

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel
Faculté de science et de la Technologie



Département de Génie Civil et Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

Option : voies et ouvrages d'art

Présenté par :

MENNICHE AHCENE

BOUCHELIT YASSER

Thème

*Étude d'un ouvrage d'art de la pénétrante Autoroutière
reliant le port Djendjen à l'Autoroute Est-Ouest*

« Cas de l'ouvrage de rétablissement PS12+710 »

Dirigé par :

Dr. DERBANE SAID

Soutenu publiquement le 26 /06/2018 devant le jury composé de :

- **Président : MENDACI FARIDA**
- **Examineur : LAUCHE MOHAMED**

∞ Promotion 2018∞

Résumé

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

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

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

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

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

ملخص

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

العمل المنجز في هذه المذكرة يتمثل في تصميم ودراسة منشأ فني على شكل ممر علوي يتكون من عدة روافد من الخرسانة المسبقة الإجهاد.

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

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

إن تصميم هذه المنشأة تم وفقا لقواعد ومراجع تقنية.

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

Abstract :

The development of infrastructures and communication channels constitute a very important element in the development of countries, the realization of its means of communication necessaire overcoming obstacles, in this case the construction of structures such as bridges, viaducts, upper and lower passages is required.

The work presented in this thesis consists of designing and studying a bridge over a prestressed concrete beam by means of a tensioning station of tow isostatic spans.

The study of the elements constituting this work was done manually, then a comparative study of the analysis of the deck was carried out using the theory of the lines of influence and the method of Guyon Massonnet, and this by contribution to a numerical model in finite elements developed on the ROBOT Millénium calculation.

The design of this work has been done in accordance with the guides and technical references.

Key words: Engineering, structure, overpass, design, modeling, finite element.

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 étude.

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.

Qu'il nous soit permis de remercier Mr MESSIOUD.S , LAOUCHE.M et toute l'équipe de la ADA ,l'EGIS INTERNATIONAL et spécialement BOUDLAL.T ,DJEBELKHIR.M et YAKOUBI.M qui nous ont prodigués une aide précieuse tout au long de notre stage au sein de cette entreprise.

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.

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION ET CONCEPTION GENERALE

1.1. Introduction :	1
1.2. But de l'étude :	1
1.3. Présentation de l'ouvrage :	2
1.3.1 Position de l'ouvrage :	2
1.3.2. Description de l'ouvrage :	2
1.3.2.1. Portée :	2
1.3.2.2. Tablier :	2
1.4. Conception de l'ouvrage :	3
1.4.1. Données fonctionnelles :	3
1.4.2. Données géotechniques :	5
1.4.3. Données sismiques :	9
1.4.4. Données topographiques :	10
1.4.5. Les données climatiques :	10
1.5. Choix du type d'ouvrage :	10
1.5.1. Pont en béton armé :	11
1.6. Conclusion :	13

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.1. Introduction :	14
2.2. Le béton :	14
2.3. L'acier :	17
2.3.1. Les aciers actifs :	17

2.3.2. Aciers passifs :	17
2.3.3. Aciers actifs :	18
2.4. Conclusion :	20

CHAPITRE 3 : PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

3.1. Introduction :	21
3.2. Pré-dimensionnement des éléments du tablier :	21
3.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre :	21
3.2.2. Hauteur des poutres :	21
3.2.3. Epaisseur de l'âme :	22
3.2.4. La largeur de la table de compression :	22
3.2.6. Nombre des poutres (N) :	23
3.2.7. Epaisseur de l'hourdis :	23
3.3. Les caractéristiques de l'ouvrage :	23
3.4. Caractéristique géométrique de la poutre :	24
3.4.1. Notations utilisées :	24
3.4.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes :	25
3.4.3. Caractéristiques géométriques des sections nettes :	28
3.5. Conclusion :	29

CHAPITRE 4 : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

4.1. Introduction ;	30
4.2. Les actions permanentes :	30
4.3. Les actions variables :	30
4.3.1. Les charges d'exploitation :	30

4.3.2. Les charges climatiques :	30
4.3.3. Les actions accidentelles :	30
4.4. Calcul des charges :	31
4.4.1. Calcul des charges permanentes et complément des charges permanents :	31
4.4.1.1. Les charges permanentes :	31
4.5. La charge totale :	34
4.6. Calculs des surcharges :	35
4.6.1. Système de charges A (L) :	36
4.6.2. Système B :	37
4.6.3. Système militaire MC120 :	41
4.6.4 Système de charges exceptionnelles D240 :	42
4.6.5 Surcharge sur trottoir :	43
4.6.6 Les effets horizontaux :	43
4.6.6.1. Détermination de l'action sismique longitudinale et verticale :	46
4.7. Conclusion :	47

CHAPITRE 5 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

5.1. Introduction :	48
5.2. Sollicitations dues aux charges permanentes :	48
5.2.1 : Les éléments de réduction dus au poids propre :	48
5.2.2. Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes	49
5.3 : Sollicitation dues aux charges roulantes :	50
5.3.1 : Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :	50
5.3.2 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges :	58
5.4. Conclusion :	62

CHAPITRE 6 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

6.1. Introduction :	63
6.2. Choix de la méthode :	63
6.3. Principe de la méthode (GUYON MASSONET) :	64
6.4. Détermination des coefficients :	66
6.4.1 Paramètre de calcul :	66
6.5. Détermination des coefficients de répartition transversale :	69
6.5.1. Le coefficient $K\alpha$:	69
6.5.2. Les positions des poutres :	72
6.5.3 Calcul des efforts tranchant :	73
6.5.4. Détermination des coefficients $K_{\alpha moy}$, $\epsilon_{\alpha moy}$, $\epsilon_{\alpha moy}$ de chaque poutre.....	79
6.5.4.1.Cas des charges concentrées :	79
6.5.4.2. Cas des charges uniformément repartie :	80
6.6. Calcul des moments fléchissant et effort tranchants réels dans chèque poutre :	81
6.6.1. Les efforts tranchants :	83
6.7. Calcul des moments et des efforts maximaux dans chaque poutre :	84
6.7.1. Moment fléchissant :	84
6.7.2. Effort tranchant :	84
6.8. Les combinaisons d'action :	85
6.9. Conclusion :	87

CHAPITRE 7 : MODELISATION DU TABLIER

7.1. Introduction	88
7.2. Présentation de logiciel :	89
7.3. Modélisation :	90

7.3.1. Modélisation des poutres :	91
7.3.2. Modélisation de la dalle :	92
7.3.3 Définition de différents cas de charge :	92
7.3.3.1.Système de charge A (L) 04 voies chargées :	92
7.3.3.2.Surcharge sur trottoirs :	93
7.3.3.3.Sous système Bc 02 voies chargées :	93
7.3.3.4.Système militaire Mc120 :	94
7.3.3.5.Charge exceptionnelle D240 :	94
7.3.4.Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels :	95
7.3.4.1.Les valeurs extrêmes du moment :	96
7.3.4.2.Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT :	96
7.3.5. Discussion des résultats :	97

CHAPITRE 8 :L'ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

8.1. Introduction :	98
8.1.2. Types De Précontrainte :	98
8.2. Dimensionnement de la précontrainte :	100
8.2.1 Caractéristiques géométriques de la poutre :	100
8.2.2.L'effort de précontraint minimum :	100
8.2.3.Calcul du nombre des câbles :	102
8.2.4.Vérification des contraintes à la mise en tension.....	103
8.2.5.Principe de positionnement des câbles	105
8.2.6.Distribution constructive des câbles :	105
8.2.7.Les traces des câbles :	108
8.2.8. Câble moyen fictif:	113

8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes.....	114
8.3. Les pertes et des chutes des tensions :.....	120
8.3.1 Introduction :.....	120
8.3.2. Les pertes instantanées :	120
8.3.3. Les pertes différées :.....	128
8.4. Vérification des contraintes normales :.....	135
8.4.1. La vérification des contraintes :.....	138
8.4.2. Ferrailage passif longitudinal :	141
8.4.3. Ferrailage passif transversal (armatures du talon) :.....	143
8.4.4. Justification aux E.L.U :	143
8.5. Justifications des contraintes tangentielles :.....	151
8.5.1. Introduction :.....	151
8.5.2. Justification à l'E.L. S :	151
8.5.3 Justifications à l'E.L. U :.....	155
8.4. Conclusion :.....	166

CHAPITRE 9 : ETUDE DE LA DALLE ET DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

9.1. Introduction :	167
9.2. Etude de l'hourdis.....	167
9.2.1 Ferrailage de l'hourdis :.....	167
9.2.2. Etude de la flexion transversal et longitudinale :	167
9.2.2.1. Ferrailage sous la flexion transversal :	169
9.2.2.2. Ferrailage sous la flexion longitudinale :.....	171
9.3. Schéma de ferrailage de la dalle :.....	173
9.4. Étude de l'entretoise d'about :.....	174

9.4.1. Dimensions de l'entretoise :	174
9.4.2. Calcul de l'entretoise :	175
9.4.2.1. Calcul des efforts :	175
9.3.2.2. Emplacement des vérins :	175
9.4.2.3. Calcul des sollicitations :	175
9.4.3. Ferrailage de l'entretoise :	178
9.4.3.1. Les armatures de peau :	181
9.5. Schéma de ferrailage	181
9.6. Conclusion :	182

CHAPITRE 10 : CALCUL DES DEFORMATIONS

10.1. Introduction :	183
10.2. Flèche et contre flèche :	183
10.2.1 Flèche due au poids propre :	183
10.2.2. Flèche due à la surcharge :	183
10.3. Calcul des rotations :	186
10.3.1. Sous le poids propre :	186
10.3.2. Sous les surcharges :	186
10.3.3. Sous la précontrainte :	186
10.3.4. Rotation résultante :	186
10.4. Calcul des déplacements d'appuis :	186
10.4.1. Déplacement du à la rotation :	186
10.4.2. Déplacement du au retrait :	187
10.4.3. Déplacement du au fluage :	187
10.4.4. Déplacement du a la variation de la température :	187

10.4.5.Déplacement total :	187
10.5. Conclusion :	187

CHAPITRE 11 : LES EQUIPEMENTS

11.1.Introduction :	188
11.2.Les appareils d'appui en élastomère fretté :	188
11.3.Dimensionnement :	189
11.3.1.Aire de l'appareil d'appui :	189
11.3.2.Hauteur nette de l'élastomère :	190
11.3.3.Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :	190
11.4.Répartition des efforts sur les appuis :	191
11.4.1.Action dynamique (efforts du au freinage) :	191
11.4.2.Effort due au vent :	191
11.4.3.Effort due au séisme :	191
11.4.4.Effort due à la déformation (déplacements) :	192
11.5.Vérification des appareils d'appui :	192
11.5.1.Calcul des contraintes de cisaillement :	192
11.5.1.1.Contrainte due à l'effort normal N :	192
11.5.1.2.Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal :	193
11.5.1.3.Contrainte de cisaillement due à la rotation :	193
11.5.1.4.Condition de non soulèvement :	193
11.5.1.5.Condition de non glissement :	194
11.5.1.6.Condition de nom flambement	195
11.6.Les dés d'appuis :	196
11.6.1.Armatures de chaînages :	196
11.6.2.Armatures de diffusion :	196

11.7.Les joints de chaussée :	197
11.7.1.Les différents types de joint :	197
11.7.2.Evacuation des eaux :	198
11.8.conclusion :	200

CHAPITRE 12 : ETUDE DE LA PILE

12.1.Introduction :	201
12.2.Choix du type de fondations :	201
12.2.1.Fondation superficielle :	201
12.2.2.Fondation profonde :	201
12.2.3.Fondation semi-profonde :	202
12.3.Pré Dimensionnement de la pile :	202
12.3.1 Le chevêtre :	202
12.3.2 Les futs :	202
12.3.3.La semelle :	202
12.3.4.Les pieux :	203
12.4.Répartition des charges et surcharges :	205
12.4.1.Charge permanente :	205
12.4.2.Surcharges :	205
12.4.3.Les efforts horizontaux :	214
12.5. Etude du chevêtre :	216
12.5.1.Etude de la torsion du chevêtre :	216
12.6. Etude du fût :	218
12.6.1.Calcul des sollicitations :	219
12.6.2.Calcul des combinaisons :	222
12.6.3.Vérification vis-à-vis le flambement du fut :	224

12.6.3.1. Calcul de ferrailage :	225
12.7. Etude de la semelle :	227
12.7.1. Calcul des charges :	228
12.7.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile :	229
12.7.3. Vérification de soulèvement et de tassement des pieux :	233
12.7.4. Ferrailage de la semelle :	233
12.7.5. Etude des pieux sous pile :	235
12.8. Ferrailage des pieux :	237
12.8.1. Schéma de ferrailage du pieu :	237
12.9. Conclusion :	238

CHAPITRE 13 : ETUDE DE LA CULEE

13.1. Introduction :	239
13.2. Choix de la morphologie :	239
13.3. Dimensionnement des éléments de la culée :	241
13.3.1. Le sommier d'appui :	241
13.3.2. Le mur garde grève :	241
13.3.3. Le corbeau :	242
13.3.4. Le mur frontal :	242
13.3.5. Le mur en retour :	242
13.3.6. La dalle de transition :	242
13.3.7. La fondation :	242
13.4. Vérification de la stabilité de la culée :	243
13.4.1. Détermination des centres de gravité des éléments de la culée :	244
13.4.2. Calcul des sollicitations :	245
13.4.3. Vérification de la stabilité :	247

13.4.4.Etapes d'exécution de la culée.....	248
13.5.Etude ferrailage des éléments de la culée :.....	249
13.5.1.Mur garde grève :.....	249
13.5.2.Dalle de transition :.....	255
13.5.3.Le corbeau :	261
13.5.4.Mur en retour :	264
13.5.5.Mur frontal :.....	277
13.5.5.3.Calcul des armatures :.....	283
13.6.Etude de ferrailage de la semelle sous culée :.....	285
13.6.1.Les sollicitations :	285
13.6.2.Combinaison :.....	290
13.6.3.Effort revenant à chaque pieu :.....	290
13.6.4.Calcul du ferrailage :	291
13.6.5.Schéma de ferrailage :	294
13.7.Etude de ferrailage des pieux sous culée :.....	295
13.8.Conclusion :.....	297

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.1.1 . Sondages carottés et pressiométriques réalisés.	6
Tableau 1.2 . Espace de comparaison.....	13
Tableau3.2 . Caractéristiques géométriques de la poutre seule (rive et intermédiaire).....	26
Tableau3.2 . Caractéristiques géométriques de la poutre seule (d’about et fin d’about).	27
Tableau3.2 . Caractéristiques géométriques d’une poutre de rive et intermédiaire avec hourdis	28
Tableau3.4 . Caractéristiques géométriques de la poutre d’about et fin d’about avec hourdis	28
Tableau 4.1 . donnant les charges permanentes reprise par Chaque type de poutre.	34
Tableau.4.2 . valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	37
Tableau.4.3 . charge A(L) par vois.....	37
Tableau 4.4 . valeurs de coefficient bc	39
Tableau 4.4 . Charges de Bc par essieu.	39
Tableau 4.5 . valeurs de coefficient <i>bt</i>	40
Tableau 4.6 . Charges de <i>bt</i> par essieu.....	41
Tableau 4.7 . Charges de l’effet de freinage.....	43
Tableau 4.8 . classification des ponts	44
Tableau 4.10 . caractéristique géotechniques des sites.....	45
Tableau 4.11 . Coefficient d’accélération de zone A (RPOA 2008, §3.1.2).....	46
Tableau 4.12 . valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	46
Tableau.5.1 . les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre.	48
Tableau.5.2 . les éléments de réduction dus au poids propre de hourdis pour chaque poutre.	49

