641 \text{ t.m/ml}$$

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 : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,35\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$$

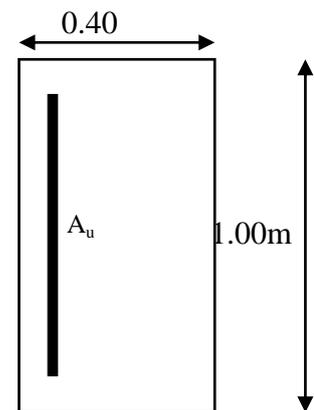
Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{42,299}{31,641} = 1,336$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42,299 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 15,3} = 0,225$$

$$\mu_{bu} = 0,225 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$



La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,322$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,871$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 39,87 \text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 = 0,734 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,734}{1,336} = 0,549 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,0316 \leq M_{ls} = 0,549 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{31,641 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 16,2} = 0,1594$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,362$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,8552$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 49,50 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser} ; A_U) = 49,50 \text{ cm}^2$

Soit : **16 HA 20** ($A_S = 50,27 \text{ cm}^2$) avec un espacement: $S_t = 6,25 \text{ cm}$.

➤ **Dans le sens transversal :** On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{49,50}{4} = 12,37 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **7 HA 16** ($A_S = 14,07$) avec : $S_t = 14,20 \text{ cm}$.

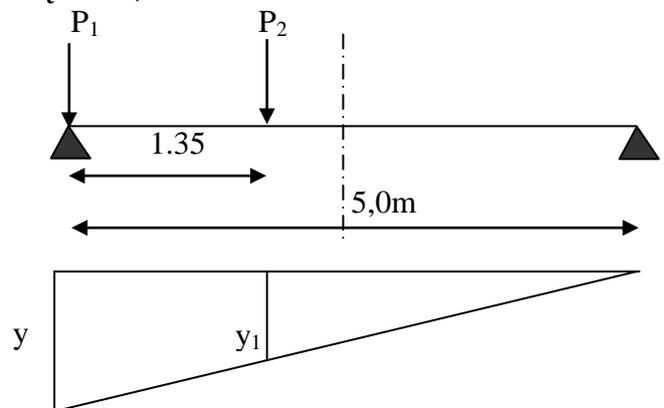
a. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec :

$$T_G = 5,34 \text{ t/ml}$$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$



$$T_{g2} = T_{B_i} = 15,818t / ml$$

$$V_U = 1,35 \times 5,34 + 1,6(15.818 + 2,5) = 36,517 t/ml$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{36,517 \times 10^{-2}}{0,35 \times 1,00} = 1,043MPa$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3MPa) = 2,7MPa$$

$\tau_U = 1,043 < \bar{\tau}_U = 2,7MPa \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,35 \times 2,22}{400} = 4,46cm^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

b. La nappe supérieure :

➤ Longitudinalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{3} = 16,5 cm^2$

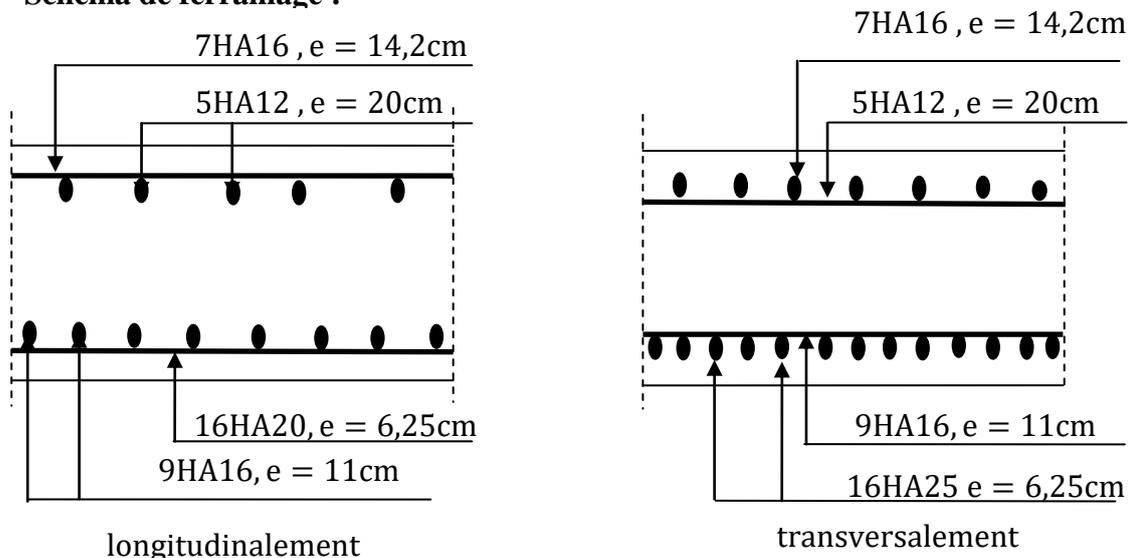
Soit : 9 HA 16 ($A_s = 18,10 cm^2$) avec $S_t = 11 cm$

➤ Transversalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{10} = 4,95 cm^2 > 4,46cm^2$

$$A_{sup} = 4,95 cm^2$$

Soit : 5 HA 12 ($A_s = 5,65 cm^2$) avec $S_t = 20 cm$

➤ **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 :
- $R_{pd} = (5,00 \times 0,40 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$
- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,48 \times 2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,4 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids de revêtement de la chaussée

$$R_r = (5,00 \times 0,08 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 0,440 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = [1,366 \times 0,30] \times 2,5 \times 1 = 1,0245 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids propre du mur garde grève :

$$R_{pG} = [(0,5 \times 2,246)] \times 1 \times 2,5 = 2,8075 \text{ t/ml}$$

- 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 :

Donc :

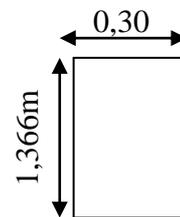
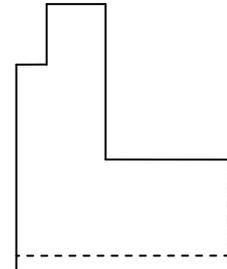
$$M_G = 0,30 \times (2,5 + 2,4 + 0,44) + 0,25 \times 2,8075 + 0,683 \times 1,0245$$

$$M_G = \mathbf{3,003 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_Q = 0,30 \times 2,5 = \mathbf{0,75 \text{ t.m/ml}}$$

Combinaison [5] :

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = \mathbf{5,254 \text{ t.m/ml}} \\ M_S = \mathbf{3,903 \text{ t.m/ml}} \end{cases}$$



13.5.3.1. Ferrailage :**Donc :** $f_{c28} = 27\text{MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,25 \text{ m} ; d' = 0,05\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{5,254}{3,903} = 1,364$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,016 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 15,3} = 0,052$$

$$\mu_{bu} = 0,052 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,066$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9736$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 5,92\text{cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,25^2 \times 15,3 = \mathbf{0,37485 \text{ MN. m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,37485}{1,364} = \mathbf{0,274 \text{ MN. m}}$$

$$M_S = 0,039 \leq M_{ls} = 0,274 \text{ MN. m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{3,903 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 16,2} = 0,038$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,078$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9688$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 7,61 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 7,61 \text{ cm}^2$$

Vérification de non fragilité :

$$A_S \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,25 \times 2,22}{400} = 3,19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

Donc : $A_S = 7,61 \text{ cm}^2$

Soit : **5HA14** ($A_S = 7,70 \text{ cm}^2$) avec: **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante : $\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$

On prend : $A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{7,61}{4} = 1,902 \text{ cm}^2$

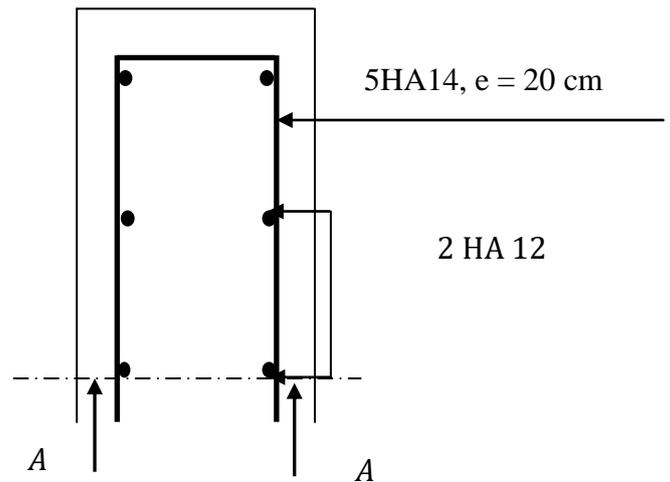
Soit : **2HA 12** ($A_{SH} = 2,26 \text{ cm}^2$),

Avec **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Finalement :

$$A_l = 7,70 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$$



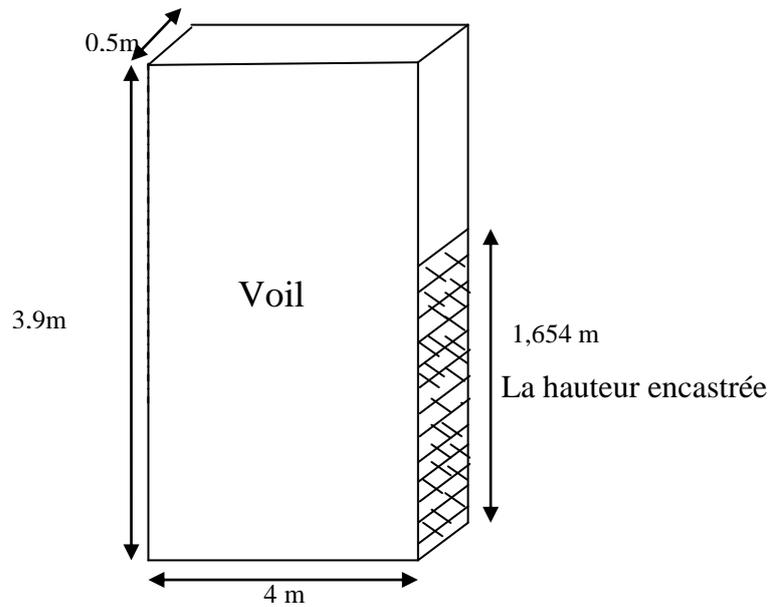
13.5.4. Mur en retour :

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.



13.5.4.1. Étude des sollicitations :

Voile :

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 encastrée au mur frontal

➤ Poussée des terres :

$$P_t = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times h^2 \times L$$

➤ Poussée due à la surcharge :

$$P_q = q \times K_a \times h \times L$$

On fait les calculs à trois hauteurs pour déterminer les efforts moyens.