Tableau.5.3 . les éléments de réduction dus au poids propre d'entretoise pour chaque poutre.....	49
Tableau.5.4 . les éléments de réduction dus au poids propre de Revêtement + chape Pour chaque poutre.....	50
Tableau.5.5 . les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir corniche pour chaque poutre.....	50
Tableau. 5.6 . donnant les charges permanentes reprise par chaque type de poutre.	50
Tableau 5.7 . Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.25L$	54
Tableau.5.8 . Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$	58
Tableau.5.9 . Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,00L$	60
Tableau.5.10 . Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$	62
Tableau.7.1 . Les coefficients des combinaisons.	95
Tableau.8.1 . Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée ($0.5L$).	100
Tableau.8.2: Longueurs des câbles	113
Tableau 8.3 . Position de câble moyen.	114
Tableau.8.4 . Les distances du point d'application	116
Tableau 8.5 . Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=0.00m$	116
Tableau 8.6 . Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=1.00m$	117
Tableau 8.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=6.425m$	117
Tableau 8.8 . Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=10m$	117
Tableau 8.9 . Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=L/2m$	118
Tableau 8.10 . Les caractéristiques des différentes sections nettes.....	118
Tableau 8.11 . Différentes valeurs de $\alpha(rd)$	121
Tableau 8.12 . Les longueurs L_x en (m).....	121
Tableau 8.13 . Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPa).	122
Tableau 8.14 . Calcul de la longueur du câble.	123

Tableau 8.15 . Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.	124
Tableau 8.16 . Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections	126
Tableau 8.18 . Pertes instantanées totales aux différentes sections.....	127
Tableau 8.19 . La tension probable dans différentes sections	127
Tableau 8.20 . Les pertes dues au retrait du béton en (MPa).	130
Tableau 8.21 . Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPa).	132
Tableau 8.22 . Les pertes dues au fluage du béton en (MPa).....	133
Tableau 8.23 . Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPa).....	134
Tableau 8.24 . Les pertes totales moyennes dans les différentes sections.	134
Tableau 8.25 . La tension finale probable dans différentes sections.....	135
Tableau 8.26 . Caractéristiques géométriques de la section à $x=0.00m$	139
Tableau 8.28 . Caractéristiques géométriques de la section à $x=13,435m$	139
Tableau 8.29 . Vérification des contraintes à $x=6.425m$	140
Tableau 8.30 . Caractéristiques géométriques de la section à $x=20m$	140
Tableau 8.31 . Vérification des contraintes à $x=20$	141
Tableau 8.32 . Caractéristiques géométriques de la section nette à $X=0,00L$	153
Tableau 8.33 . Vérification des contraintes de cisaillement.....	155
Tableau 8.34 . Calcul P_i	159
Tableau 12.1 . moment longitudinal pour une seule travée chargée.	213
Tableau 12.1 . moment longitudinal pour deux travées chargées.	214
Tableau 12.4 . combinaison 01 et 02.....	223
Tableau 12.5 . combinaison 01 et 02.....	224
Tableau.12.6 . combinaison 01 et 02.....	230
Tableau.12.7 . combinaison 01 et 02.....	231

Tableau.12.8 . combinaison 03 et 04.....	231
---	------------

LISTE DES FIGURES

Figure.1.2 : Tracé en plan.....	4
Figure.1.3 : Profile en travers	4
Figure.1.4 : Profile en long.....	5
Figure.1.5 : Position des sondages.	6
Figure.1.6 : Coupe du sondage carotte S-C-OA-PS-01.....	7
Figure.1.7 : Coupe du sondage carotte S-C-OA-PS-02.....	8
Figure.1.8 : Carte de zonage sismique de l'Algérie	9
Figure.2.1 : diagramme contrainte déformation du ton.....	16
Figure.2.2 : Diagramme contrainte déformation	18
Figure.2.3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.	19
Figure.3.1 : Coupe transversale d'une poutre.....	21
Figure.3.2 : Section de la poutre seule (intermédiaire et rive).	25
Figure.3.3 : Section de la poutre seule (d'about et fin d'about).....	26
Figure.4.1 : Coupe transversale droite de la dalle	31
Figure.4.2 : Vue latérale de la poutre en béton précontraint.	32
Figure.4.3 : Coupe transversale. ..du trottoir.....	33
Figure.4.4 : Schémas du système <i>Bc</i>	38
Figure.4.5 : Schémas du système <i>Bt</i>	40
Figure.4.6 : Schémas du système <i>Br</i>	41
Figure.4.7 : Schémas du système MC120.....	42
Figure.4.8 : Schémas du système D240.	43
Figure.4.9 : Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent pour le tablier.....	44
Figure.6.1 : Section médiane équivalente	67
Figure.6.2 : Section médiane courante	67

Figure.6.3: La position des poutres.	72
Figure.7.1 : Choix de l'affaire.	91
Figure.7.2 : Modélisation des poutres.	91
Figure.7.3 : Modélisation de la dalle.	92
Figure.7.4 : Système de charge A (L) 02 VC.	92
Figure.7.5 : Surcharge sur trottoirs.	93
Figure.7.6 : Sous système Bc 02 VC.	93
Figure.7.7 : système militaire Mc120.	94
Figure.7.8 : Charge exceptionnelle D240.	94
Figure.7.9 : Moments fléchissant longitudinaux ELU.	97
Figure.7.10 : Moments fléchissant longitudinaux ELS.	97
Figure.8.1 : Précontrainte par pré tension.	99
Figure.8.2 : Précontrainte par post-tension.	100
Figure.8.3 : disposition des câbles à mi travée.	108
Figure.8.4: Trace de câble à intrados.	109
Figure.8.5 : Diagramme des contraintes normales (phase5).	142
Figure.8.6 : Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.	144
Figure.8.7 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.	145
Figure.8.8 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.	146
Figure.8.9 : Rupture du coin inférieur.	161
Figure.8.10 : les trois à l'aval d'application de la précontrainte et zone de régularisation.	161
Figure.8.11 : le ferailage de la poutre.	161
Figure.9.1 : Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle suivant xx(ELU). ...	168
Figure.9.2 : Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle suivant xx (ELS). ...	168

Figure.9.3 : Schéma de ferrailage de la dalle	173
Figure.9.4 : Dimensions de l'entretoise.....	174
Figure.9.5 : Schéma de ferrailage de l'entretoise.....	182
Figure.10.1 : Diagramme des moments dans une poutre.....	174
Figure.10.2 : diagramme des moments sous la précontrainte.....	175
Figure.11.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....	189
Figure.11.2 : Dimensionnement de l'appareil d'appuis.....	195
Figure.11.3 : Ferrailage des d'appuis.....	197
Figure.11.4 : Joint de chausséetype WP alu. 300.....	198
Figure.11.5 : Gargouille.....	198
Figure.12.1 : Coupe transversale B-B.....	203
Figure.12.3 : Vue en plan.....	204
Figure.12.2 : Coupe longitudinale A-A.....	204
Figure.11.4 : charges sismique appliquées au fut.....	216
Figure.12.5 : Coupe transversale du chevêtre.....	217
Fig.11.6 : Charges sismique appliquées au fut.....	219
Figure.12.7 : Effet de flambement.....	225
Figure.12.8 : Ferrailage de fut.....	227
Figure.12.9 : Schéma de ferrailage de la semelle.....	236
Figure.12.10 : Schéma de ferrailage du pieu.....	237
Figure.13.1 : Coupe longitudinale dans la culée.....	240
Figure.13.2 : Dimensionnement de la semelle.....	242
Figure.13.4 : Ferrailage du corbeau.....	263
Figure.13.5 : Plan d'encastrement du mur en retour.....	269
Figure.13.6 : Plan du ferrailage du mur en routeur.....	276

Figure.13.7 : Plan de ferrailage.	285
Figure.13.8 : Schéma de ferrailage de la semelle.	295
Figure.13.9 : Schéma de ferrailage du pieu.	296

Notation

Conformément à la rédaction du présent projet de fin d'étude, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé, précontraint et le sol.

✓ Principe :

Majuscules latines :

Elles désignent :

- les actions et sollicitations (forces, moments),
- les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs,
- les modules de déformations et d'élasticité.

Minuscules latines :

Elles désignent :

- les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur,
- les densités de forces réparties,
- les résistances des matériaux,
- certains coefficients.

Majuscules grecques :

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

Minuscules grecques :

Elles désignent :

- les contraintes,
- les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives.
- certains coefficients.

Indices :

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

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

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

L'apostrophe :

L'apostrophe peut servir à distinguer deux grandeurs de même nature différant par leur emplacement géométrique ou leur signe. Les éléments supérieurs peuvent ainsi être

distingués des éléments inférieurs d'une même section (fibre, membrure, armatures).

✓ Indices :

Majuscules latines :

A : afférent aux actions accidentelles.

E : afférent aux séismes.

G : afférent aux charges permanentes.

P : afférent à l'action de la précontrainte.

Q : afférent à une action variable quelconque.

V : afférent à l'effort tranchant.

T : afférent aux actions dues aux variations de température.

W : afférent aux actions dues au vent.

Minuscules latines et abréviations :

a : ancrage.

b : béton.

c : compression.

d : différé ; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

e : limite d'élasticité.

i : initial ; instantané ; indice.

j : âgé de j jours ; indice.

lim : limite.

max : maximal.

min : minimal.

p : précontrainte.

r : retrait du béton ; rupture ; réduit.

réd : réduit.

s : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

ser : service.

t : transversal ; traction.

u : ultime.

✓ Notations

Notations en majuscules latines :

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

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

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

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

Ei : Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).

Ev : Module de déformation à long terme (E_{vj} pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

G : Module d'élasticité transversal ; action permanente.

I : Moment d'inertie en général.

M : Moment en général ; moment fléchissant.

Mg : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

Mq : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

Mu : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

Mser : Moment de calcul pour l'état limite de service.

N : Effort normal.

P : Action de la précontrainte.

Q : Action ou charge variable.

R : Réaction d'appui; force résultante.

S : Moment statique.

T : variations uniformes de température.

V : Effort tranchant.

W : Vent.

Notations en minuscules latines :

a : désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale; position longitudinale).

b : désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).

bo : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

bn : épaisseur nette de l'âme d'une poutre.

b et **b'** : largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.

c : distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).

fe : limite élastique d'un acier pour armature passive.

fpe : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

fpr : limite de rupture d'un acier.

fcj : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

fc28 ou **fc** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

ftj : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

ft28 ou **ft** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

h : hauteur totale d'une section.

j : nombre de jours.

k : coefficient en général.

l : longueur ou portée.

n : coefficient d'équivalence acier-béton; nombre entier.

q : densité de charge variable.

s : espacement des armatures en général.

st : espacement des armatures passives transversales.

st : espacement des armatures de précontrainte transversales.

t : temps.

u : périmètre; dimension.

x : coordonnée en général; abscisse en particulier.

y : ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.

z : coordonnée complémentaire à x et y ; bras de levier du couple de flexion.

Notations en minuscules grecques :

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

α (alpha) : angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.

β (bêta) : angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.

γ (gamma) : coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indicé).

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.

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.

✓ **Abréviations**

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
MEF : Méthode des Eléments Finis.

Introduction générale

La réalisation des voies de communication a connue une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement des pays. Cette évolution a conduit à une progression importante dans les ouvrages d'art notamment les ponts, puisque lors de l'étude de ces voies, plusieurs obstacles sont rencontrés soit naturels (cours d'eau, brèche, ...etc.) ou artificiels (route, voies ferrée,...etc.), et pour franchir ces obstacles, la réalisation des ponts est nécessaire.

La connaissance des différentes données naturelles et fonctionnelles et la vérification de la pertinence des différentes variantes qui peuvent être envisagées a permis de choisir la réalisation d'un pont en béton précontraint qui apparaît comme la meilleure solution en point de vue technique et économique.

L'objectif principal de notre projet de fin d'étude, est de réaliser l'étude et la conception d'un passage supérieur (PS). L'ouvrage d'art en question s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est Ouest sur 110 km, Sa longueur est de 54 m, cet ouvrage permettra de rétablir la route nationale RN77 traversée par la pénétrante au niveau du PK12+710 (intersection de l'autoroute avec une route nationale existante).

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 joints de chaussée. Les choix adoptés pour ces équipements ont été vérifiés par rapport aux normes et aux guides techniques ;
- Le douzième chapitre contient le dimensionnement de la pile ainsi que le calcul des différentes sollicitations agissantes sur cette dernière sous les charges appliquées (poids propre du tablier, tous les systèmes de charge,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle,...etc.) a été effectué, avec une présentation de tous les schémas de ferrailage. ;
- Le treizième chapitre présente le dimensionnement de la culée ainsi que le calcul des sollicitations agissantes sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (poids propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

1.1. Introduction :

Un pont est un ouvrage d'art, destiné à permettre le franchissement d'un obstacle (cours d'eau, voies de communication,...etc.). Un pont peut supporter une chaussée routière, une voie ferrée, un canal (pont-canal) ou une canalisation (oléoduc, aqueduc,...etc.), il peut être mobile (pont levant,...etc.).

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature de l'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsque il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si l'ouverture est de dimension respectable. En fin, certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont.

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 technique et de guides normatifs. [1]

Les éléments structuraux de base pour un pont sont :

- ✓ Un tablier constitue la partie qui supporte les voies de circulation ;
- ✓ Des culées servent de point d'appui aux extrémités du tablier ;
- ✓ Des piles soutiennent le tablier entre les culées, si la longueur du tablier le nécessite. Elles peuvent le soutenir de manière indirecte, par exemple avec un système de câbles, comme dans le cas des ponts suspendus ou directement par des tirants pour le cas des ponts à haubans.

1.2. But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude et la conception d'un ouvrage d'art de franchissement « passage supérieur », projeté au niveau du projet autoroutier de la pénétrante reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est Ouest sur 110 km.

Pour effectuer cette étude, on a suivi les étapes suivantes, nous commençons par la proposition de trois variantes, ces variantes ont été traitées cas par cas, et après une analyse

multicritères, la variante la plus avantageuse a été retenue pour un dimensionnement plus détaillé de notre ouvrage d'art.

1.3. Présentation de l'ouvrage :

1.3.1 Position de l'ouvrage :

Il s'agit d'un passage supérieur situé au point kilométrique PK. 12+710 (PS12.7 – Cheddia) du projet de pénétrant autoroutière reliant le port de DjenDjen à l'autoroute Est Ouest sur 110 km. Cet ouvrage sera implanté au niveau de wilaya de Jijel, la figure ci-après présente l'emplacement de cet ouvrage d'art. [2]



Figure.1.1 Carte de la région de l'ouvrage

1.3.2. Description de l'ouvrage :

1.3.2.1. Portée :

Le présent ouvrage d'art est composé d'un tablier ayant deux travées 2x27m avec une longueur totale de 54.0m.