K_a : Coefficient de poussée de la terre.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 4 \times 0,271 \times 3,90^2 = 16,487t$$

$$P_q = 1,00 \times 4 \times 0,271 \times 3,90 = 4,2276 t$$

➤ Force sismique :

$$F_{SH} = 0,20 \times G$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 4 \times 3,90 \times 0,5 \times 2,5 = 58,5 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,20 \times 58,5 = 11,7 \text{ t}$$

efforts	Bras de levie /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 16,487\text{t}$	$\frac{4}{2} = 2 \text{ m}$	32,974	/	/
$P_q = 4,227 \text{ t}$	$\frac{4}{2} = 2 \text{ m}$	/	8,454	/
$F_{SH} = 11,7\text{t}$	$\frac{4}{2} = 2 \text{ m}$	/	/	23,4

13.5.4.2. Les combinaisons :

E. L. U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{58,0413\text{t. m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{61,446\text{t. m}}$$

E. L. S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{43,118 \text{ t. m}}$$

On remarque pour L'E.L.U que la Cs est plus défavorable que la CN, donc on va prendre L'E.L.U en Cs.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à(1,654m) .

Donc :

$$M_U = \frac{\mathbf{61,446}}{1,654} = 37,14 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{\mathbf{43,118}}{1,654} = 26,068 \text{ t. m/ml}$$

13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour :

a. Ferrailage horizontal :

$$b_0 = 1\text{m} \quad , \quad d = 0,45\text{m}$$

$$\gamma = \frac{37,14}{26,068} = 1,424$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37,14 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 15,3} = 0,119$$

$$\mu_{bu} = 0,119 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,158$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9368$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 25,31 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,45^2 \times 15,3 = 1,214 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,214}{1,424} = 0,85 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,260 \leq M_{ls} = \mathbf{0,85 \text{ MN.m}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{26,068 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 16,2} = 0,079$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{ser}} \right) = 0,167$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9332$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 29,36 \text{ cm}^2}.$$

Donc on prend la section des armatures maximales: $\mathbf{A_{ser} = 29,36 \text{ cm}^2}$.

Soit : **10 HA 20(31,42cm²)** avec : **S_t = 10cm**.

b. Ferrailage de répartition :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{29,36}{4} = 7,34 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : 7 HA 12 (7,92 cm²) avec : S_t = 14 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 mur 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 :

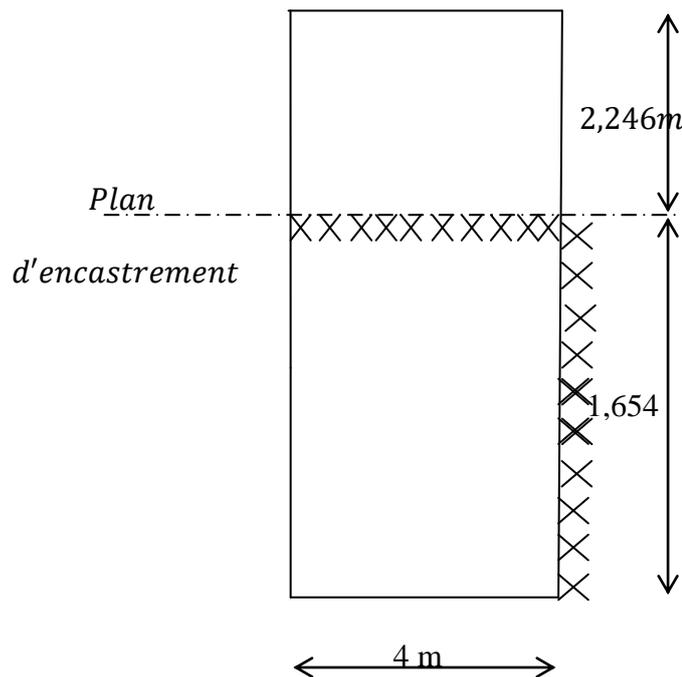


Figure.13.3. Plan d'encastrement du mur en retour.

$$\checkmark H = 2,246 \text{ m}$$

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 4 \times 0,271 \times 2,246^2 = 5,468 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 4 \times 0,271 \times 2,246 = 2,434 \text{ t}$$

➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,20G$$

$$\text{Avec : } G = 2,246 \times 4 \times 1 \times 2,5 = 22,46 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,20 \times 26,95 = 4,492 \text{ t}$$

Effort	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 5,468 \text{ t}$	$\frac{4}{2} = 2 \text{ m}$	10,936	/	/
$P_q = 2,434 \text{ t}$	$\frac{4}{2} = 2 \text{ m}$	/	4,868	/
$F_{SH} = 4,492 \text{ t}$	$\frac{4}{2} = 2 \text{ m}$	/	/	8,984

➤ **Les combinaisons :**

E. L. U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 22,552 \text{ t. m}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = 22,8408 \text{ t. m}$$

E. L. S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 16,777 \text{ t. m}$$

On remarque pour L'E.L.U que la Cs est plus défavorable que la Cn, 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 (4m) .

Donc :

$$M_U = \frac{22,840 \text{ t}}{4} = 5,71 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{16,777}{4} = 4,194 \text{ t. m/ml}$$

13.5.4.5. Ferrailage :

$$b_0 = 1\text{ m} \quad , d = 0,45\text{ m} \quad , d' = 0,05$$

$$\gamma = \frac{5,71}{4,194} = 1,36$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,71 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 15,3} = 0,018$$

$$\mu_{bu} = 0,0018 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,022$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9912$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 3,678\text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,45^2 \times 15,3 = 1,214 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,214}{1,36} = 0,892 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,04194 \leq M_{ls} = 0,892 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{4,194 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 16,2} = 0,012$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9904$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 4,21\text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 4,21\text{ cm}^2$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($29,36 \text{ cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 4,21\text{ cm}^2$) donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

a. Vérification de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 6,60 \text{ cm}^2 < 29,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (C. V)}$$

b. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(5,468) + 1,6(2,434) = 11,2762 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{11,2762}{4} = 2,819 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{2,819 \times 10^{-2}}{0,45 \times 1,00} = 0,062 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,062 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa}$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.6. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive) :

a. Ferrailage horizontal :

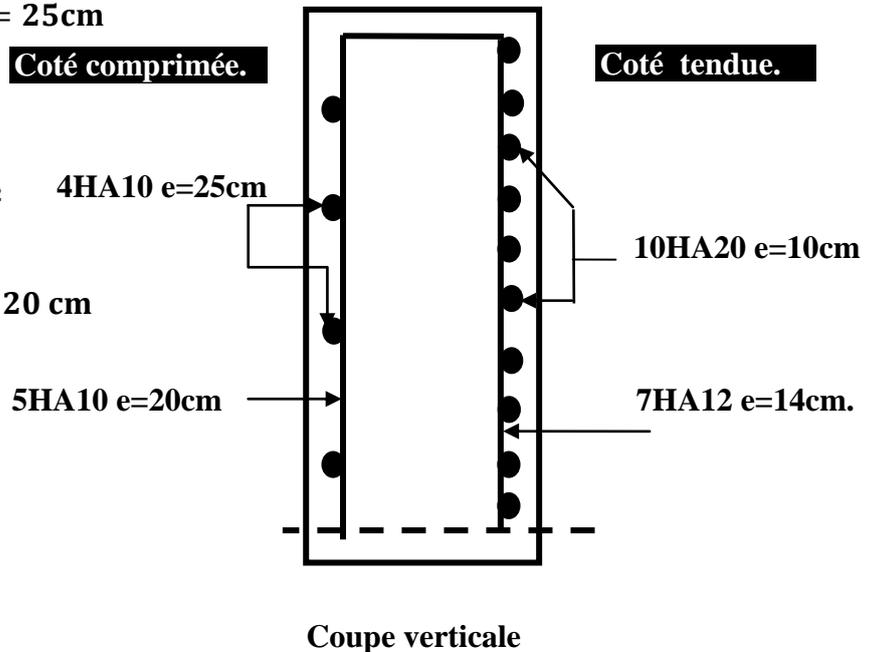
$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{29,36}{10} = 2,936\text{cm}^2$$

On adopte : 4 HA 10 avec : $S_t = 25\text{cm}$

b. Ferrailage verticale :

$$A_v = \frac{A_s}{2} = \frac{7,34}{2} = 3,67 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA10 Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$



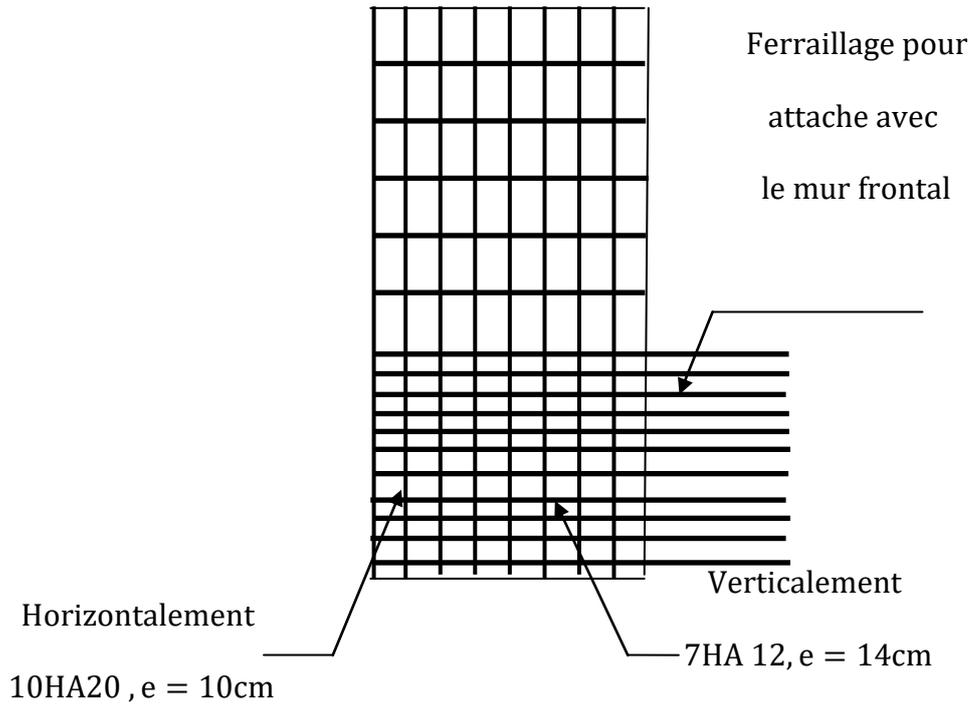


Figure.13.4. Plan du ferrailage du mur en routeur.

13.5.5. Mur frontal :

13.5.5.1.Évaluation des efforts sur le mur frontal :

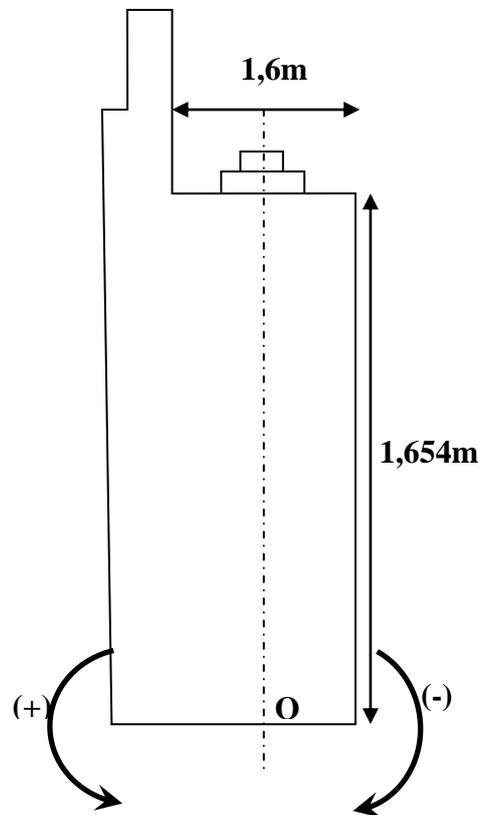
Il est soumis aux efforts suivants :

➤ 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 $F = 0,2G$ (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	Fh= $\epsilon_H \times P$	Fv=(1± $\epsilon_V) \times P$	H m	V m	Ms=Fv ×H	Mr=Fh× V
Mur garde grève	CN	43,881	0	43,881	0,8	2,777	35,1048	0
	SH	43,881	8,7762	43,881	0,8	2,777	35,1048	24,37151
	SH↑SV	43,881	8,7762	41,248	0,8	2,777	32,9985	24,37151
	SH↓SV	43,881	8,7762	46,513	0,8	2,777	37,2110	24,37151
Corbeau	CN	16,012	0	16,012	1,2	2,337	19,2144	0
	SH	16,012	3,2024	16,012	1,2	2,337	19,2144	7,484009
	SH↑SV	16,012	3,2024	15,051	1,2	2,337	18,0615	7,484009
	SH↓SV	16,012	3,2024	16,972	1,2	2,337	20,3672	7,484009
Mur en retour	CN	19,5	0	19,5	2,55	1,95	49,725	0
	SH	19,5	3,9	19,5	2,55	1,95	49,725	7,605
	SH↑SV	19,5	3,9	18,33	2,55	1,95	46,7415	7,605
	SH↓SV	19,5	3,9	20,67	2,55	1,95	52,7085	7,605
Mur frontal	CN	158,42	0	158,42	0,14	0,827	22,1788	0
	SH	158,42	31,684	158,42	0,14	0,827	22,1788	26,20267
	SH↑SV	158,42	31,684	148,91	0,14	0,827	20,8480	26,20267
	SH↓SV	158,42	31,684	167,92	0,14	0,827	23,5095	26,20267
Total culée à vide	CN	237,81	0	237,81	/	/	126,223	0
	SH	237,81	47,562	237,81	/	/	126,223	65,66318
	SH↑SV	237,81	47,562	223,54	/	/	118,649	65,66318
	SH↓SV	237,81	47,562	252,08	/	/	133,796	65,66318
Dalle de transition	CN	78,15	0	78,15	3,55	3,22	277,432	0
	SH	78,15	15,63	78,15	3,55	3,22	277,432	50,3286
	SH↑SV	78,15	15,63	73,461	3,55	3,22	260,786	50,3286
	SH↓SV	78,15	15,63	82,839	3,55	3,22	294,078	50,3286
Remblai	CN	75,024	0	75,024	3,55	3,66	266,335	0

s sur la dalle de transitio	SH	75,024	15,004	75,024	3,55	3,66	266,335	54,91757
	SH↑SV	75,024	15,004	70,522	3,55	3,66	250,355	54,91757
	SH↓SV	75,024	15,004	79,525	3,55	3,66	282,315	54,91757
Remblais sur la semelle	CN	283,21	0	283,21	2,85	1,51	807,162	0
	SH	283,21	56,643	283,21	2,85	1,51	807,162	85,53093
	SH↑SV	283,21	56,643	266,22	2,85	1,51	758,733	85,53093
	SH↓SV	283,21	56,643	300,20	2,85	1,51	855,592	85,53093
La surcharge Q (t/m2)	CN	78,15	0	78,15	3,55	3,9	277,432	0
	SH	78,15	15,63	78,15	3,55	3,9	277,432	60,957
	SH↑SV	78,15	15,63	73,461	3,55	3,9	260,786	60,957
	SH↓SV	78,15	15,63	82,839	3,55	3,9	294,078	60,957
Total culée + remblais	CN	752,35	0	752,35	/	/	1754,58	0
	SH	752,35	150,47	752,35	/	/	1754,58	317,3973
	SH↑S _v	752,35	150,47	707,21	/	/	1649,31	317,3973
	SH↓S _v	752,35	150,47	797,49	/	/	1859,86	317,3973

➤ Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

désignation		les poids (t)	P	V	V	Mr=P×V
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	$0,5 \times 2 \times 3,9^2 \times 15,63 \times 0,271$	64,4255	3,9/3	1,3	83,7532
	SH	$0,5 \times 2 \times 3,9^2 \times 15,63 \times 0,40055$	95,2118	3,9/3	1,3	123,775
	SH+SV1	$0,5 \times 2 \times 3,9^2 \times 15,63 \times 0,3866$	91,9073	3,9/3	1,3	119,479
	SH+SV2	$0,5 \times 2 \times 3,9^2 \times 15,63 \times 0,415$	98,6589	3,9/3	1,3	128,257
Surcharge sur MGG et MF	CN	$1 \times 3,9 \times 15,63 \times 0,271$	16,5193	3,9/2	1,95	32,2126
	SH	$1 \times 3,9 \times 15,63 \times 0,4005$	24,4133	3,9/2	1,95	47,6059
	SH+SV1	$1 \times 3,9 \times 15,63 \times 0,3866$	23,566	3,9/2	1,95	45,9537
	SH+SV2	$1 \times 3,9 \times 15,63 \times 0,415$	25,2972	3,9/2	1,95	49,3295
Total	CN	/	80,9448	/	/	212,01
	SH	/	119,625	/	/	155,988
	SH+SV1	/	115,473	/	/	167,085
	SH+SV2	/	123,956	/	/	174,21

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{\max} = 324,51 \text{ t}$.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{\max} = 162,927 \text{ t}$.

désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H \times P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) \times P$	H m	V m	$M_s = F_v \times H$	$M_r = F_h \times V$
Permanente (Tablier)	CN	324,51	0	324,51	0	2,97	0	0
	SH	324,51	64,902	324,51	0	2,97	0	193,213
	SH+SV	324,51	64,902	305,039	0	2,97	0	193,213
	SH+SV	324,51	64,902	343,981	0	2,97	0	193,213
Surcharge (D240)	CN	162,927	0	162,927	0	3,9	0	0
	SH	162,927	32,5854	162,927	0	3,9	0	127,083
	SH+SV	162,927	32,5854	153,151	0	3,9	0	127,083
	SH+SV	162,927	32,5854	172,703	0	3,9	0	127,083

➤ 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 avec **T = 4 cm** (Chapitre d'équipement).

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. **a = 25 cm**, **b = 40 cm**.

$\Delta_{fl}, \Delta_r, \Delta_T$: sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta_{fl} = 0,34 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,435 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 0,29 \text{ cm}$$

$$H_r = \frac{80 \times 0,25 \times 0,40 \times 0,00435}{0,04} = 0,86 \text{ t}$$

$$H_{fl} = 0,68 \text{ t}$$

$$H_T = 0,58 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,T} = 0,86 + 0,68 + 0,58 = 2,12 \text{ t/1 appareil}$$

$$H_{r,fl,T} = 2,12 \times 6 = 12,72 \text{ t}$$

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_{FH0}(t. m/ml)$
B_C	15 ,00	2,97	47,430
(T + F + R)	12,72	2,97	37,778

❖ Tableau récapitulatif :

Désignation		$F_h = \epsilon_H \times P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) \times P$	Hm	V m	$M_s = F_v \times H$	$M_r = F_h \times V$
Total culée + remblais	CN	0	752,352	/	/	1754,5	0
	SH	150,4704	752,352	/	/	1754,5	317,3973
	SH+SV1	150,4704	707,2109	/	/	1649,3	317,3973
	SH+SV2	150,4704	797,4931	/	/	1859,8	317,3973
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	64,4255	/	0	1,3	0	83,7532
	SH	95,2118	/	0	1,3	0	123,775
	SH+SV1	91,9073	/	0	1,3	0	119,479
	SH+SV2	98,6589	/	0	1,3	0	128,257
Permanente (Tablier)	CN	0	324,51	0	2,977	0	0
	SH	64,902	324,51	0	2,977	0	193,213
	SH+SV1	64,902	305,039	0	2,977	0	193,213
	SH+SV2	64,902	343,981	0	2,977	0	193,213
Surcharge sur MGG et MF	CN	16,5193	/	0	1,95	0	32,2126
	SH	24,4133	/	0	1,95	0	47,6059
	SH+SV1	23,566	/	0	1,95	0	45,9537
	SH+SV2	25,2972	/	0	1,95	0	49,3295
Surcharge (D240)	CN	0	162,927	0	3,9	0	0
	SH	32,5854	162,927	0	3,9	0	127,083
	SH+SV1	32,5854	153,151	0	3,9	0	127,083
	SH+SV2	32,5854	172,703	0	3,9	0	127,083
Bc freinage	CN	15	0	/	2,97	0	47,430
	SH	15	0	/	2,97	0	47,430
	SH+SV1	15	0	/	2,97	0	47,430
	SH+SV2	15	0	/	2,97	0	47,430

La surcharge Q (t/m2)	CN	0	78,15	3,55	3,9	277,43	0
	SH	15,63	78,15	3,55	3,9	277,43	60,957
	SH+SV1	15,63	73,461	3,55	3,9	260,78	60,957
	SH+SV2	15,63	82,839	3,55	3,9	294,07	60,957
T+R+F	CN	12,72	0	/	2,97	0	37,778
	SH	12,72	0	/	2,97	0	37,778
	SH+SV1	12,72	0	/	2,97	0	37,778
	SH+SV2	12,72	0	/	2,97	0	37,778

➤ **Les charges permanentes :**

	Fh	Fv	Ms=Fv×H	Mr=Fh×V
CN	64,4255	1076,86	1754,59	83,7532
SH	310,584	1076,86	1754,59	634,385
SH+SV1	307,28	1012,25	1649,31	630,089
H+SV2	314,031	1141,47	1859,86	638,867

➤ **Les surcharges :**

	Fh	Fv	Ms=Fv×H	Mr=Fh×V
CN	31,5193	241,077	277,433	79,6426
SH	87,6287	241,077	277,433	283,076
H+SV1	86,7814	226,612	260,787	281,424
SH+SV2	88,5126	255,542	294,079	284,8

➤ **R+F+T :**

	Fh	Fv	MS=Fv×H	Mr=Fh×V
CN	12,72	/	/	37,778
SH	12,72	/	/	37,778
SH+SV1	12,72	/	/	37,778
SH+SV2	12,72	/	/	37,778

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	M _{Fv(-)}	M _{Fh(+)}
SH+SV2	402,544	1397,02	2153,94	923,667