Les poutres préfabriquées du tablier sont isostatiques de longueur de 27m

1.3.2.2. Tablier :

Le présent passage supérieur PS 12+710 comprend un tablier ayant une chaussée de 7.0m, deux trottoirs de 1.25m et deux corniches de 1 m d'hauteur pour chacun des deux

côtés. La largeur totale du tablier est de 12.50m, le tablier est composé de six (6) poutres préfabriquées en béton précontrainte par poste-tension de (2,04m) d'entre axe et (1,50m) de hauteur, solidarisiées entre-elle par des entretoises en béton armé de 0,4x1,15m et surmontées d'un hourdis en béton armé de 27cm 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 a une longueur totale, entre les axes des culées de 54 m. Le tablier repose sur deux 2 culées latérales et une pile en béton armé BA.

Le schéma statique est celui d'un tablier à travées simplement appuyées ayant les portées de 27 m.

1.3.2.3. Les appuis :

- **La pile :**

Une pile est envisagée pour le présent passage supérieur. Les piles du PS sont constituées par un fût plein en béton armé avec, en tête, un chevêtre recevant les appareils d'appuis du pont, qui sont au nombre de 12.

- **Les culées :**

Deux culées sont envisagées pour le présent ouvrage. Les culées du PS, en béton armé, sont constituées par une élévation avec une section épaissie, recevant en tête les appareils d'appuis du pont (qui sont au nombre de 6 pour chaque appui), un mur garde grèves et murs en routeur.

- **Les fondations :**

Leur type est donné en fonction de type de sol. Selon le rapport de sol, des fondations profondes sont recommandées. Chaque semelle repose sur deux files de pieux de 1,2m de diamètre

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 contraintes à respecter à savoir :

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.

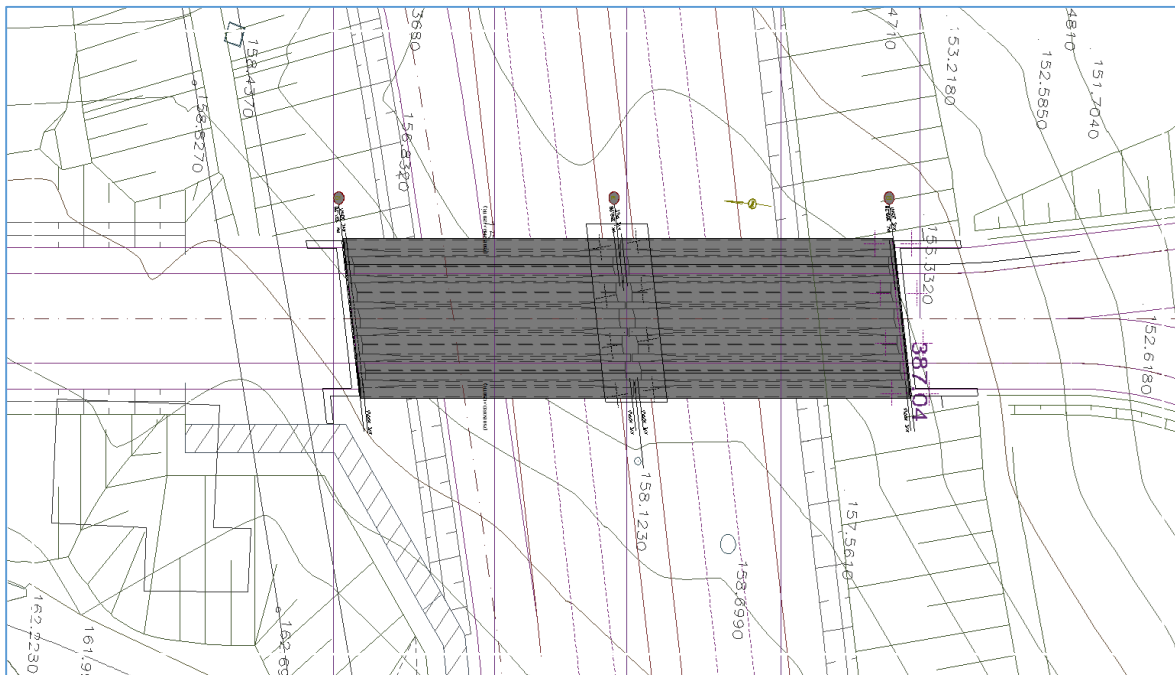


Figure.1.2 : Vue en plan.

b. profil en travers :

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable : 7m.
- Nombre de voies de circulations : 2 voies.
- Largeur de trottoir =1.25m.
- Largeur de la glissière de sécurité : 0.5m.
- Le divers : 2.5 %.

- La largeur totale du tablier est de 12.5m.

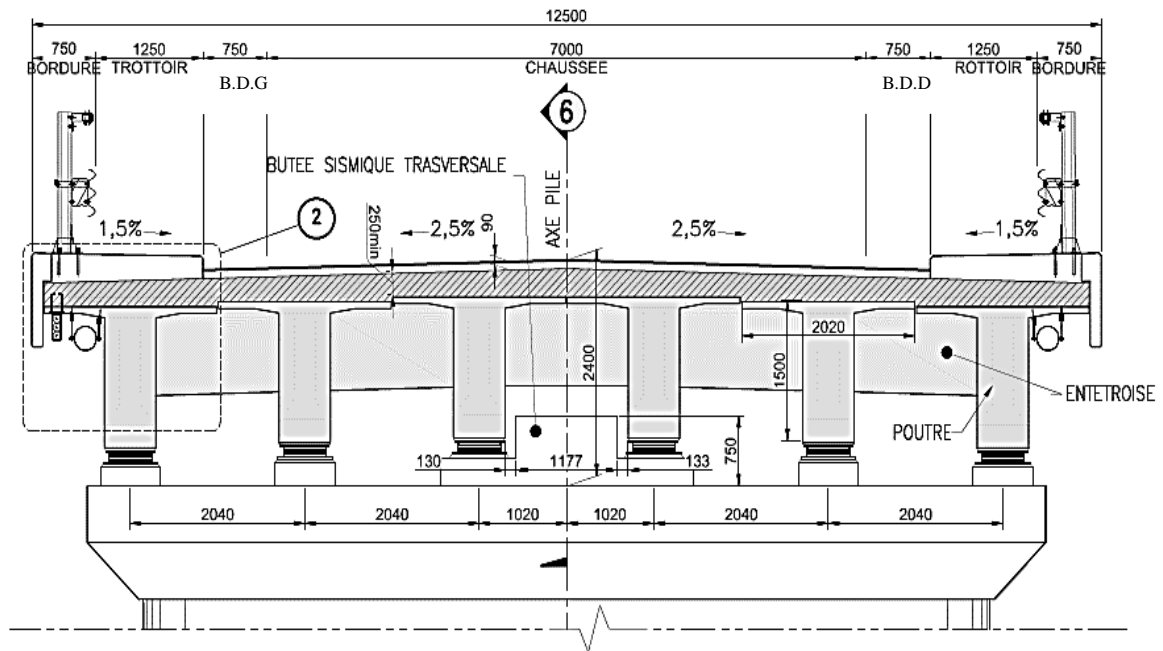


Figure.1.3 : Profil en travers

c. Profil en long :

Le profil en long permet de définir l'altitude de l'axe du projet. Il s'agit d'une courbe dans l'espace représentant la cote de la fibre supérieure de la couche de roulement en fonction de l'abscisse curviligne du projet dans le plan topographique.

Pour notre ouvrage, il présente une pente longitudinale de 2.5 %. [2]

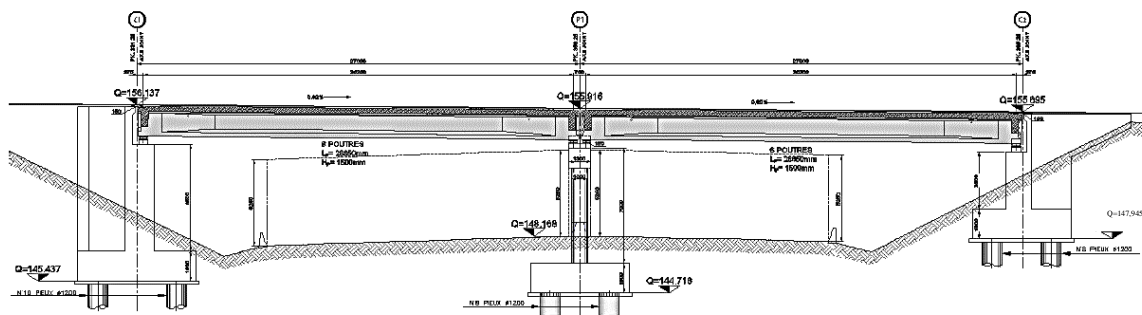


Figure.1.4 : Profil en long.

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 du passage supérieur PS12.7 ont été réalisées les reconnaissances suivantes :

- campagne des reconnaissances géotechniques complémentaires- Projet d'Exécution :
 - 2 sondages carottés jusqu'à la profondeur maximale de 30 m.
 - 3 sondages pressiométriques de profondeur maximale de 30 m.

Le tableau suivant synthétise la localisation, la profondeur et les types d'essais exécutés : [2]

Phase	Sondage Code	PK	Coordonnées (système local)			Profondeur [m]	Type	Piézomètre [m]	Essais <i>en situ</i>
			X	Y	Z				
EXE 2017	S-C-OA-PS-P1	12+710	54476	183463	159.6	30	Pressiométriques	30	15 essais pressiométriques
EXE 2017	S-C-OA-PS-P2	12+710	54478	183436	159.3	30	Pressiométriques	-	15 essais pressiométriques
EXE 2017	S-C-OA-PS-P3	12+710	54480	183408	155.9	30	Pressiométriques	-	15 essais pressiométriques
EXE 2017	S-C-OA-PS-01	12+710	749982	4070858	160.0	30	Carotté	-	13 SPT 8 échantillons
EXE 2017	S-C-OA-PS-02	12+710	749989	4070808	161.0	30	Carotté	-	12 SPT 9 échantillons

Tableau1. Sondages carottés et pressiométriques réalisés.

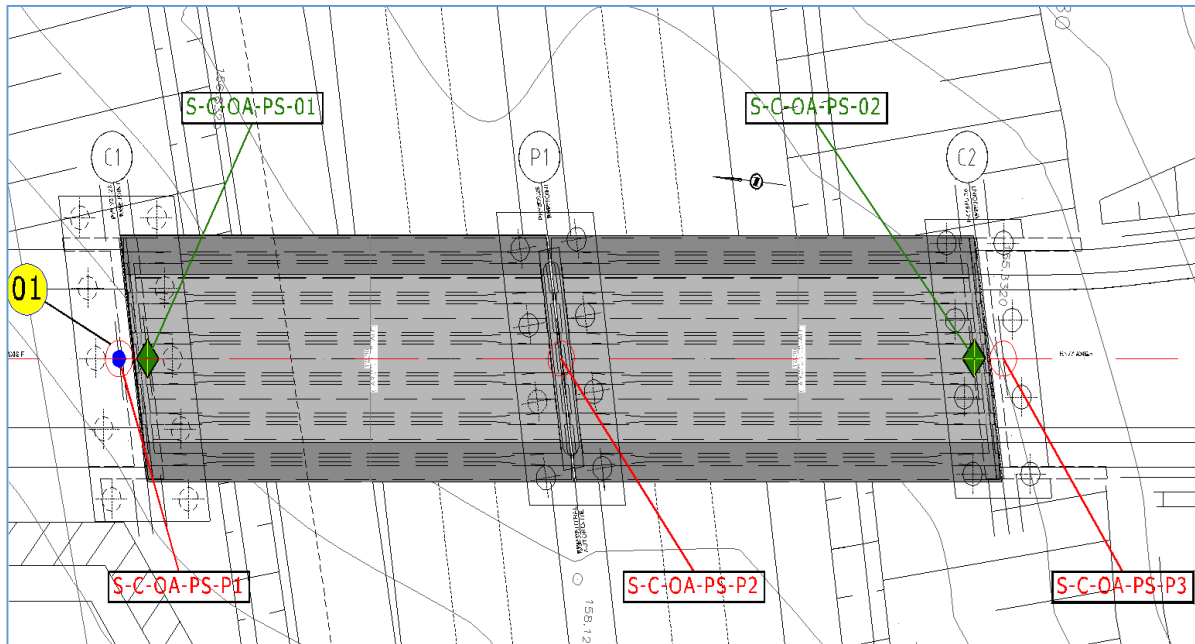
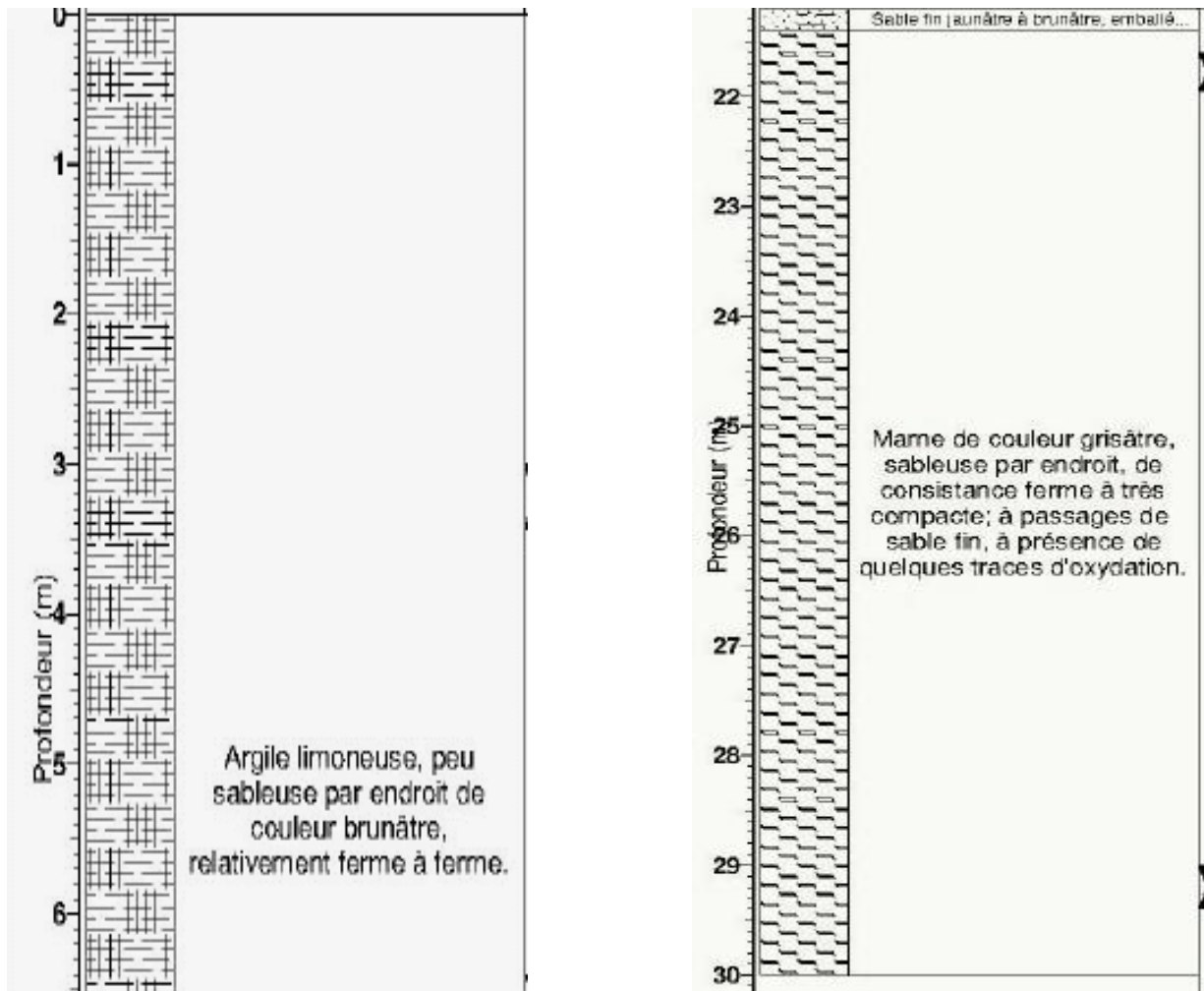


Figure.1.5 : Position des sondages.