Combinaison :

CN :

$$ELU : 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$ELS : G + 1,2Q + 0,6T$$

CN :

$$G + Q + 0,6$$

13.5.5.2. Vérification du flambement de mur :

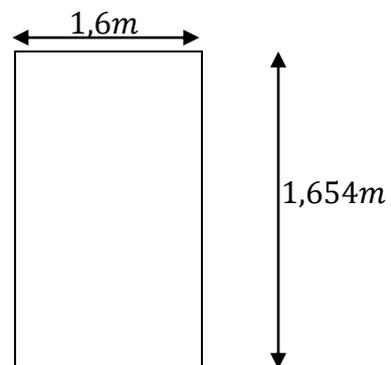
Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	M _{Fv(-)}	M _{Fh(+)}
CN : ELU	147,581	1839,49	2812,58	270,717
CN : ELS	109,881	1366,15	2087,51	201,991

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec : } l_f = 0,707 \times 1,654 = 1,169 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } B = 1,6 \times 1,654 = 2,6464 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,6 \times 1,654^3}{12} = 0,6033 \text{ m}^4$$

Donc :



$$i = \sqrt{\frac{0,6033}{2,6464}} = 0,47$$

Finalement :

$$\lambda = \frac{1,169}{0,47} = 2,487 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \times e_0}{h}; 100\right)\right) M = 50$$

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.

$$N_U = \frac{18,64}{16,13} = 1,15 \text{ MN/m}$$

$$N_U^* = \gamma \times N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{29}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{2,487}{29}\right)^2 = 1,0014$$

$$N_U^* = 1,15 \times 1,0014 = 1,1516 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a), \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{25680,0466}{1846,862} = 1,390 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2 \text{ cm}; \frac{1,654}{250}\right) = 0,02 \text{ m}$$

Donc :

$$M_U^* = 1,1516 \times (1,390 + 0,02) = 1,6237 \text{ MN. m/ml}$$

13.5.5.3 Calcul des armatures :

Après le calcul (avec **SOCOTEC**) on trouve que : $A_S = 35,31 \text{ cm}^2$.

Donc on prend la section : **8 HA 25** avec : $S_t = 12 \text{ cm}$.

A. Ferrailage horizontal :(dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{109,8807}{1,654} = 664,333 \text{ KN/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^0$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \times b_0}{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \times b_0}{0,8f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \times d} = \frac{664,333 \times 10^{-3}}{1 \times 1,55} = 0,428 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00133 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm.}$

$$A_t > 5,32 \text{ cm}^2.$$

b. Vérification du pourcentage :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,100 \text{ cm}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm.}$

Donc :

$$A_t > 2,00 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions :

$$A_t = 7,70 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 5 \text{ HA } 14 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

C. Armatures à droite : (ferraillage vertical)

$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{35,31}{3} = 11,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 16 (A = 16,06 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

D. Armatures à droite : (ferraillage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{7,70}{2} = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 10 (A = 3,93 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

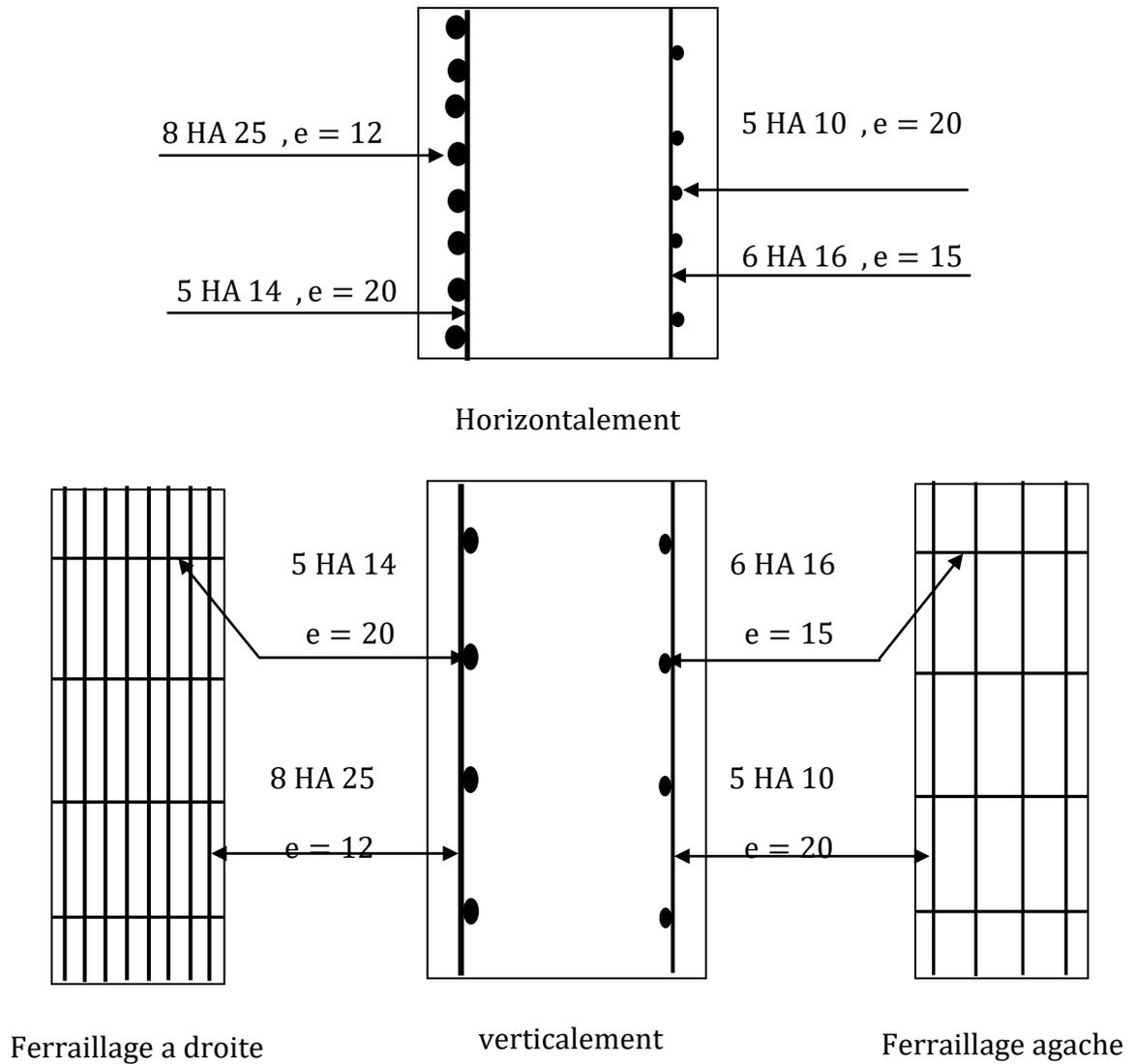


Figure.13.5. Plan de ferrailage.

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)	$F_H = \epsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \epsilon_v) \cdot P$	H m	V m	$M_s = F_v \cdot H$	$M_r = F_h \cdot V$
Mur garde grève	CN	43,881	0	43,881	0,65	4,37	28,5227	0
	SH	43,881	8,7762	43,881	0,65	4,37	28,5227	38,4134
	SH+SV1	43,881	8,7762	41,248	0,65	4,37	26,8113	38,4134

	SH+SV2	43,881	8,7762	46,513	0,65	4,37	30,234	38,4134
Corbeau	CN	16,012	0	16,012	1,05	3,93	16,8126	0
	SH	16,012	3,2024	16,012	1,05	3,93	16,8126	12,6078
	SH+SV1	16,012	3,2024	15,051	1,05	3,93	15,8038	12,6078
	SH+SV2	16,012	3,2024	16,972	1,05	3,93	17,8214	12,6078
Mur en retour	CN	19,5	0	19,5	2,4	3,55	46,8	0
	SH	19,5	3,9	19,5	2,4	3,55	46,8	13,845
	SH+SV1	19,5	3,9	18,33	2,4	3,55	43,992	13,845
	SH+SV2	19,5	3,9	20,67	2,4	3,55	49,608	13,845
Mur frontal	CN	158,42	0	158,42	-0,01	2,42	-1,5842	0
	SH	158,42	31,684	158,42	-0,01	2,42	-1,5842	76,8971
	SH+SV1	158,42	31,684	148,91	-0,01	2,42	-1,4891	76,8971
	SH+SV2	158,42	31,684	167,92	-0,01	2,42	-1,6793	76,8971
Semelle	CN	541,968	0	541,96	0	0,8	0	0
	SH	541,968	108,39	541,96	0	0,8	0	86,7149
	SH+SV1	541,968	108,39	509,45	0	0,8	0	86,7149
	SH+SV2	541,968	108,39	574,48	0	0,8	0	86,7149
Total culée à vide	CN	779,781	0	779,78	/	/	90,5511	0
	SH	779,781	155,95	779,78	/	/	90,5511	228,478
	SH+SV1	779,781	155,95	732,99	/	/	85,118	228,478
	SH+SV2	779,781	155,95	826,56	/	/	95,9841	228,478
Dalle de transition	CN	78,15	0	78,15	3,4	4,82	265,71	0
	SH	78,15	15,63	78,15	3,4	4,82	265,71	75,3366
	SH+SV1	78,15	15,63	73,461	3,4	4,82	249,767	75,3366
	SH+SV2	78,15	15,63	82,839	3,4	4,82	281,653	75,3366
Remblais sur la dalle de transit	CN	75,024	0	75,024	3,4	5,26	255,082	0
	SH	75,024	15,004	75,024	3,4	5,26	255,082	78,9252
	SH+SV1	75,024	15,004	70,522	3,4	5,26	239,777	78,9252
	SH+SV2	75,024	15,004	79,525	3,4	5,26	270,386	78,9252
Remblais sur la semelle	CN	283,215	0	283,21	2,7	3,11	764,682	0
	SH	283,215	56,643	283,21	2,7	3,11	764,682	176,16
	SH+SV1	283,215	56,643	266,22	2,7	3,11	718,801	176,16
	SH+SV2	283,215	56,643	300,20	2,7	3,11	810,563	176,16
La surcharg	CN	78,15	0	78,15	3,4	5,5	265,71	0
	SH	78,15	15,63	78,15	3,4	5,5	265,71	85,965

e Q (t/m2)	SH+SV1	78,15	15,63	73,461	3,4	5,5	249,767	85,965
	SH+SV2	78,15	15,63	82,839	3,4	5,5	281,653	85,965
Total culée + remblais	CN	1294,32	0	1294,3	/	/	1641,73	0
	SH	1294,32	258,86	1294,3	/	/	1641,73	644,865
	SH+SV1	1294,32	258,86	1216,6	/	/	1543,23	644,865
	SH+SV2	1294,32	258,86	1371,9	/	/	1740,24	644,865

➤ Poussée dues aux terres et surcharges :