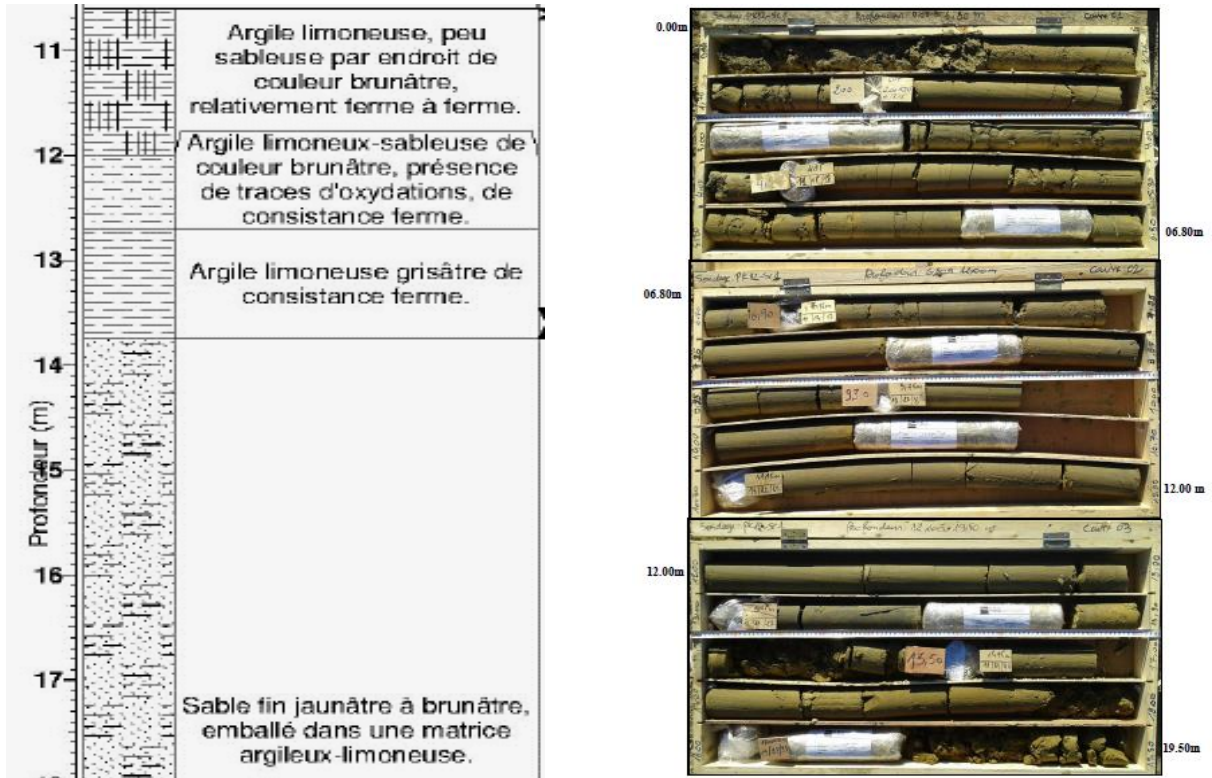


Figure. 1.6 : coupe du sondage carotte S-C-OA-PS-01.

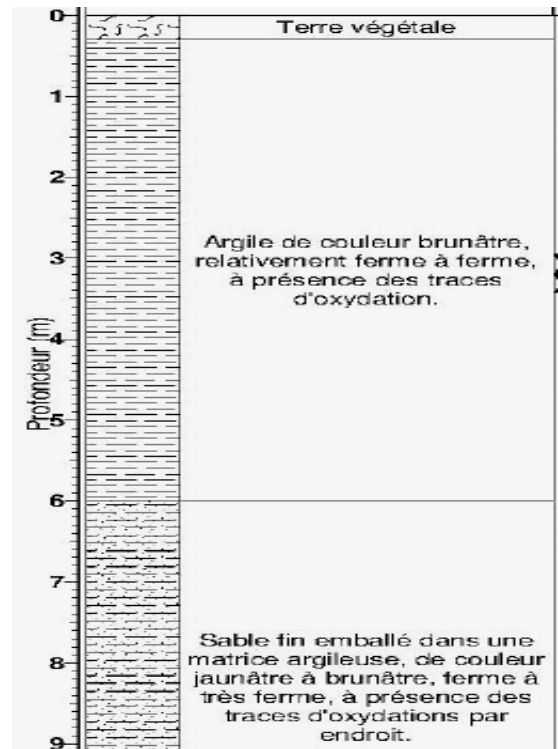
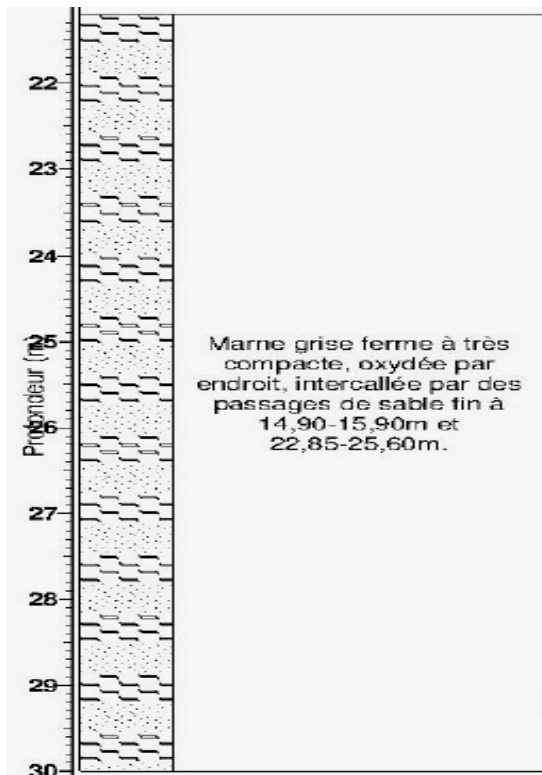




Figure. 1.7 : coupe du sondage carotte S-C-OA-PS-02.

❖ Type de fondation recommandé :

D'après le rapport du sol élaboré par le laboratoire des travaux publics :

- Pour la cule 1 (C1), la semelle de fondation repose sur 10 pieux disposés 5x2, avec les dimensions en plan, **long = 16.6 m, Bs.**
- Pour la culée 2 (C2), la semelle de fondation repose sur 8 pieux disposés 4x2, avec les dimensions en plan, **long = 14.1 m, Bs.**
- Pour la pile (P1), la semelle de fondation repose sur 8 pieux disposés 4x2, avec les dimensions en plan, **long = 13.2 m, Bs.** [2]

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. La Wilaya de Jijel, dans laquelle se localise l'ouvrage objet de l'étude, est caractérisée par une sismicité moyenne. [3]

La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts «1».

- Groupe de pont : groupe 1 (pont autoroutier).
- A : coefficient d'accélération de la zone = 0.25.

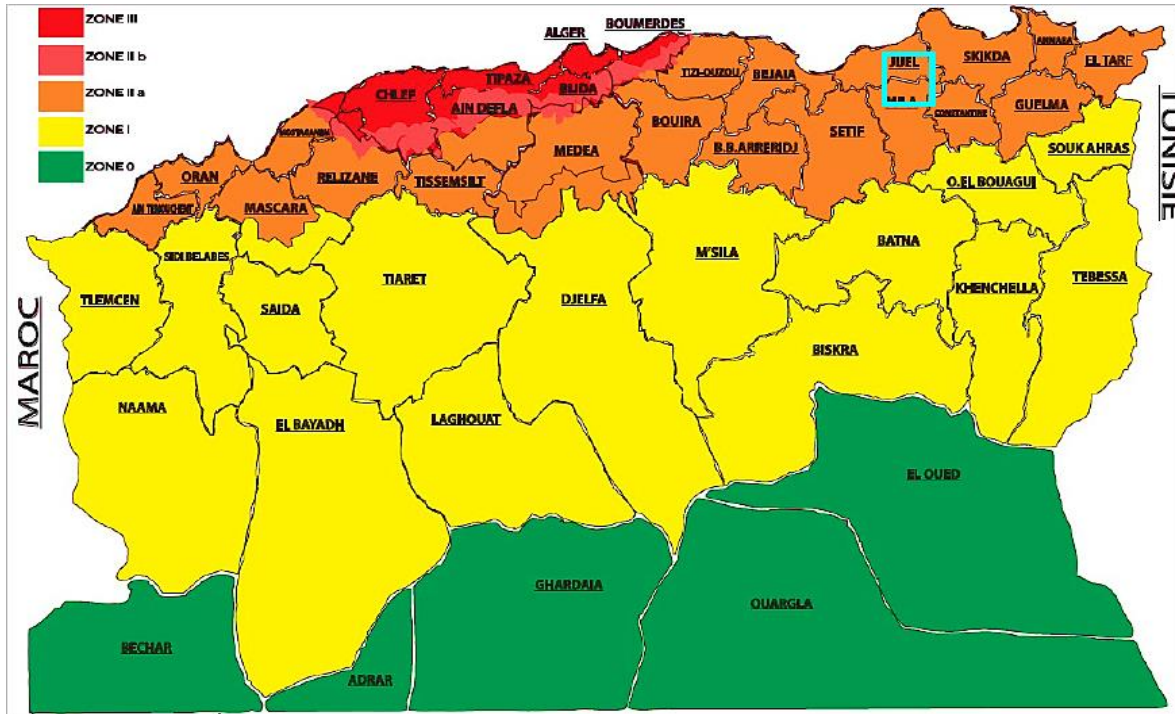


Figure.1.8 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

1.4.4. Données topographiques :

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

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

1.4.5. Les données climatiques :

a) Effet du vent :

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre les ponts souples (ex : pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique. [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 :

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. La température intervient dans les justifications des joints de chaussée, des appareils d'appuis et des appuis.

1.5. Choix du type d'ouvrage :

Comme il est dit précédemment, 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.[2]

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, 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 prétension ou par post tension. Ils sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m. Leurs portées les plus économiques situent entre 30 et 35m.

Les avantages :

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

Les inconvénients :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- La nécessité de disposer 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 :

Vu les avantages présentés par le **Béton Précontrainte**, nous avons opté pour un pont à poutres isostatique, en béton précontraint par post tension. Le pont est composé de deux travées de (27m) de portée, chacune des travées possède six poutres de (2,04m) d'entre axe et (1,50m) de hauteur.

2.1. Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.

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 de 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 dose a 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. [4]

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 cm^2 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 :

$$f_{cj} = \begin{cases} 35\text{MPa} & \text{si } j \geq 28j \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \end{cases}$$

- pour les culées, piles, semelles :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27\text{MPa} & \text{si } j \geq 28j \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \end{cases}$$

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 :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa} \quad \text{Pour le béton de la dalle et des entretoises.}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ Mpa} \quad \text{Pour le béton de la pile, pieux et leurs semelles.}$$

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.[4][2]

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,70 \text{ Mpa} \quad \text{Pour le béton de } f_{c28}=35\text{Mpa} :$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 27 = 2,22 \text{ Mpa} \quad \text{Pour le béton de } f_{c28}=27\text{Mpa}$$

❖ 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 :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{En situations durables ou transitoires.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{En situations accidentelles.}$$

$$\gamma_b = 1,3 \quad \text{En situations sismiques.}$$

Le coefficient θ tient compte de la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée dans la justification.[4]

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.

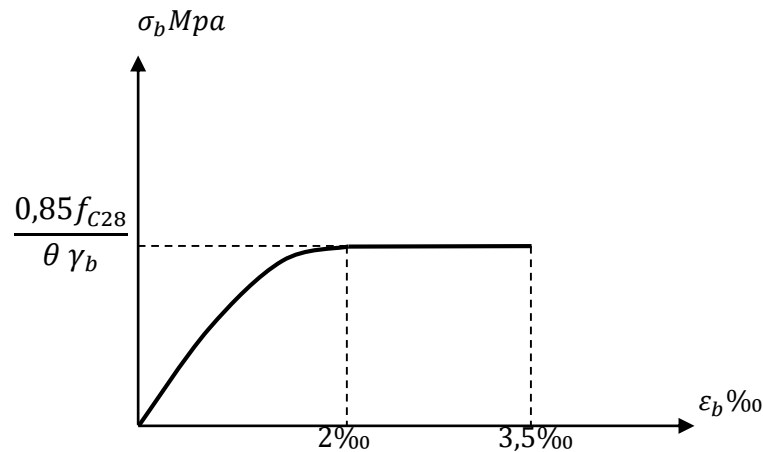


Figure.2.1: Diagrammes contrainte déformation du béton

ELS :

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

➤ **Module de déformation longitudinale du béton «E » :**

- **Module de déformation instantanée (court durée) :**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ MPA}$$

$$E_{ij} = \begin{cases} \text{pour les poutres et pieux :} & 35981.73 \text{ MPA} \\ \text{pour les culées, piles, la dalle :} & 33000 \text{ MPA} \end{cases}$$

➤ **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 :

$$v = \begin{cases} 0.2 & \text{Zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{Zone fissurée(ELU)} \end{cases}$$

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 ferraillement 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} , f_{eE500} , la limite élastique de ces aciers son respectivement 400 et 500 Mpa.

- Nous utiliserons un acier f_{eE500} .
- Module d'élasticité longitudinale est $E_s = 200\ 000\text{MPA}$

▪ Contrainte limite de traction :

ELU :

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

Avec

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

ELS :

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

-En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2} \right)$.

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

Avec : η le Coefficient de fissuration.