Désignation		Calcul des poids	Kah	FH	V(m)	MR=FH.
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	$0,5*2*3,9^2*15,63$	0,271	64,4255	2,9	186,834
	SH	$0,5*2*3,9^2*15,63$	0,400	95,2118	2,9	276,114
	SH+SV1	$0,5*2*3,9^2*15,63$	0,386	91,9073	2,9	266,531
	SH+SV2	$0,5*2*3,9^2*15,63$	0,415	98,6589	2,9	286,111
Poussée de la terre sur la semelle	CN	$0,5*2*1,6^2*16,13$	0,271	11,1903	0,53	5,93088
	SH	$0,5*2*1,6^2*16,13$	0,400	16,5378	0,53	8,76502
	SH+SV1	$0,5*2*1,6^2*16,13$	0,386	15,9638	0,53	8,46081
	SH+SV2	$0,5*2*1,6^2*16,13$	0,415	17,1365	0,53	9,08235
Surcharg e sur MGG et MF	CN	$1*3,9*15,63$	0,271	16,5193	1,95	32,2127
	SH	$1*3,9*15,63$	0,400	24,4133	1,95	47,6059
	SH+SV1	$1*3,9*15,63$	0,386	23,566	1,95	45,9537
	SH+SV2	$1*3,9*15,63$	0,415	25,2972	1,95	49,3295
Surcharg e sur la semelle	CN	$1*1,6*16,13$	0,271	6,99397	0,8	5,59517
	SH	$1*1,6*16,13$	0,400	10,3361	0,8	8,26888
	SH+SV1	$1*1,6*16,13$	0,386	9,97737	0,8	7,9819
	SH+SV2	$1*1,6*16,13$	0,415	10,7103	0,8	8,56826
Total	CN	/	/	99,1291	/	230,573
	SH	/	/	146,499	/	340,754
	SH+SV1	/	/	141,414	/	328,928
	SH+SV2	/	/	151,803	/	353,091

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 324,51t$.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 162,927t$

désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H \times P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) \times P$	Hm	V m	$M_s = F_v \times H$	$M_r = F_h \times V$
Permanent e (Tablier)	CN	324,51	0	324,51	-0,15	4,57	-48,6765	0
	SH	324,51	64,902	324,51	-0,15	4,57	-48,6765	297,056
	SH+SV	324,51	64,902	305,0394	-0,15	4,57	-45,7559	297,056
	SH+SV	324,51	64,902	343,9806	-0,15	4,57	-51,5971	297,056
Surcharge (D240)	CN	162,927	0	162,927	-0,15	5,5	-24,4391	0
	SH	162,927	32,585	162,927	-0,15	5,5	-24,4391	179,219
	SH+SV	162,927	32,585	153,1514	-0,15	5,5	-22,9727	179,219
	SH+SV	162,927	32,585	172,7026	-0,15	5,5	-25,9054	179,219

❖ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

	F_H (t)	V(m)	M_{F_H0} (t. m/ml)
B_C	15,00	2,97	47,430
(T + F + R)	12,72	2,97	37,778

➤ Tableau récapitulatif :

Désignation		$F_h = \epsilon_H \times P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) \times P$	Hm	V m	$M_s = F_v \times H$	$M_r = F_h \times V$
Total culée + remblais	CN	0	1294,32	/	/	1641,73	0
	SH	258,864	1294,32	/	/	1641,73	644,865
	SH+SV1	258,864	1216,66	/	/	1543,23	644,865
	SH+SV2	258,864	1371,98	/	/	1740,24	644,865
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	64,4255	/	0	2,9	0	186,834
	SH	95,2118	/	0	2,9	0	276,114
	SH+SV1	91,9073	/	0	2,9	0	266,531
	SH+SV2	98,6589	/	0	2,9	0	286,111
Permanente (Tablier)	CN	0	324,51	-0,15	4,577	-48,6765	0
	SH	64,902	324,51	-0,15	4,577	-48,6765	297,0565

	SH+SV1	64,902	305,0394	-0,15	4,577	-45,7559	297,0565
	SH+SV2	64,902	343,9806	-0,15	4,577	-51,5971	297,0565
Poussée de la terre sur la semelle	CN	11,1903	/	0	0,53	0	5,93088
	SH	16,5378	/	0	0,53	0	8,76502
	SH+SV1	15,9638	/	0	0,53	0	8,46081
	SH+SV2	17,1365	/	0	0,53	0	9,08235
La surcharge Q (t/m ²)	CN	0	78,15	3,4	5,5	265,71	0
	SH	15,63	78,15	3,4	5,5	265,71	85,965
	SH+SV1	15,63	73,461	3,4	5,5	249,767	85,965
	SH+SV2	15,63	82,839	3,4	5,5	281,653	85,965
Surcharge sur MGG et MF	CN	16,5193	/	/	1,95	/	32,2127
	SH	24,4133	/	/	1,95	/	47,6059
	SH+SV1	23,566	/	/	1,95	/	45,9537
	SH+SV2	25,2972	/	/	1,95	/	49,3295
Surcharge (D240)	CN	0	162,927	-0,15	5,5	-24,4391	0
	SH	32,5854	162,927	-0,15	5,5	-24,4391	179,2197
	SH+SV1	32,5854	153,1514	-0,15	5,5	-22,9727	179,2197
	SH+SV2	32,5854	172,7026	-0,15	5,5	-25,9054	179,2197
Bc freinage	CN	15	0	/	2,97	0	47,430
	SH	15	0	/	2,97	0	47,430
	SH+SV1	15	0	/	2,97	0	47,430
	SH+SV2	15	0	/	2,97	0	47,430
Poussée du Surcharge sur la semelle	CN	6,99397	/	/	0,8	/	5,59517
	SH	10,3361	/	/	0,8	/	8,26888
	SH+SV1	9,97737	/	/	0,8	/	7,9819
	SH+SV2	10,7103	/	/	0,8	/	8,56826
T+R+F	CN	12,72	0	/	2,97	0	37,778
	SH	12,72	0	/	2,97	0	37,778
	SH+SV1	12,72	0	/	2,97	0	37,778
	SH+SV2	12,72	0	/	2,97	0	37,778



➤ Les charges permanentes:

	F _h	F _v	M _{F_v} =F _v ×H	M _{F_h} =F _h ×V
CN	75,6158	1618,83	1593,0535	192,76488
SH	435,5156	1618,83	1593,0535	1226,80052
SH+SV1	431,6371	1521,6994	1497,4741	1216,91331
SH+SV2	439,5614	1715,9606	1688,6429	1237,11485

➤ Les surcharges :

	F _h	F _v	M _{F_v} =F _v ×H	M _{F_h} =F _h ×V
CN	38,51327	241,077	241,2709	85,23787
SH	97,9648	241,077	241,2709	368,48948
SH+SV1	96,75877	226,6124	226,7943	366,5503
SH+SV2	99,2229	255,5416	255,7476	370,51246

➤ R+F+T :

	F _h	F _v	M _{F_v} =F _v ×H	M _{F_h} =F _h ×V
CN	12,72	0	0	37,778
SH	12,72	0	0	37,778
SH+SV	12,72	0	0	37,778
SH+SV	12,72	0	0	37,778

13.6.2. Combinaison :

CN: ELU : 1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS: G + 1,2Q + 0,6T

Condition Normale				
Etat	F _h	F _v	M _{F_v} (-)	M _{F_h} (+)
ELU	173,87856	2571,1437	2536,6557	426,83558
ELS	129,46372	1908,1224	1882,5786	317,71712

CS: G + Q + 0,6T

Condition Sismique				
Etat	F _h	F _v	M _{Fv(-)}	M _{Fh(+)}
SH+SV2	546,4163	1971,5022	1944,3905	1630,2941

➤ **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	129,463	1908,1224	1564,861
E. L. U	CN	173,878	2571,143	2109,820
	CS	547,416	1971,5022	314,096

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 :

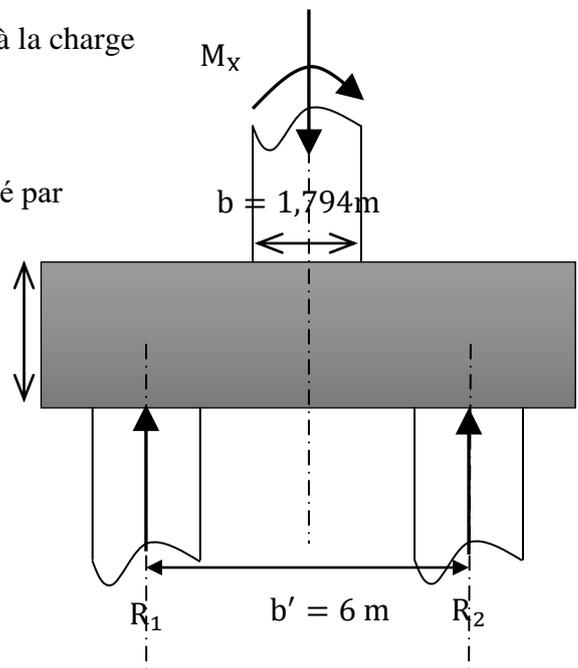
$$R_i = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \text{ Avec : } n = 8 \quad h = 1,6\text{m}$$

❖ **Exemple de calcul :**

Condition normale(ELU) :

On a : N = 2571,143 t.

$$M = 2109,820 \text{ t.m}$$



$$R_{\max} = \frac{2571,143}{8} + \frac{2109,820 \times 6}{8 \times 6^2} = 365,34t$$

$$R_{\min} = \frac{2571,143}{8} - \frac{2134,895 \times 6}{8 \times 6^2} = 276,91t$$

		$F_V(t)$	$M_{\text{nette}}(t.m)$	$R_{\min}(t)$	$R_{\max}(t)$
E. L. S	CN	1908,1224	1564,861	205,97	271,11
E. L. U	CN	2571,143	2109,820	276,91	365,34
	CS	1971,5022	314,096	239,89	252,98

On a : $R_{\min} > 0$ (il n'y a pas risque de soulèvement des pieux.)

13.6.4. Calcul du ferrailage :

❖ Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode de la RDM approchée (méthode de moment).