$n = 1 \longrightarrow$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6 \longrightarrow$ 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 500 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]

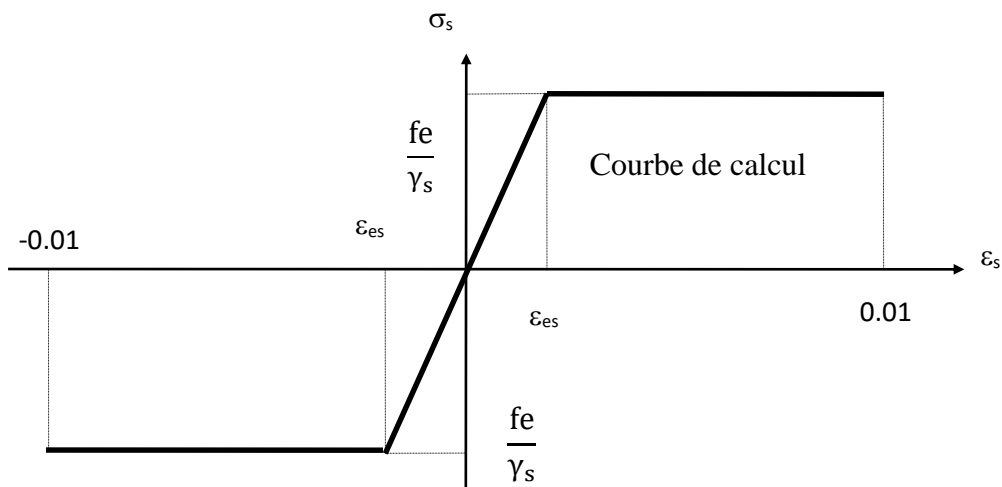


Figure.2.2 : Diagramme contrainte déformation

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.

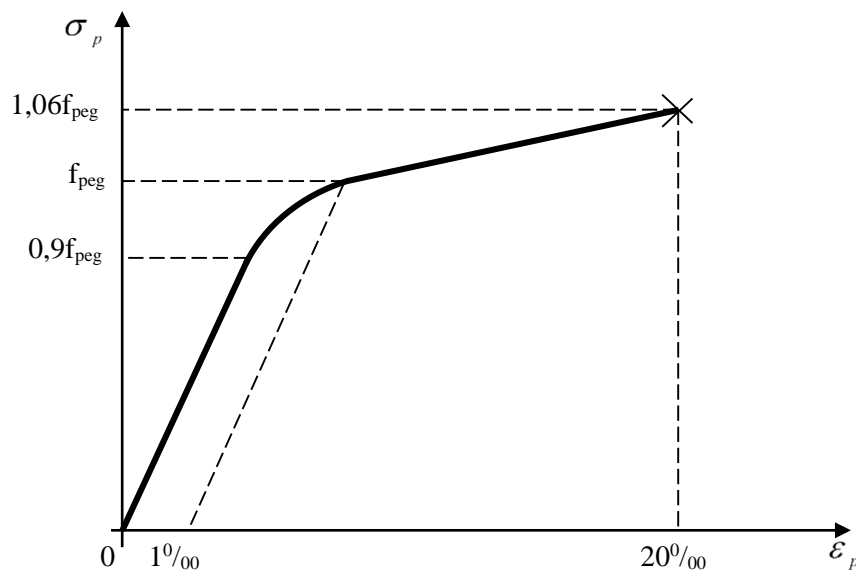


Figure.2.3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

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

- Section nominale de l'acier : $A_p = 139 \text{ mm}^2$;
- Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$;
- Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1640 \text{ Mpa}$;
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.20 \text{ rad}^{-1}$;
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\% \text{ TBR}$;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000 \text{ Mpa}$.

2.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons focalisé sur les différents matériaux (le béton, le béton précontraint, les armatures passives « aciers haute 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 caractéristiques mécaniques requises telles que (la résistance à la compression, la résistance de traction, ...etc.)

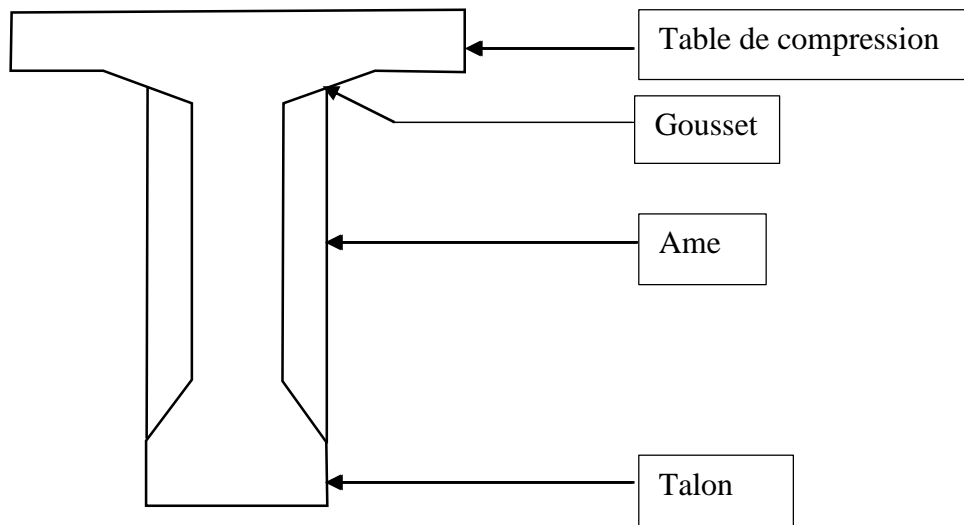
3.1. Introduction :

Dans ce chapitre, en premier lieu nous allons déterminer les dimensions de la poutre présentant une section constante compte tenue des sollicitations maximal en travée ou sur l'appui .en deuxième lieu, on calcule les caractéristique géométriques correspondant dont principalement le moment d'inertie axiale et le centre de gravité.

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

3.2. Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

3.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre :



3.2.2. Hauteur des poutres :

D'après (*J - DREUX*) pour pont à poutre ($L \geq 20m$), la hauteur total du tablier doit être comprise entre $(L/20 - 0,20)$ et $(L/20 + 0,05)$.

Pour notre cas la longueur de la poutre $L = 27m$, donc ont aura :

$$\frac{27}{20} - 0,2 \leq h_t \leq \frac{27}{20} + 0,05 \text{ donc } 1,15 \leq h_t \leq 1,85$$

On prend : $h_t = 1,50m$

3.2.3. Epaisseur de l'âme :

L'épaisseur d'âme est plus importante aux niveaux des appuis puisque l'effort tranchant est maximum.

Contrairement au milieu de la poutre l'effort tranchant est faible, d'où les âmes sont dimensionnées au minimum constrictif dans le but d'alléger le poids de la poutre.

Ce minimum doit respecter les dispositifs réglementaire présenter par le BPEL notamment les conditions d'enrobages des armatures passives et des armatures de précontraint (diamètre des gains).[5]

D'après (*J – DREUX*) :

$$b_0 \geq 9 + \frac{h_t}{40} = 9 + \frac{150}{40} = 12,75cm$$

$$b_0 \geq 10 + \frac{h_t}{40} = 10 + \frac{150}{40} = 14,16cm$$

On prend : $b_0 = 25cm$ à la section médiane.

$b_0 = 60cm$ à la section d'about.

3.2.4. La largeur de la table de compression :

Elle comprise entre 0,6 et 0,7 de la hauteur de la poutre h_t .

$$0,6h_t \leq b \leq 0,7h_t \text{ donc } 0,90 \leq b \leq 1,05m$$

On prend : $b = 2,02m$

Son épaisseur est de $11cm$, pour la mise en place des armatures passives.

La table de compression comporte un gousset, son rôle est :

- ✓ Il facilite la mise en œuvre du béton.
- ✓ Il assure l'encastrement de la table à l'âme.
- ✓ Il permet de léger les encrages des câbles, relevés en travée dans des bonnes conditions.

3.2.5. Le talon :

Il doit être dimensionné de façon à pouvoir le nombre de câble adopté (donne des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement).

- ✓ La largeur du talon (b_t) comprise généralement entre (60 et 90 cm), on prend une largeur de (60 cm).
- ✓ La hauteur du talon comprise entre (20 et 30 cm), on prend une hauteur de (25 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 l'équation suivante : $N = \left(\frac{L_a}{d}\right) + 1$

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

d : entraxe entre les poutres.

$$N = \left(\frac{10,2}{2,04}\right) + 1 = 6 \quad \text{On prend : 6 poutres.}$$

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 :

$$h_0 \geq \frac{m}{15} \text{ avec } m: \text{l'espacement entre axes des poutres.}$$

$$h_0 = \frac{2,04}{15} = 13.6 \text{ cm donc on adopte une épaisseur de (27 cm).}$$

3.3. Les caractéristiques de l'ouvrage :

Longueur des poutres précontraintes : 27 m ;

Hauteur des poutres : 1.5 m ;

Le nombre des poutres dans chaque travée : 6 ;

L'entre axe de poutres : 2,04 m ;

Largeur de la chaussée : 7 m ;

Largeur des trottoirs : 1,25 m ;

Largeur totale du pont : 12,5 m ;

Épaisseurs du hourdis : 0,27 m ;

3.4. Caractéristique géométrique de la poutre :

3.4.1. Notations utilisées :

Pour le calcul du moment d'inertie, on divise la surface totale de la poutre (poutre avec hourdis) 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).

$I_{/\Delta}$: Moment d'inertie par rapport à Δ .

$$I_{/\Delta} = \sum I_{0i} + B_i \times Z_i^2.$$

$S_{/\Delta}$: Moment statique.

$$S_{/\Delta} = \sum B_i \times Z_i.$$

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

$$V = H_t - V'$$

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

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

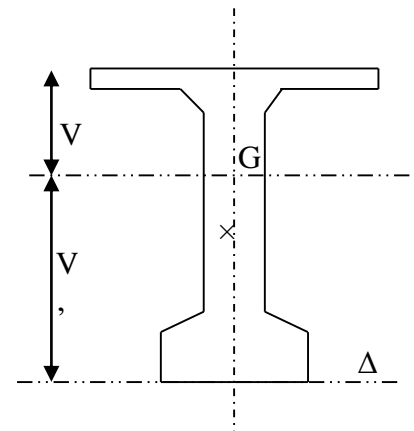
I_g : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe neutre.

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

I_0 : 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 : rayon de giration.

$$r^2 = \frac{I_G}{B}$$

ρ : rendement géométrique

$$\rho = \frac{I_G}{V \times V' \times B}$$

Z_i : la distance entre le centre de gravité d'un élément de section (i) et l'axe Δ .

3.4.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes :

a- Poutre de rive et poutre intermédiaire :

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

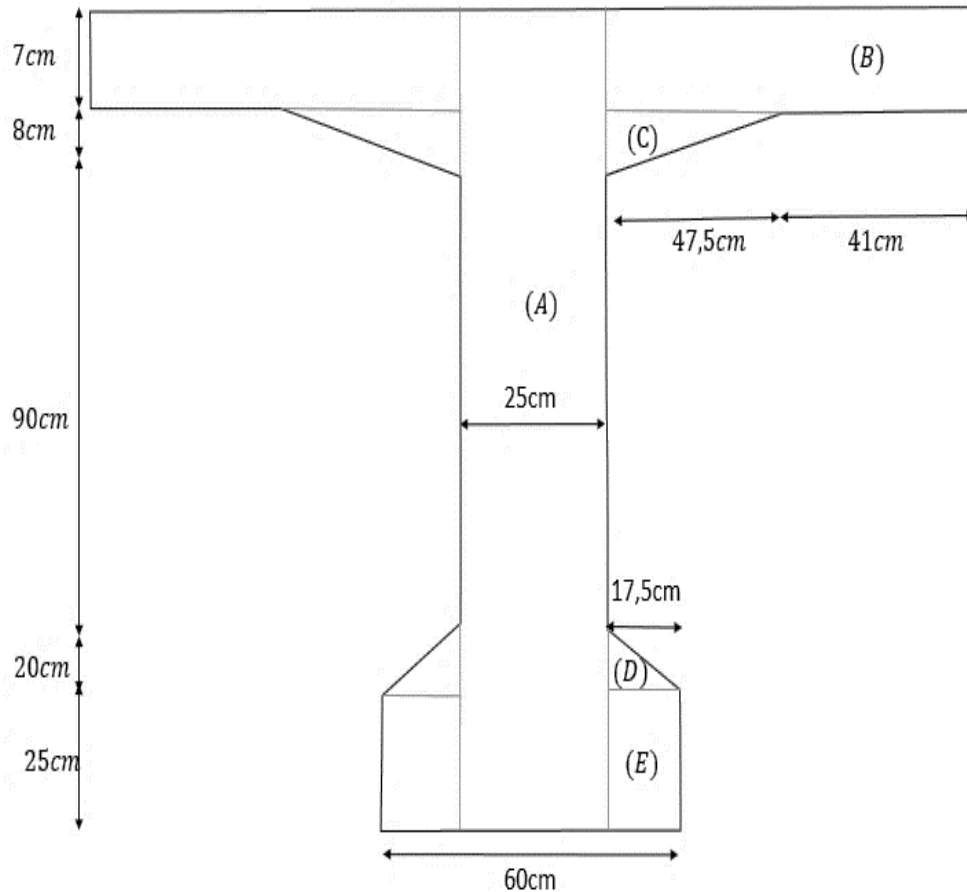


Figure.3.3 : Section de la poutre seule (intermédiaire et rive)

Désignation	X(cm)	Y(cm)	B(cm ²)	Yi(cm)	SΔ(cm ³)	Ig (cm ⁴)	IΔ(cm ⁴)
A	25	150	3750	75	281250	7031250	28125000
B	88.5	7	1239	146.5	181513.5	2529.625	26594257
C	47.5	8	380	140.333	3326.54	675.55556	7484148.9
D	17.5	20	350	31.666	11083.1	3888.889	354846.33
E	17.5	25	875	12.5	10937.5	22786.458	159505.21
Total			6594		538110,64	7061130,528	62717757,81

V'(cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	ρ	r ² (cm ²)
81,60610252	68,39389748	18804645,76	0,510947436	2851,781279

Tableau3.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule (rive et intermédiaire)

b- Section d'about et section fin d'about :

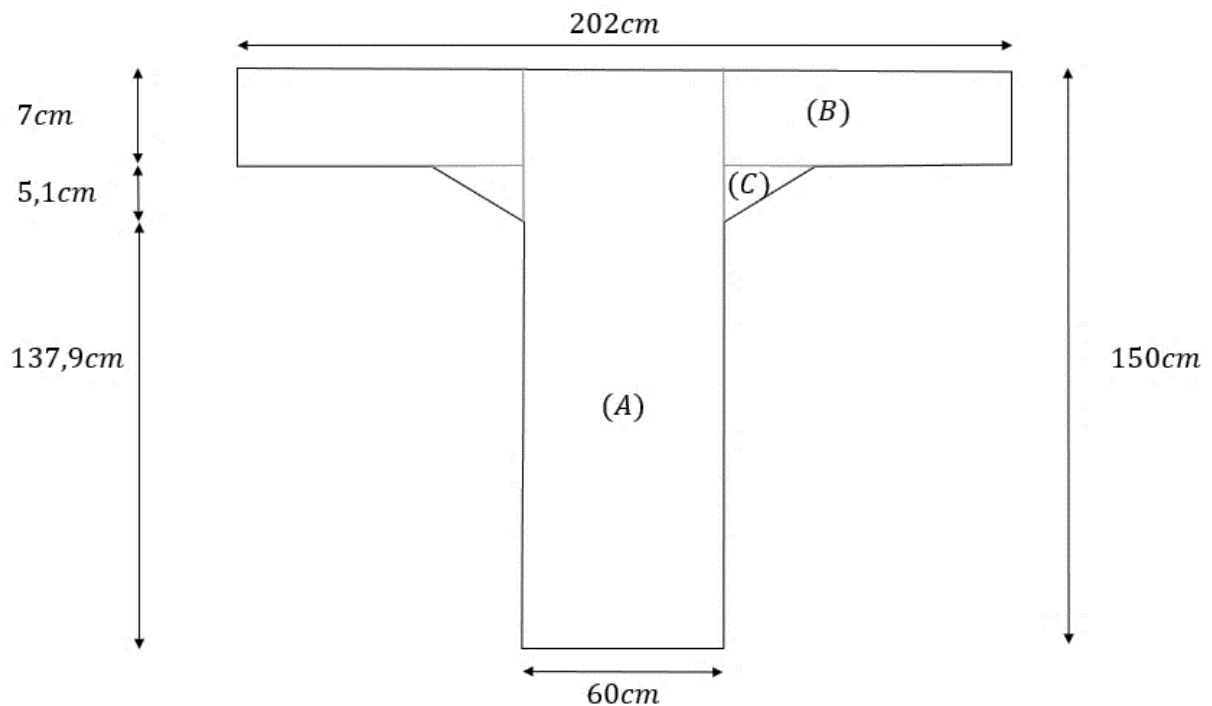


Figure.3.3 : Section de la poutre seule (d'about et fin d'about).

Désignation	X(cm)	Y(cm)	B(cm ²)	Yi(cm)	SΔ(cm ³)	Ig (cm ⁴)	IΔ(cm ⁴)
A	60	150	9000	75	675000	16875000	67500000
B	71	7	994	146,5	145621	2029,416667	21335505,92
C	30	8	240	141,3	33912	426,6666667	4792192,267
Total			10234		854533	16877456,08	93627698,18

V'	V	IG	K	r ²
83,49941372	66,50058628	22274693,68	0,39197415	2176,53837

Tableau3.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule (d'about et fin d'about).

c- section de rive et section intermédiaire avec hourdis :

Designation	X(cm)	Y(cm)	B(cm ²)	Yi(cm)	SΔ	Ig(cm ⁴)	IΔ
1x1	25	150	3750	75	281250	7031250	28125000
2x2	88,5	7	1239	146,5	181513,5	2529,625	26594257,3
4x2	17,5	20	350	31,666	11083,1	3888,88888	354846,333
3x2	47,5	8	380	140,333	53326,54	675,555555	7484148,89
5x2	17,5	25	875	12,5	10937,5	22786,4583	159505,208
6x2	202	27	5454	163,5	891729	331330,5	146129022
Total			12048		1429839,6	7392461,02	208846779,8

V'	V	IG	k	r ²
118,678589	58,321411	39155428,87	0,469544361	3249,952596

Tableau3.2 : Caractéristiques géométriques d'une poutre de rive et intermédiaire avec hourdis

d- Section d'about et section fin d'about avec hourdis :

Désignation	X(cm)	Y(cm)	B(cm ²)	Yi(cm)	SΔ(cm ³)	Ig (cm ⁴)	IΔ(cm ⁴)
A	60	150	9000	75	675000	16875000	67500000
B	71	7	994	146,5	145621	2029,416667	21335505,92
C	30	8	240	141,3	33912	426,6666667	4792192,267
D	202	27	5454	163,5	891729	331330,5	146129022
Total			15688		1746262	17208786,58	239756720,2

V'	V	IG	k	r ²
111,3119582	65,688042	45376877,46	0,3955842	2892,457768

Tableau3.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre d'about et fin d'about avec hourdis

3.4.3. 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 $\rightarrow B_{nette} = 0,95 B_{brute}$
- 10% du moment d'inertie $\rightarrow I_{nette} = 0,90 I_{bruts}$

- 8% du moment statique $\rightarrow S_{nette} = 0,92 S_{bruts}$

	poutre seule		poutre avec hourdis	
	intermédiaire et de rive		intermédiaire et de rive	
	Médiane	d'about	Médiane	d'about
$B(cm^2)$	6264,300	9722,300	11445,6	14903,6
$S\Delta(cm^3)$	495061,788	786170,360	1315452,469	1606561,04
$I_G(cm^4)$	16924189,28	20047224,310	35239885,98	40839189,71
$V(cm)$	69,393	66,500	58,321	65,688
$V'(cm)$	81,606	83,499	118,678	111,311
$r^2(cm^2)$	2701,688	2061,983	3249,952	2892,457
$\rho\%$	47,708	37,134	82,830	63,631

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).

4.1. Introduction ;

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des charges et surcharges (permanentes ou d'exploitations) que l'ouvrage doit supporter ainsi qu'à la répartition transversale de ces charges.

4.2. Les actions permanentes :

Elles comprennent :

- 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 :

De leur cote, comprennent

4.3.1. Les charges d'exploitation :

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II) ; ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation. L'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon à satisfaire trop 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). son effet 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 « RPOA 99 ». [3]

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

4.4. Calcul des charges :

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

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

4.4.1.1. Les charges permanentes :

Ces charges sont appelées CP ; et concernent :

a. Le poids propre de la dalle :

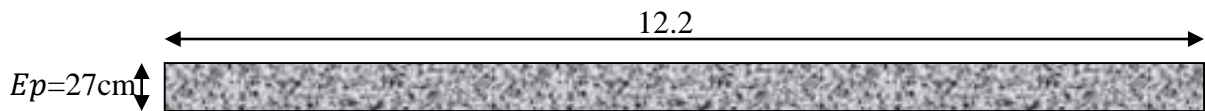


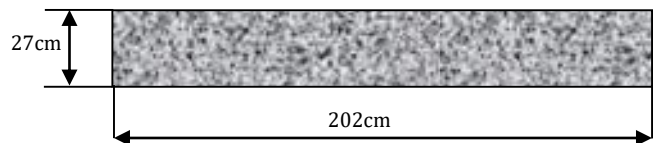
Figure .1 : coupe transversale droite de la dalle

- Epaisseur de la dalle est : **27cm**.
- La longueur de la dalle : $12.5 - 2 \times 0.13 = 12.24m$

Le poids de la dalle par mètre linéaire :

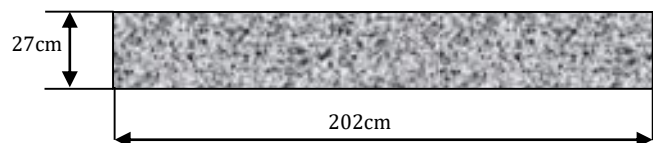
$$P_d = S_d \times \rho_b = 12.24 \times 0.27 \times 2.5 = \mathbf{8.262t/ml}$$

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



$$P_{di} = 2,02 \times 0,27 \times 2,5 = \mathbf{1,3635 t /ml}$$

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



$$P_{dr} = 2,02 \times 0,27 \times 2,5 = \mathbf{1,3635 t /ml}$$

b. e poids propre de la poutre :

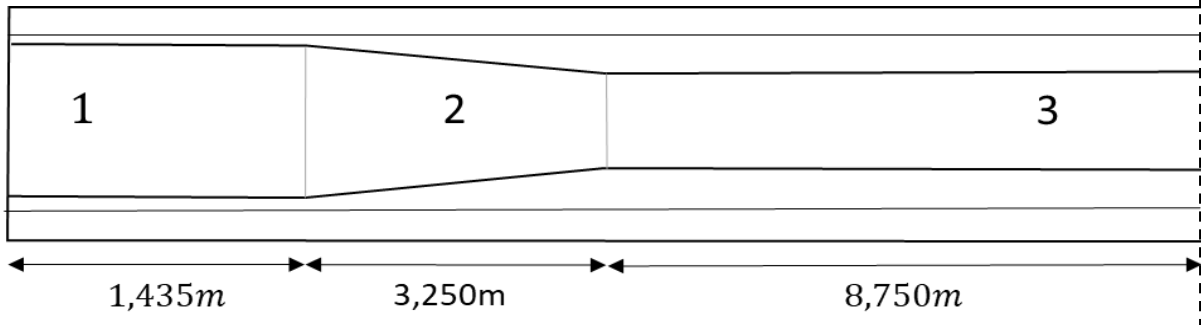


Figure 2 : Vue latérale de la poutre en béton précontraint

Les sections	S3	S2	S1
L'aire de la section(cm ²)	0,6594	0,8414	1,0234

$$p_3 = 2,5 \times 0,6594 \times 1,435 = 3,6714 \text{ t}$$

$$p_2 = 2,5 \times \frac{0,6594 + 1,0234}{2} \times 3,250 = 6,83475 \text{ t}$$

$$p_1 = 2,5 \times 8,750 \times 0,6463 = 14,415625 \text{ t}$$

• Le poids total de la poutre :

$$p_{\text{poutre}} = 2 \times (p_1 + p_2 + p_3) = 49,85 \text{ t}$$

• Le poids de la poutre en mètre linéaire :

$$p_{\text{poutre}} = \frac{49,85}{2 \times (1,435 + 3,250 + 8,750)} = 1,8552 \text{ t/ml}$$

c. Le poids de l'entretoise :

$$S_{\text{entr}} = (0,871 \times 1,454) + (1,454 + 0,62) \times 0,051 = 1,372 \text{ m}^2$$

d. Le poids total des entretoises :

$$P_{\text{entr}} = 1,372 \times 0,4 \times 2,5 = 1,372 \text{ t}$$

$$P_{\text{total}} = 1,372 \times 10 = 13,72 \text{ t}$$

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

$$P = \frac{13,72}{26,2} = 0,5236 \text{ t/ml}$$

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 :

$$p_{\text{revetement}} = 8,5 \times 0,085 \times 2,4 = 1,734 \text{ t/m}$$

$$p_{\text{étanchéité}} = 8,5 \times 0,005 \times 2,2 = 0,094 \text{ t/m}$$

$$p_{\text{tot}} = 1,828 \text{ t/m}$$

b. Le poids de trottoirs +corniche+ longrines :

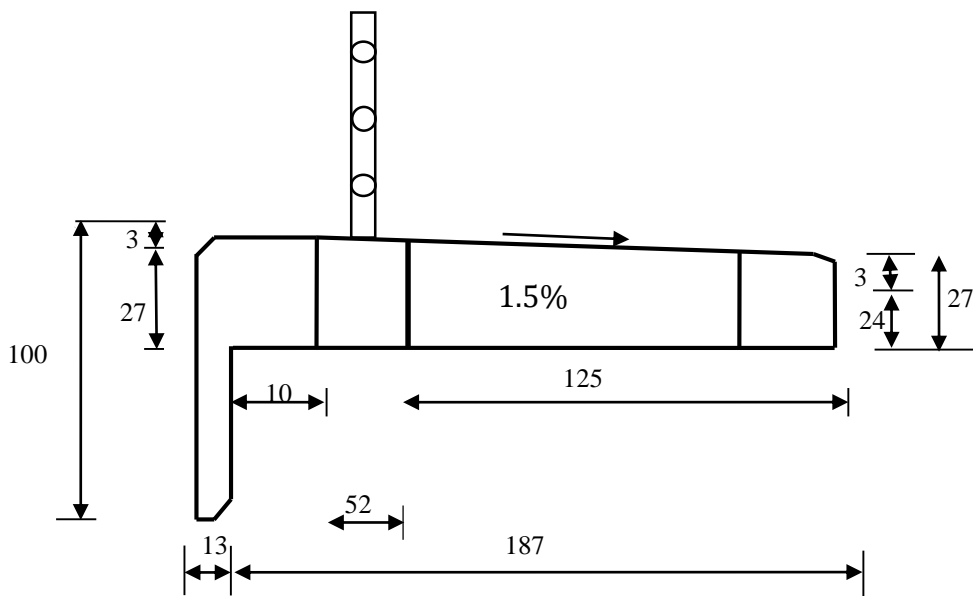


Figure 3 : coupe transversale

Poids de la corniche :

$$S = (0,74 \times 0,13) - (0,15 \times 0,15) + (0,23 \times 0,26) - \left(0,03 \times \frac{0,03}{0,02}\right) - \left(0,01 \times \frac{0,20}{2}\right)$$

$$= 0,1543 \text{ m}^2$$

$$p_C = 2,5 \times 0,154325 = 0,3858 \text{ t/ml}$$

- **Le poids de trottoir :**

$$S = (0,30 + 0,27) \times \frac{1,25}{2} + (0,52 \times 0,3) = \mathbf{0,513m^2}$$

$$p_t = 2,5 \times 0,513 = \mathbf{1,283 t/ml}$$

- **Les poids Barrières (n°2) :**

$$p_{\text{bar}} = (2 \times 0,1) = \mathbf{0,2 t/ml}$$

- **Poids totales :**

$$p_{(T+C+barr)} = 1,283 + 0,3858 + 0,2 = \mathbf{1,8688 t/ml}$$

4.5. La charge totale :

$$CCP = 2 \times (p_C + p_t + p_{\text{barr}}) + p_{r+\text{ét+rés}}$$

$$CCP = 2 \times (0,3858 + 1,283 + 0,1) + (1,734 + 0,094 + 0,1) = \mathbf{5,4656 t/ml}$$

$$CP = p_D + p_P + p_E$$

$$CP = 8,35 + 11,131 + 0,5236 = \mathbf{20,0046 t/ml}$$

$$G = (CP + CCP) \times L = \mathbf{687,6954 t/ml}$$

Charge (t/ml)	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Poutre seule	1,8552	1,8552
Dalle	1,3635	1,3635
Revêtement	0,00408	1,734
Corniche et trottoir	1,6688	/
Barrières	0,1	/
L'entretoise	0,0523	1,047
La somme	6,0385	5,9997

Tableau 4.1 : donnant 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. [6]

- 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.

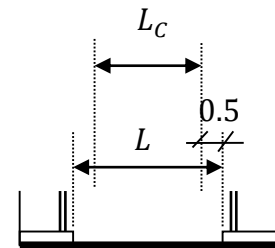
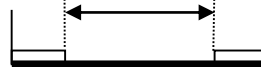
Si une chaussée est encadrée par deux bordures, la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable ; si elle est bordée d'un cote par un dispositif de retenue, de l'autre par une bordure, c'est une bande de 0,50 m qui doit être enlevée. [6]

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

$$L_C = L_R$$

Avec :

L_C : Largeur chargeable en m.