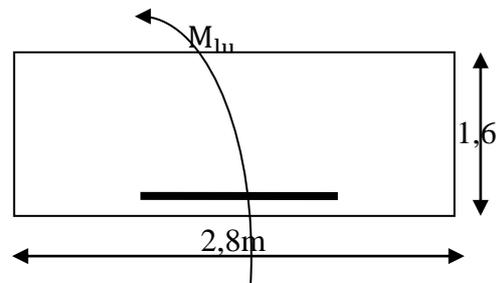
❖ les armatures transversales inférieures :

➤ ELU :

On a : $R_{\max} = 365,34 t$

$$M_{1,ult} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$= 365,34 \left(\frac{3}{2} - 0,35 \times 1,2 \right) = 394,56 t.m$$



Un prend une bande de calcul de b_1 tel que :

$$b_1 = \varnothing_{\text{pieu}} + h = 1,2 + 1,6$$

$$b_1 = 2,8 m$$

La section d'armature est calculée par **SECOTEC** :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 74,69 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

On a : $R_{\max} = 365,34 \text{ t.} +$

$$M_{1,ser} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 365,34 \left(\frac{3}{2} - 0,35 \times 1,2 \right) = 394,56 \text{ t. m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{16,2 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400; 207,314 \right\} = \mathbf{207,314 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = \mathbf{0,384}$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 1,35$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 1759,38 \text{ t. m}$$

$$M_{Rb} = 1759,38 \text{ t. m} > M_{1,ser} = 394,56 \text{ t. m} \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0 \text{ cm}^2}$$

$$A_{st} = \frac{M_{1,ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{142,02 \text{ cm}^2}$$

$$A_{st} = \max(A_{st,ult}, A_{st,ser}) = \mathbf{142,02 \text{ cm}^2}$$

soit 11HA32 + 11HA25 ($A_{st} = 142,47 \text{ cm}^2$).

L'espace entre les barres :

$$S_t = \frac{\emptyset + h - C}{11 - 1} = \frac{2,75}{10} = 0,27 \Rightarrow S_t = \mathbf{27 \text{ cm.}}$$

❖ **Les armatures transversales supérieures :**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{142,02}{10} = 14,20 \text{ cm}^2$$

soit 10HA14 ($A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,75}{9} = 0,30 \text{ m} \Rightarrow S_t = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

❖ **Les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st,ser}}{3} = \frac{142,02}{3} = 47,34 \text{ cm}^2$$

soit 10HA25 ($A_{st} = 49,09 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,75}{9} = 0,30\text{m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 30\text{cm}.$$

❖ **Les armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{l,\text{sup}} = \frac{A_{st,\text{ser}}}{10} = \frac{142,02}{10} = 14,20\text{cm}^2$$

soit 10 HA14 ($A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,75}{9} = 0,30\text{m} \Rightarrow S_t = 30\text{cm}.$$

13.6.5. Schéma de ferrailage :

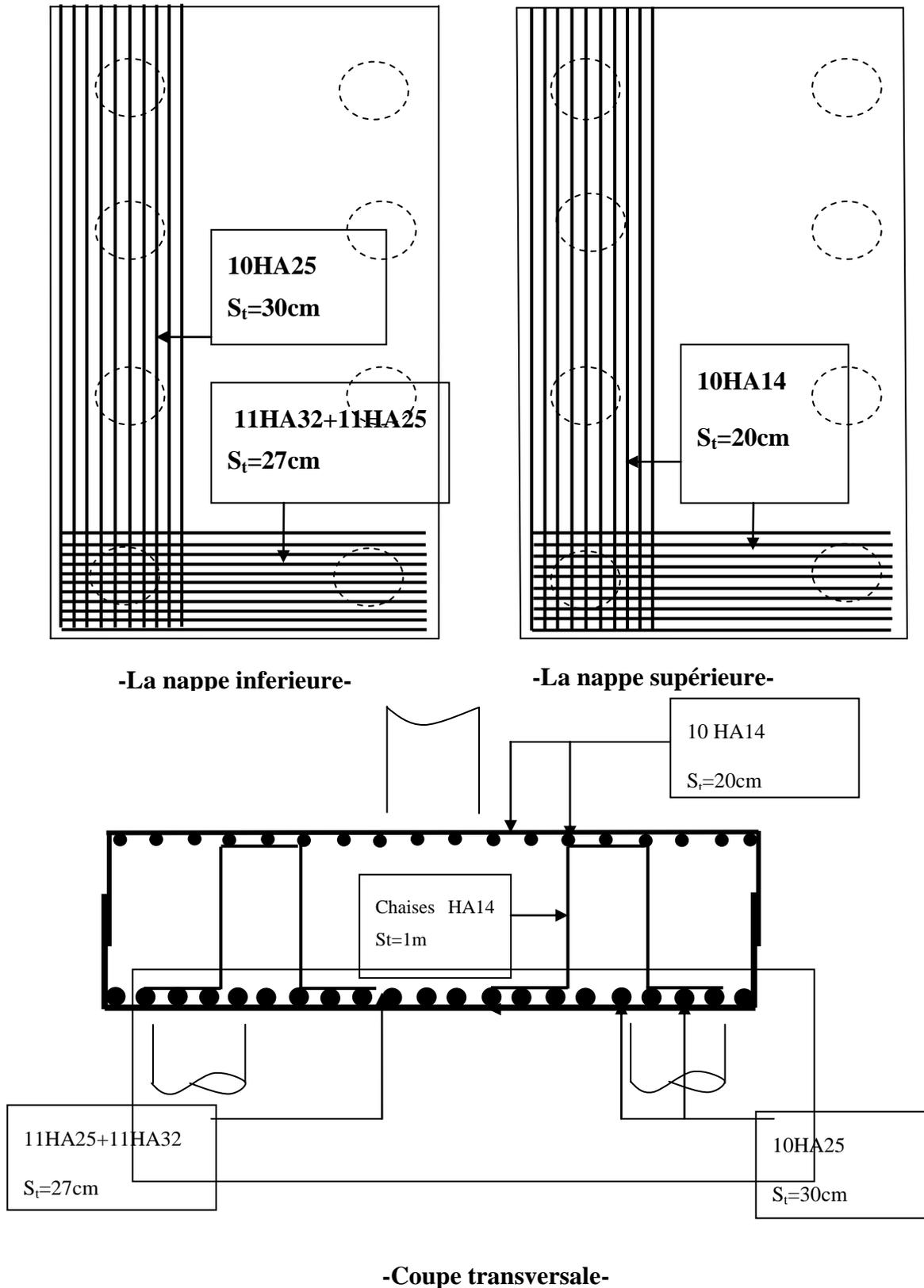


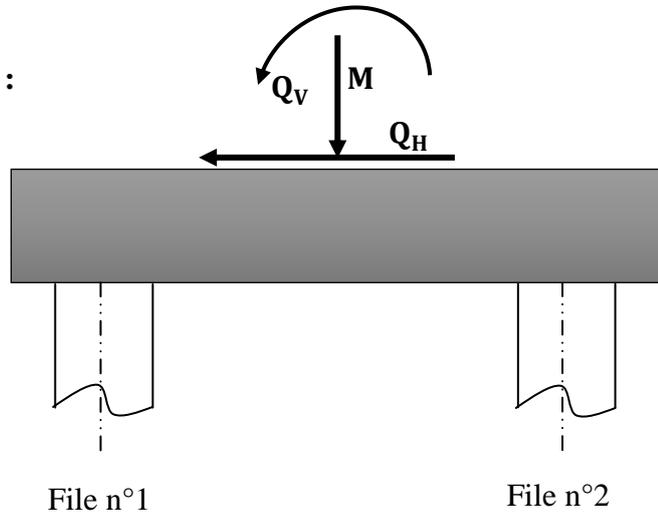
Figure.13.6. Schéma de ferrailage de la semelle.

13.7. Etude de ferrailage des pieux sous culée :

Pour notre cas, la semelle se repose sur trois files de pieux, chaque file comporte cinq pieux.

➤ **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.

$A_s = 56,52 \text{ cm}^2$ soit : 12 HA 25.

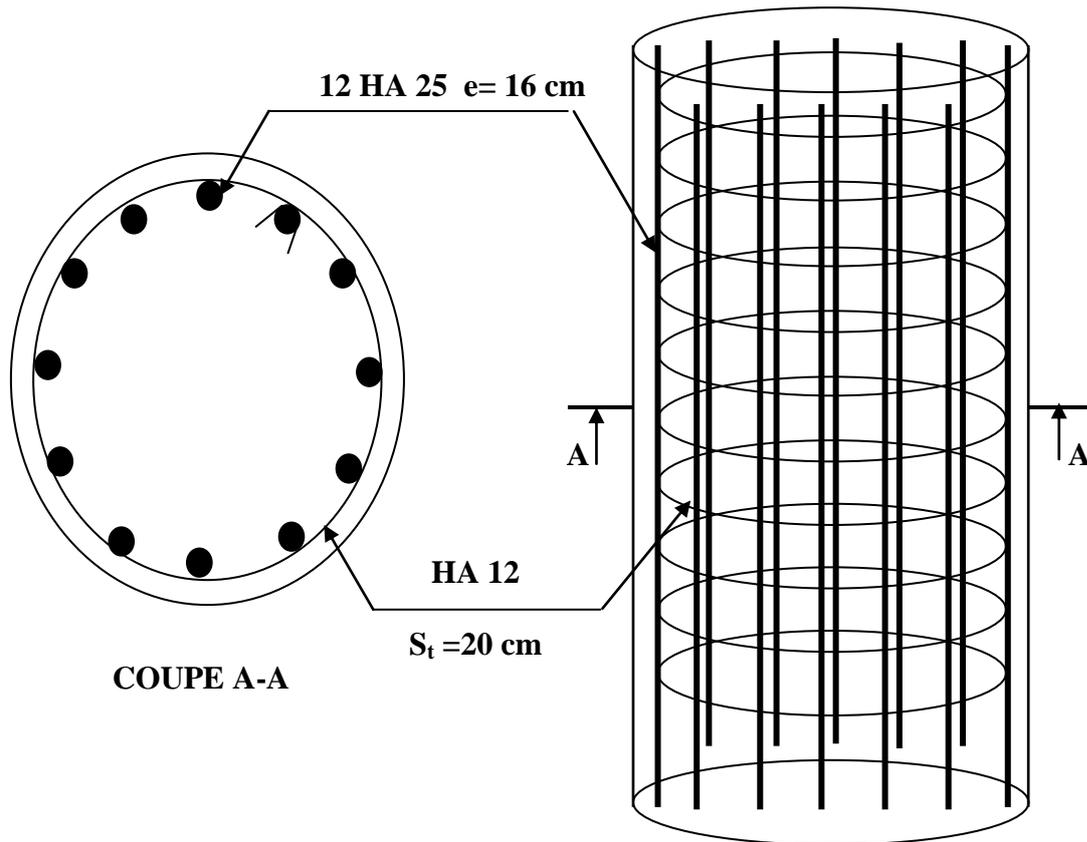


Figure.13.7. Schéma de ferrailage du pieu.

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 (poids propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée 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 pont autoroutier, cet ouvrage d'art s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda à l'autoroute Est Ouest sur 40 km, Sa longueur est de 90 m, implanté dans la section de la wilaya de Skikda au niveau du PK 15+772.