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

$$L_R = 12,5 - 4 = 8,5\text{m}$$

$$L_C = 12,5 - 4 = 8,5\text{m}$$

c) Classe de ponts routes

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

la classe	la largeur rouble
1	$LR \geq 7\text{ m}$
2	$5,50\text{ m} < LR < 7\text{ m}$
3	$LR < 5,50\text{ m}$

Notre pont sera *Pont de première classe* ($L_R \geq 7\text{ m}$).

d) Nombre de voies :

On a un pont de première classe $L_R \geq 7\text{ m}$

$$\text{Donc : } m = E\left(\frac{L_C}{3}\right) = E\left(\frac{8,5}{3}\right) = E(2,83) \quad (\text{deux voies}).$$

e) largeur d'une voie (L_V) :

$$L_V = \frac{L_C}{m} = \frac{8,5}{2} = 4,25\text{ m}$$

4.6.1. Système de charges A (L) :

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

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

$$L = 26.2 \quad \Longrightarrow \quad A(L)=A(L) = 230 + \frac{36\ 000}{26,2+12} = 1172,408 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$A(L) = 1,1724 \text{ t/m}^2$$

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

Coefficient de a_1 :

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

Tableau.4.2 : valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

Coefficient de a_2 :

On a : pont de 1^{er} classe

D'autre part, A(L) est multiplier par un autre coefficient (a_2) donné par :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} V_0 = L_V = 3,5 \text{ m} & (\text{pont de 1}^{\text{er}} \text{ classe}) \\ V = 4,25 \text{ m} & (\text{largeur de la voie}) \end{cases}$$

$$a_2 = \frac{3,5}{4,25} = \mathbf{0,823}$$

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

	a_1	a_2	A(L) $\left(\frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right)$	A (t/ml)
1voie	1,00	0,82	1,1724	$1 \times 0,82 \times 1,172 \times 4,25 = \mathbf{4,084}$
2voies	1,00	0,82	1,1724	$1 \times 2 \times 0,82 \times 1,172 \times 4,25 = \mathbf{8,168}$

Tableau.4.3 : charge A(L) par vois.

4.6.2. Système B:

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

A. Système B_c :

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

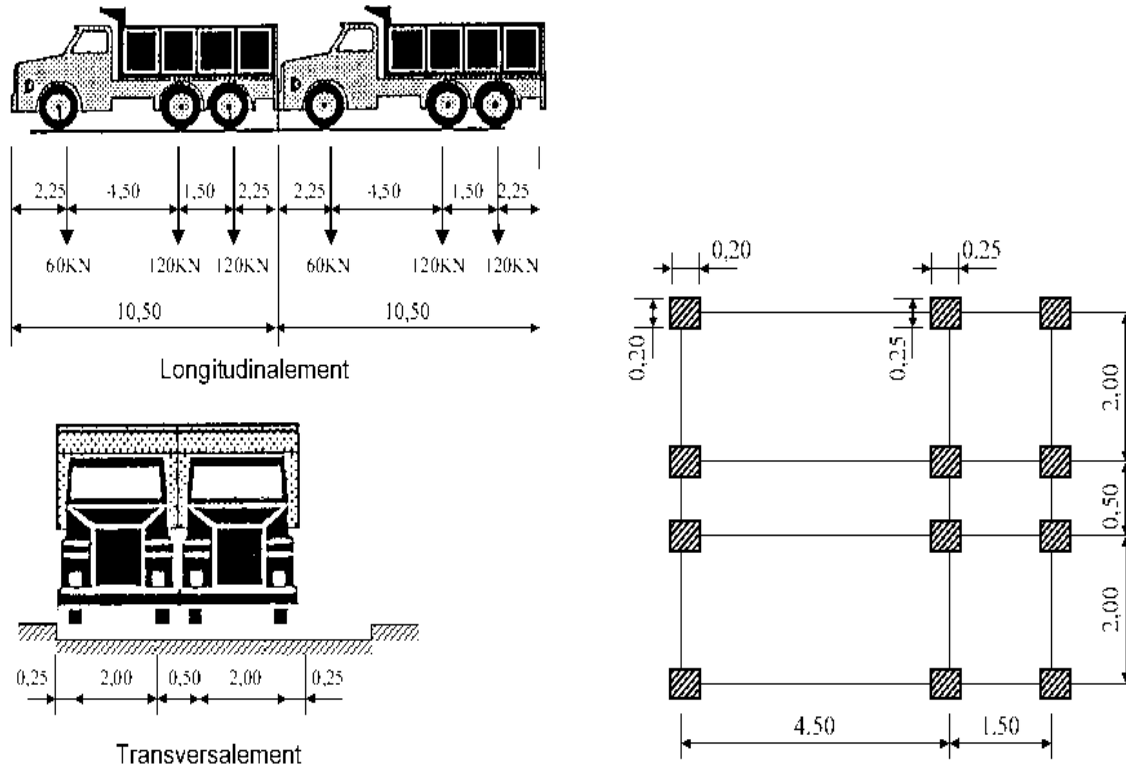


Figure 4 : schémas du système B_c

Disposition sur le pont :

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

Dans notre cas : $L = 26.2\text{m}$ et 2voies chargées

On peut disposer deux camions B_c longitudinalement et deux transversalement.

Les charges de système B_c sont multipliées par deux coefficients :

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

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

Tableau 4.4 : valeurs de coefficient b_c

Un coefficient de majoration dynamique δ_c donné par :

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

Tel que

L : la portée du pont : L=26.2m.

S : la surcharge maximale : Q.

G : la charge permanente, G = 687,695 t/ml

Dans notre cas : pont de 1^{er} class et 2 voies chargées.

L = 26.2 ; S = 30×2×2×1,1=132t ; G = 737,185 t

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26.2} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{687,6954}{132}} \quad \Rightarrow \delta_c = 1,089$$

	b_c	δ_c	charges par essieu (t)	
1voie	1,2	1,1	E avant	$6 \times 1,2 \times 1,089 = 7,8408$
			E arriere	$12 \times 1,2 \times 1,089 = 15,6816$
2voies	1,1	1,1	E avant	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1,089 = 14,3748$
			E arriere	$2 \times 12 \times 1,1 \times 1,089 = 28,7496$

Tableau 4.4 : Charges de B_c par essieu.

B. Système B_t :

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

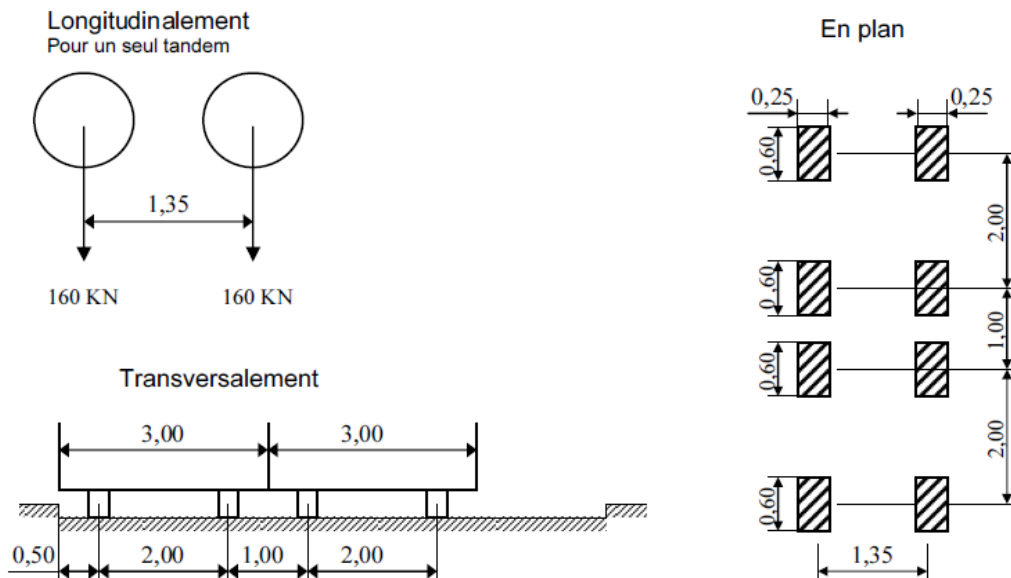


Figure 5 : schémas du système B_t

Disposition sur le pont :

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

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

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

Tableau 4.5 : valeurs de coefficient b_t

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

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26.2} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{687,6954}{64}} \Rightarrow \delta_t = 1,077$$

	b_t	δ_t	charges par essieu (t)
1voie	1,00	1,077	$16 \times 1 \times 1,077 = 17,232$
2voies	1,00	1,077v	$2 \times 16 \times 1 \times 1,077 = 34,464$

Tableau 4.6 : Charges de b_t par essieu.

C. Système B_r :

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

Le système B_r est négligé devant B_c et B_t .

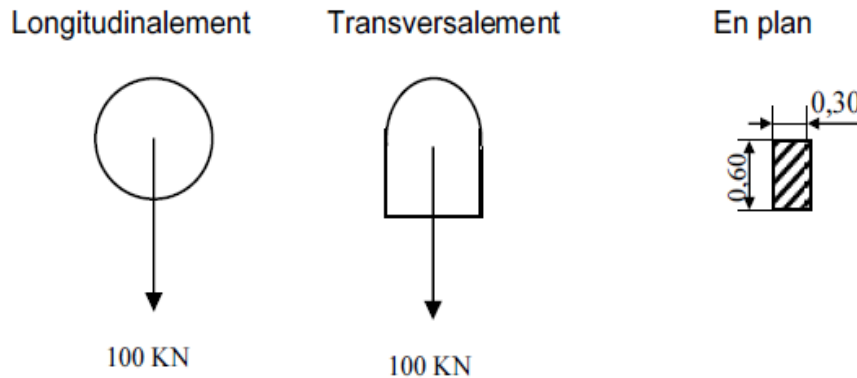


Figure 6 : schémas du système B_r

4.6.3. Système militaire M_{C120} :

Comporte deux chenilles de masse totale 110 t uniformément répartie.

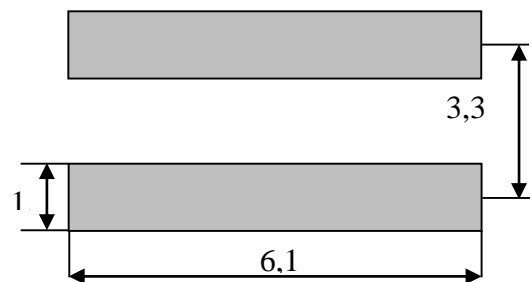
Poids par chenille= 55 t

Langur d'une chenille= 6,10 m

Largeur d'une chenille= 1,00 m

Disposition sur le pont :

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



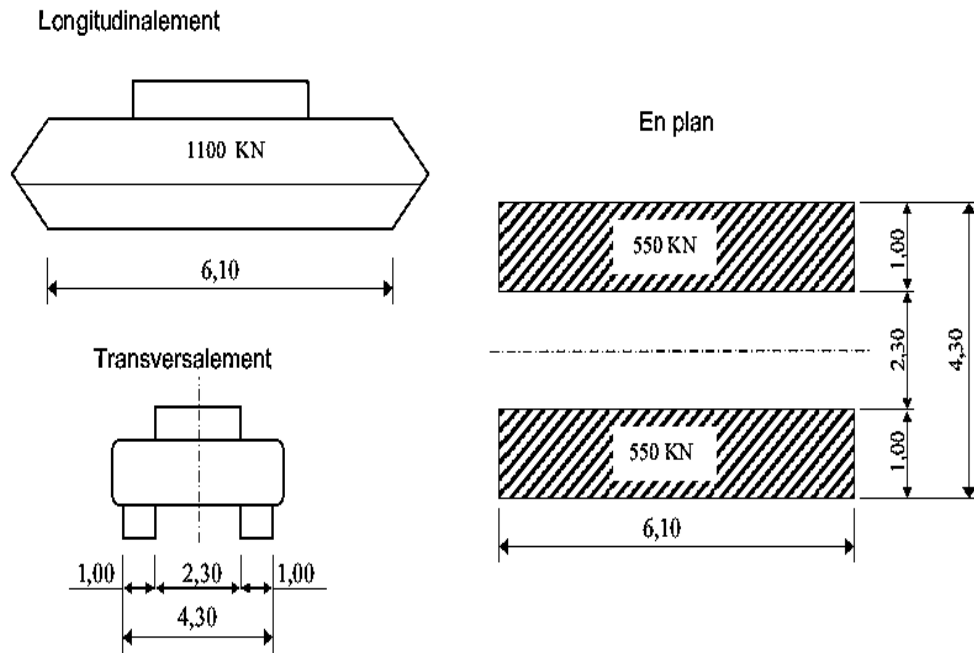


Figure 7 : schémas du système M_{C120} .

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

Dans notre cas, on peut disposer un seul convoi M_{C120} longitudinalement et transversalement.

Il existe un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1+0,20 \times 26,2} + \frac{0,60}{1+4 \times \frac{687,6954}{110}} \quad \Rightarrow \quad \delta_c = 1,086$$

$$P = 110 \times 1,086 = 119,460$$

$$\text{Par mètre linéaire : } P = \frac{119,35}{6,1} = 19,583 \text{ t/ml}$$

4.6.4 Système de charges exceptionnelles D_{240} :

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

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

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

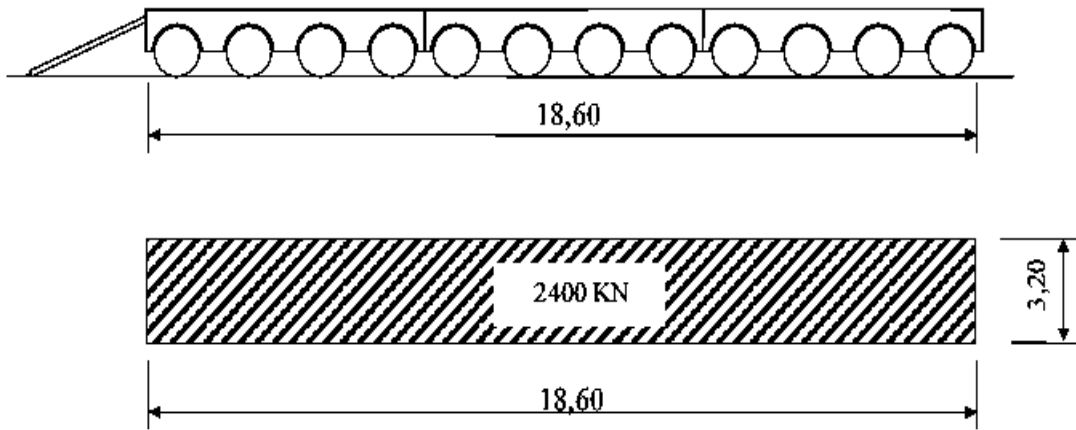


Figure 7 : schémas du système D₂₄₀.

4.6.5 Surcharge sur trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de 150 Kg/m² de façon à produire l'effet le plus défavorable.

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

Deux trottoirs chargés = $2 \times 0,15 \times 1,25 = 0,374 \text{ t/ml}$

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 :

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

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

$S = L_c \cdot L$ (La surface chargée m²)

	$A(L) (t)$	$S(m^2)$	F	$F_H(t)$
1 voie	$4,08 \times 26,2 = 107,00$	$4,25 \times 26,2 = 111,35$	0,049	5,243
2 voies	$8,16 \times 26,2 = 214,001$	$8,5 \times 26,2 = 222,7$	0,048	10,272

Tableau 4.7 : Charges de l'effet de freinage.

✓ pour le système (b_c), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids $F_H = 30 t$.