L'étude de l'ouvrage d'art objet de notre PFE nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances à travers les différentes phases d'étude et de réalisation, tout 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 été statué sur la variante la plus avantageuse pour le pré dimensionner 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

Bibliographie

Ouvrage :

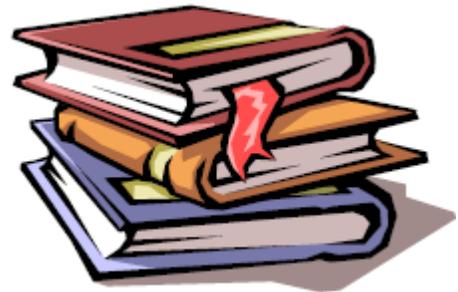
- [1] : Document ressource des ponts, année 2007-2008 sous la direction de Michel Loisy.
- [2] : Calgaro, J.A, M, Virlogeux. « Projet et construction des ponts ».Généralités, fondation appuis ouvrages.
- [3] : Les donnes de projet
- [4] : R.P.O.A, règle parasismique applicable au domaine ouvrage d'art, 2008.
- [5] : B.P.E.L, Calcul et vérification des ouvrages en béton précontrainte ,1991.
- [6] :BAEL91, Guide pratique d'utilisation des règles, 1991.
- [7] : RCPR, règle définissant les charges à appliquer le calcul et les épreuves des ponts routes 2008
- [8] : VIPP, guide de conception SETRA.

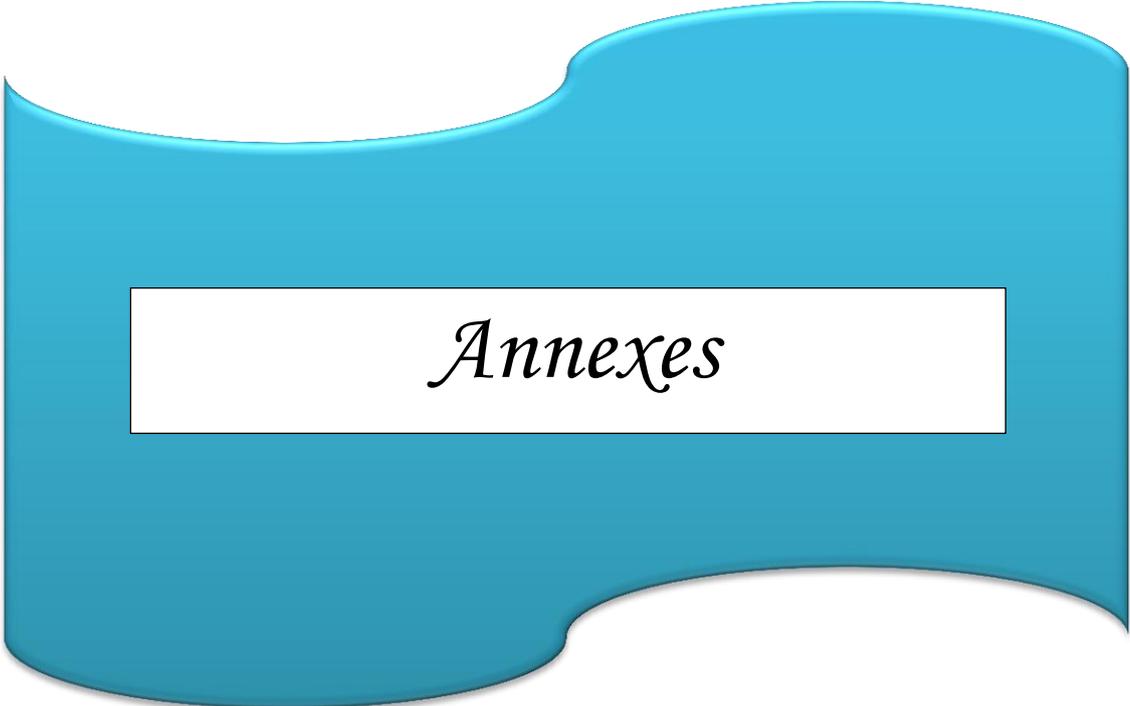
❖ **Mémoire de fin d'étude:**

- Mémoire de fin d'étude (Himeur, labeni) étude d'un pont à poutre en béton précontraint.
- Mémoire de fin d'étude (zemamouch, meghar) étude d'un pont à poutre en béton précontraint.
- Mémoire de fin d'étude (Mehdid, Chettabi) étude d'un pont à poutre en béton précontraint.

❖ **Logiciels techniques :**

- ROBOT 2014.
- SOCOTEC.
- SAP2000.
- Microsoft office 2010.
- Microsoft developer studio (FORTRAN).
- Auto CAD 2011

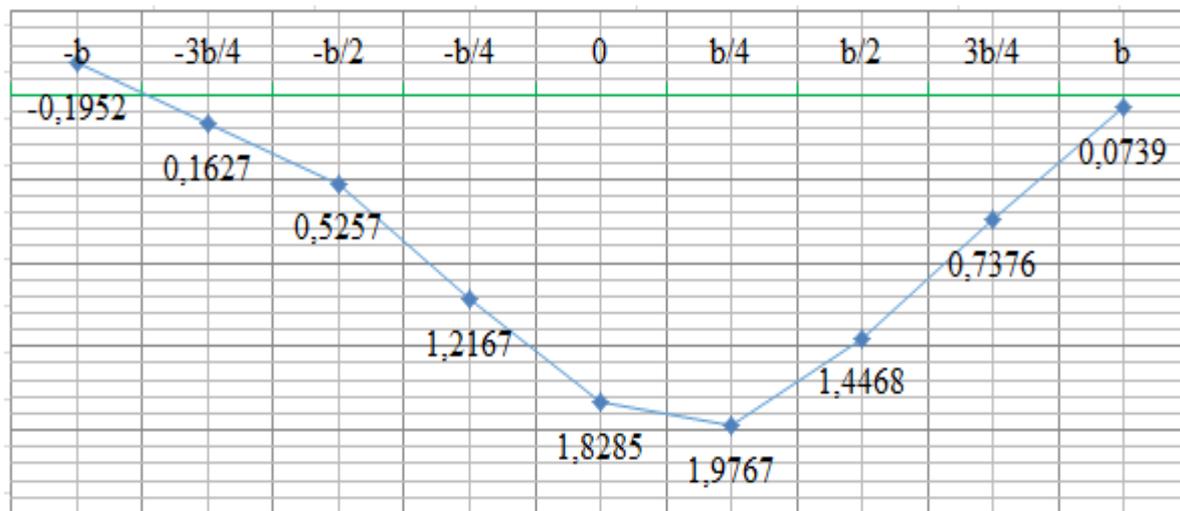
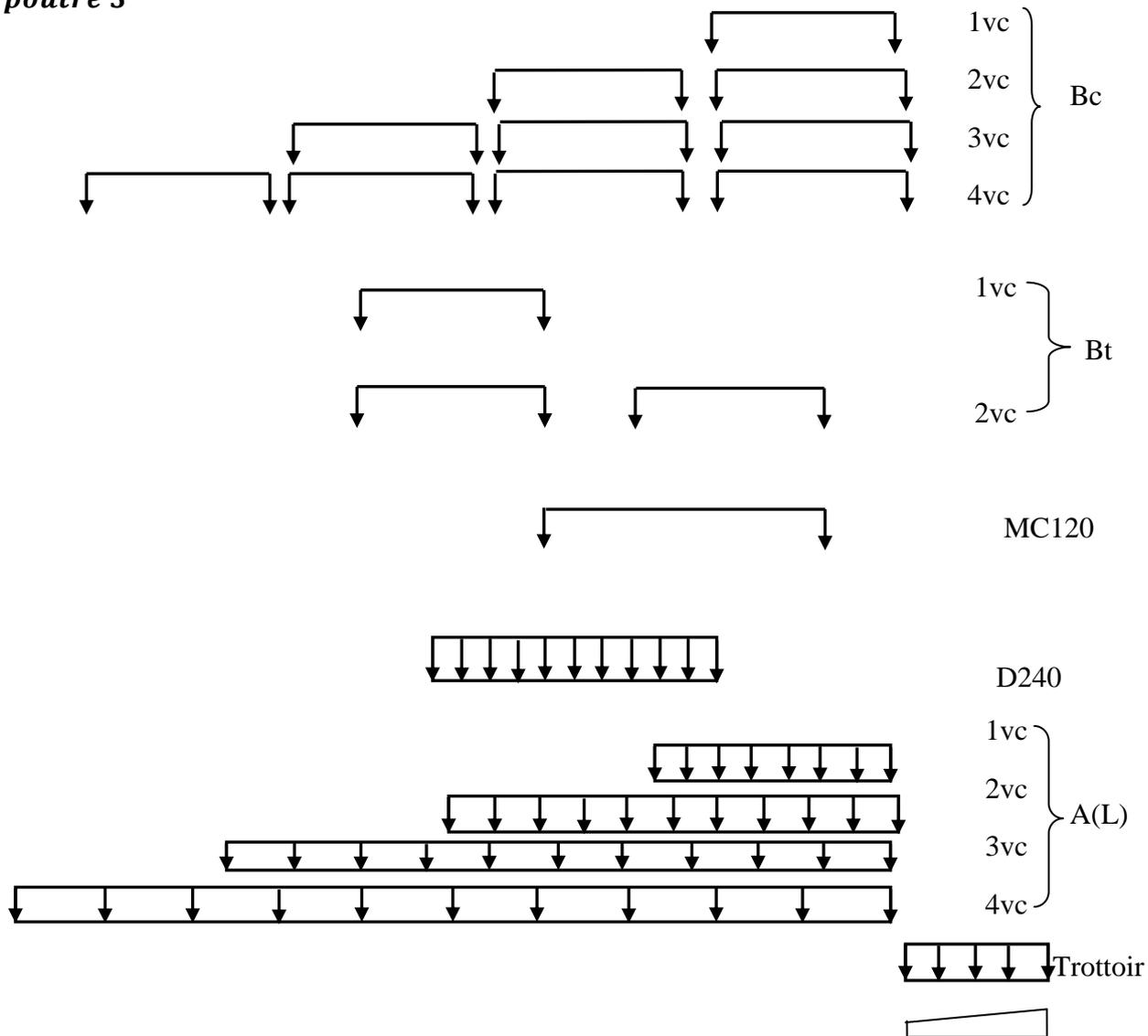




Annexes

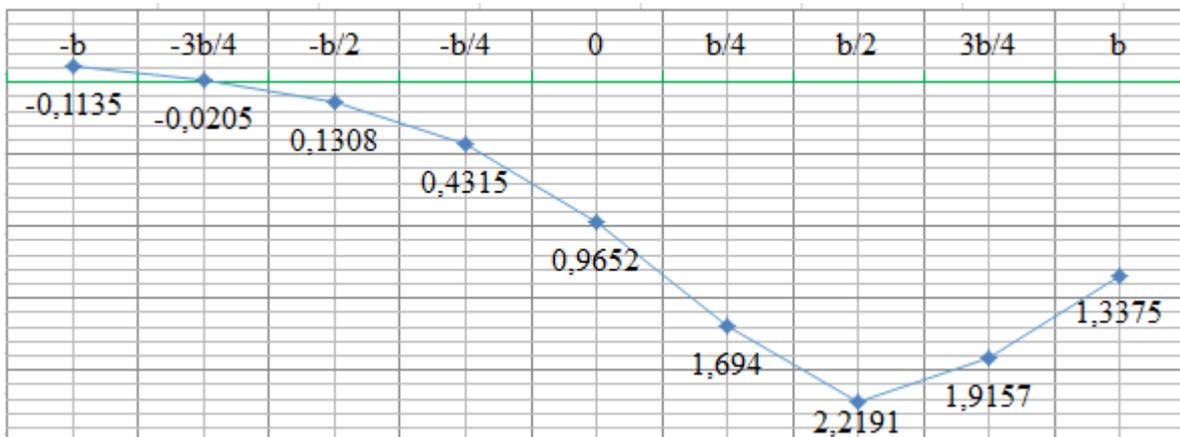
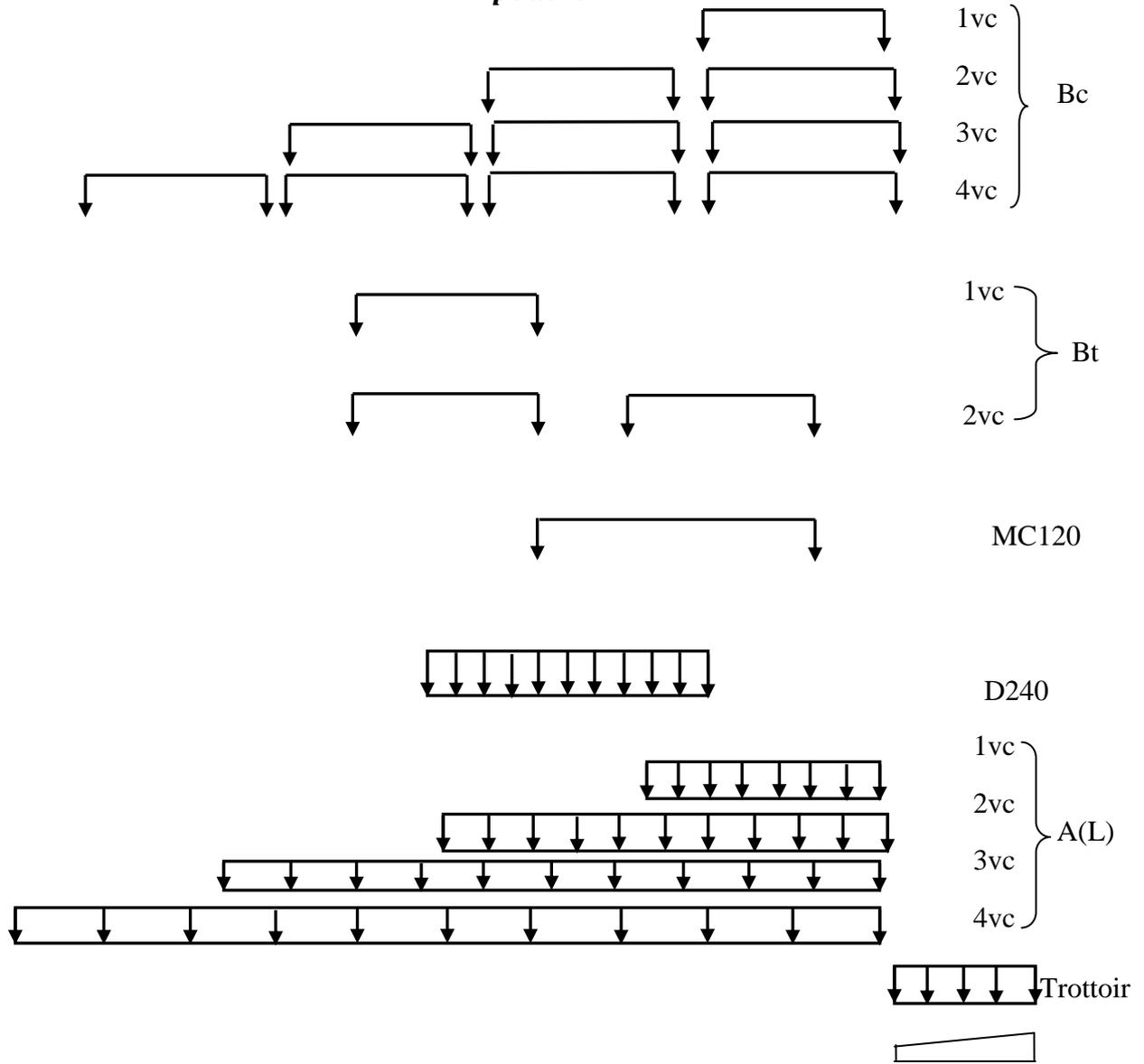
ligne d'influence (Ka)

poutre 3

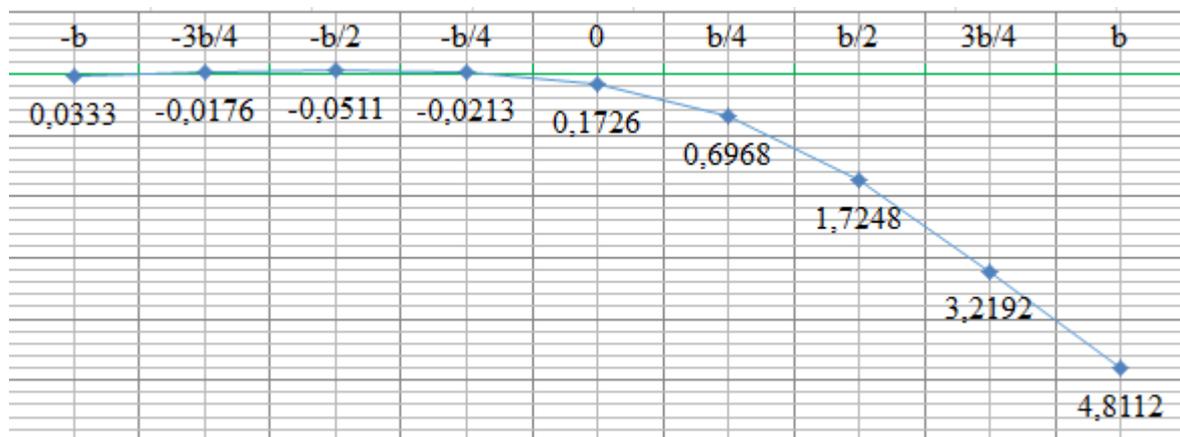
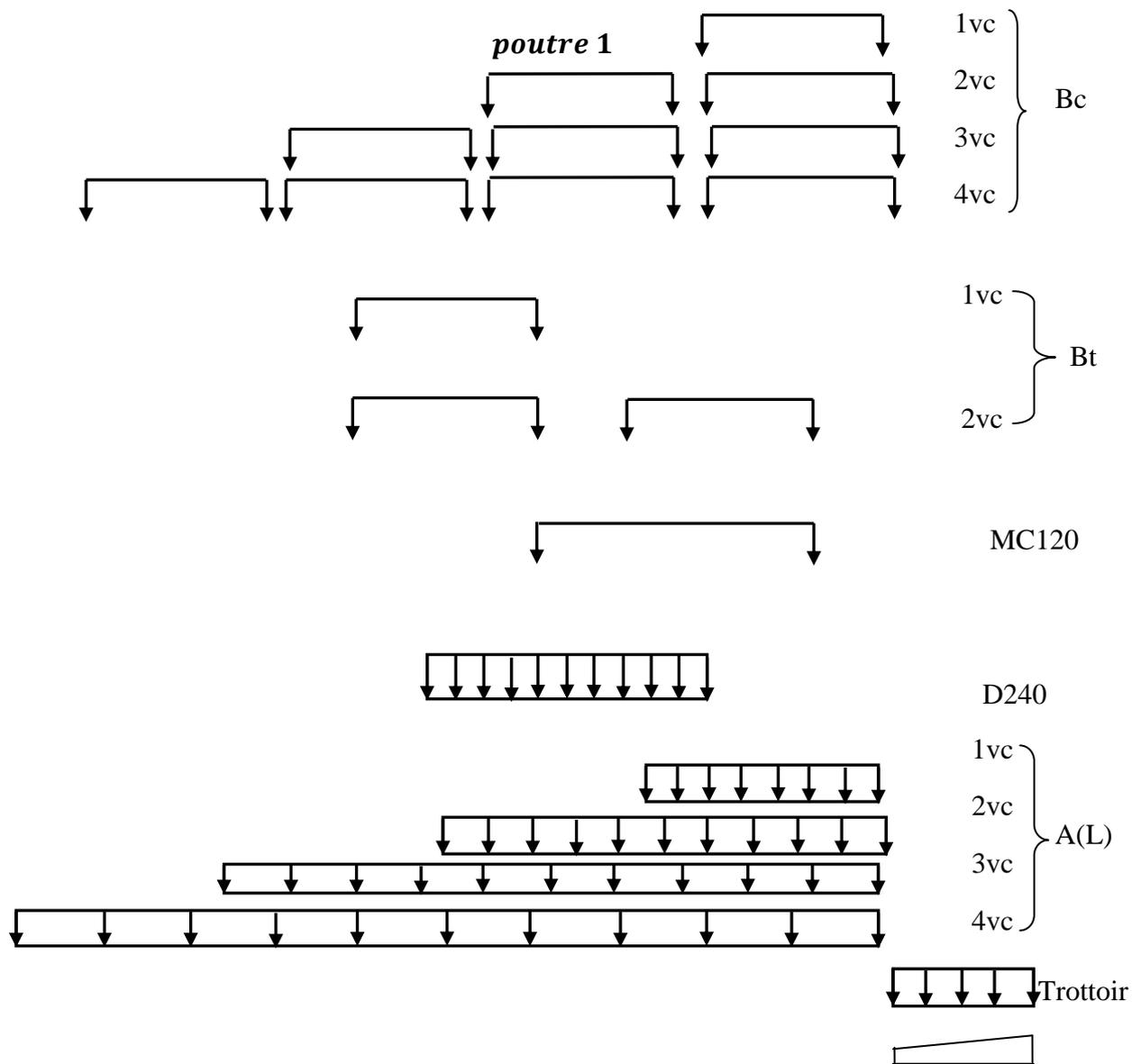


Ligne d'influence ($k\alpha$)

poutre 2



Ligne d'influence ($K\alpha$)



Abstract

This work consists of carrying out the study and design of a motorway bridge, which part of the project of the penetrating motorway linking the port of SKIKDA to the East motorway Where is.

After the multi-criteria analysis, our choice focused on the study of the construction of a bridge in concrete prestressed by post tension.

A pre-sizing of the constituent elements of our work has been done in accordance with technical guides and normative requirements.

A detailed calculation of the bridge in question was carried out with the presentation of all reinforcement diagrams.

A comparison between the results obtained by the manual calculation and those obtained by the calculation software based on the finite element method such that ROBOT Millénium was done.

Keywords: Structures, bridge, multicriteria analysis, prestressed concrete, post tension, ROBOT Millennium, SAP2000.