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. [6]

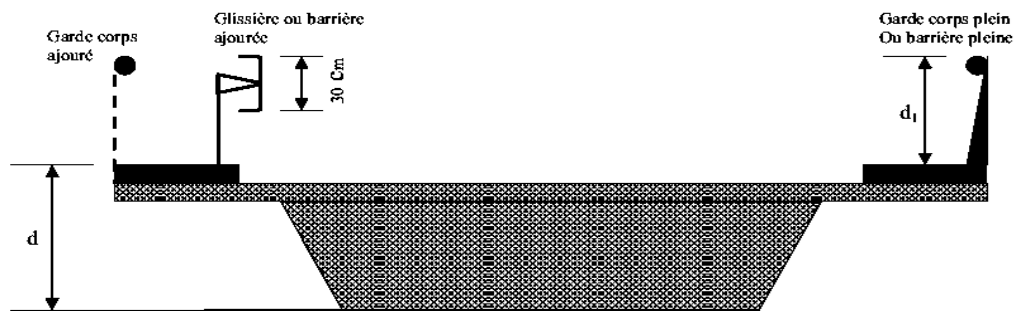


Figure 8 : Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent pour le tablier.

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 piles. [3]

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 4.8 : classification des ponts

Catégories d'importance \rightarrow Pont stratégique \rightarrow Groupe d'usage = 1.

- **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 \rightarrow **IIa** (sismicité moyenne) ;

Groupe de pont \rightarrow 1.

Accélération au sol de référence $A = 0.25 \times g$.

- **Caractéristiques du sol :**

Catégorie de site \rightarrow S2 (site ferme).

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	5-15	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 4.10 : caractéristique 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 4.11 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008, §3.1.2)

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

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.

On reportée ci de suite les spectres de réponse en accélération horizontale et verticale standard ($\xi = 5\% \rightarrow \eta = 1.0$) pour le sol de catégorie S2.

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

Un calcul des deux composantes de la force sismique globale a été fait (E_H et E_V) en premier lieu, puis une répartition de ces forces sismiques sur les différents appuis de notre ouvrage selon leurs rigidités. [3]

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

Où : M : masse du système

Sae : Accélération horizontal

Sav : Acceleration vertical

$$Sae = 0,25 \text{ g m / s}^2$$

$$S_{av} = 0,075 \text{ g m / s}^2$$

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

5.1. Introduction :

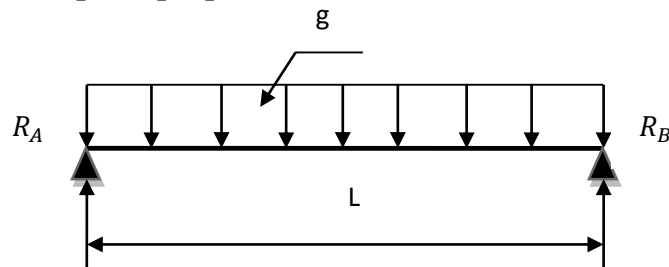
Les charges permanentes et les surcharges routières provoquent des sollicitations internes le long de longueurs du tablier, l'objectif de ce chapitre est de calculer ces sollicitations à travers l'utilisation des règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences et le théorème de BARRE.

5.2. Sollicitations dues aux charges permanentes :

5.2.1 : Les éléments de réduction dus au poids propre :

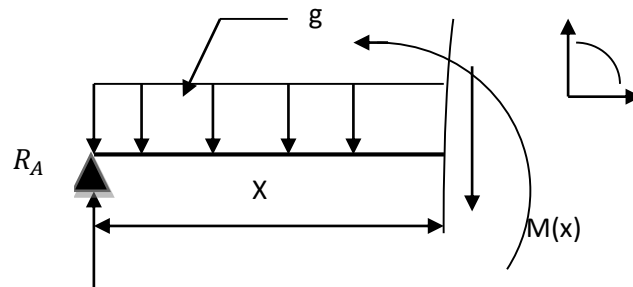
✓ Les réactions

Par la R.D.M : $R_A = R_B = \frac{1}{2}gl$



✓ Le moment

$$M(x) = R_A x - \frac{1}{2}gx^2$$



✓ L'effort tranchant

$$T(x) = R_A - gx$$

• Poutre seule

Section	g(t/ml)	R(t)	M(t .m)	T(t)
0,00L	1,855	24,300	0	24,300
0,25 L	1,855	/	119,373	12,150
0,5L	1,855	/	159,162	0

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

- dalle :

Section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	Riv et inter		Riv et inter		Riv et inter		Riv et inter	
0,00L	1,3635		17,862		0		17,862	
0,25L	1,3635		/		87,747		8,931	
0,5L	1,3635		/		116,997		0	

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

- Entretoise :

section	g(t)		R(t)		M (t.m)		T(t)	
	de rive	Inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	inter
0,00L	0,0523	1,047	0,685	1,371	0	0	0,685	1,371
0,25L	0,0523	1,047	/	/	3,364	6,734	0,342	0,685
0,5L	0,0523	1,047	/	/	4,485	8,976	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 + La chape d'étanchéité :

Section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	Rive	inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	inter
0,00L	0.00408	1.734	0,0534	22,715	0	0	0,0534	22,715
0,25L	0.00408	1.734	/	/	0,262	111,586	0,0266	11,357
0,5L	0.00408	1.734	/	/	0,349	148,780	0	0

Tableau.5.4 : les éléments de réduction dus au poids propre de Revêtement + chape Pour chaque poutre.

. Trottoir + corniche :

section	g(t)		R(t)		M (t.m)		T(t)	
	de rive	Inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	inter
0,00L	1,6688	0	21,861	0	0	0	21,861	0
0,25L	1,6688	0	/	/	107,391	0	10,930	0
0,5L	1,6688	0	/	/	143,187	0	0,00	0

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

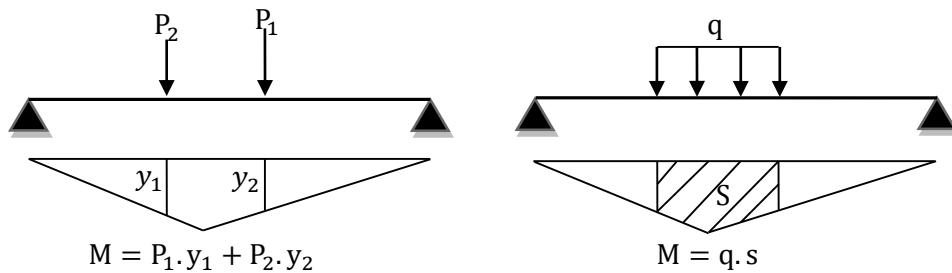
- **Tableau de M, R et T totaux dus au poids propre**

section	R(t)		M (t.m)		T(t)	
	de rive	inter	de rive	inter	de rive	inter
0,00L	64,7614	66,248	0	0	64,7614	66,248
0,25L	/	/	318,137	325,440	32,379	33,123
0,5L	/	/	424,180	433,915	0	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 se déplacé sur la poutre.

Dans le cas de la force concentrée, le moment est calculé en multipliant cette force par l'ordonnée de la ligne d'influence, alors que pour la charge répartie uniformément, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge. [12]



• **Théorème de barrée :**

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

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

a. Pour $x = L / 4$

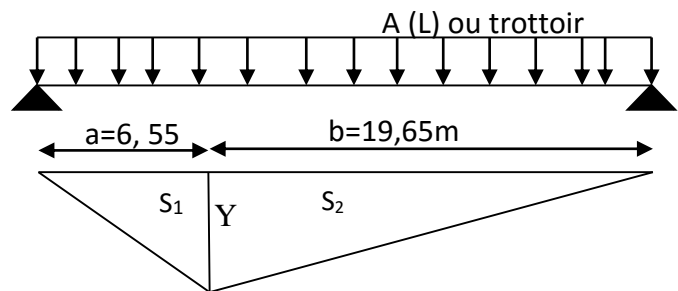
➤ **Surcharge A(l) et surcharge sur trottoir**

$$y = \frac{a \times b}{L} = \frac{6,55 \times 19,65}{26,2} = 4,9125m.$$

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

$$S = \frac{6,55 + 19,65}{2} \times 4,9125$$

$$S = 64,3537m^2.$$



➤ **Système Bc :**

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

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

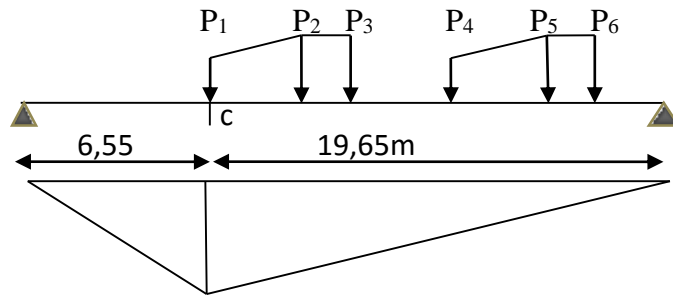
$$W_{L2} < \frac{W \times a}{L}.$$

W : résultante des forces se trouvant sur la poutre.

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

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

A : distance de c à l'appui de gauche.



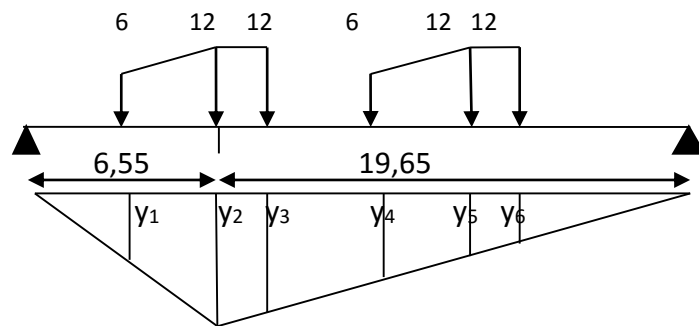
On obtient le tableau suivant :

Force en c	W	(W.a)/L	W _{L1}	W _{L1} >(W.a)/L	W _{L2}	W _{L2} <(W.a)/L
P1=6t	60	15	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	15	18	Ok	6	Ok
P3=12t	60	15	30	Ok	18	Non
P4=6t	54	13.5	30	Ok	24	Non
P5=12t	30	7,5	18	Ok	6	Ok
P6=12t	30	7.5	30	Ok	18	Non

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

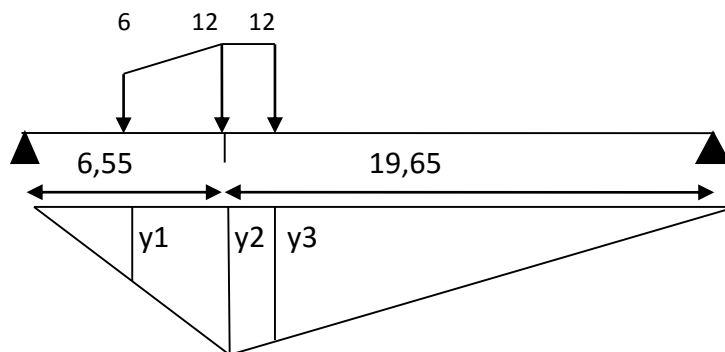
1^{er} cas : P2 sur c :

y ₁	1,5375
y ₂	4,9125
y ₃	4,5375
y ₄	3,4125
y ₅	2,2875
y ₆	1,9125



2^{ème} cas : P5 sur c

y ₁	1,5375
y ₂	4,9125
y ₃	4,5375



❖ Les moments :

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

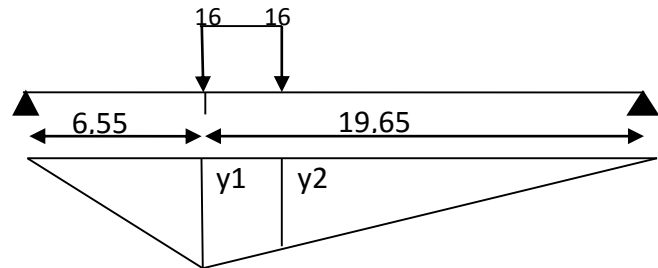
Le cas	Moment (t.m)
1	193,5
2	122,625

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

➤ Le système *Bt* :

$$y_1 = 4,9125.$$

$$y_2 = 4,575$$



➤ Convoi *M_{C120}* :

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{5,925}{23,7} = 0,25.$$

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

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

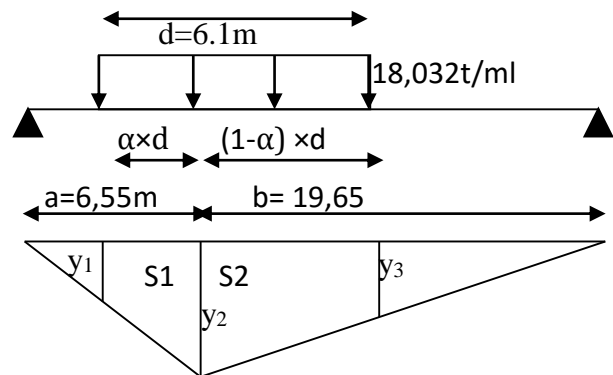
$$y_1 = y_3 = 3,7687m.$$

$$y_2 = 4,9125.$$

$$S = S1 + S2.$$

$$S = \frac{(3,7687 + 4,9912) \times (1,525 + 4,575)}{2}.$$

$$S = 26,7176m^2$$



Charge exceptionnelle *D₂₄₀*:

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{6,55}{26,2} = 0,25.$$

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

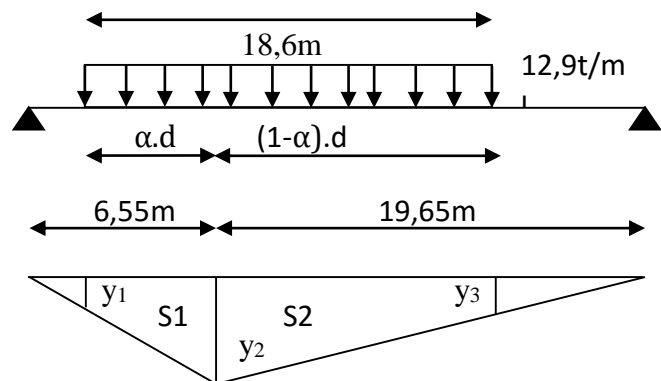
$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 18,6.$$

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

$$y_1 = y_3 = 0,95625m.$$

$$y_2 = 4,9125.$$

$$S = S1 + S2 \Rightarrow S = 58,938m^2.$$



• Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.25L$

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 6
A(L)	1 voie	1,1724	4,084	64,3537	262,820	43,803
	2 voies	1,1724	8,168		525,641	87,606
Bc	1 file	E.AV	7,8408	4,95	252,8658	42,144
		E.AR	15,6816	13,65		
	2 files	E.AV	14,3748	4,95	463,5873	77,264
		E.AR	28,7496	13,65		
Bt	1 tandem	16	17,232	9,48875	163,510	27,251
	2 tandem	32	34,464		327,020	54,503
Mc120		18,032	19,583	26,7176	523,210	87,201
D240		12,900	12,900	58,938	760,300	126,716
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,187	64,3537	12,034	2,005
	2 trottoir		0,374		24,068	4,011

Tableau 5.7 : Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.25L$.

. Pour $X=0.5L$

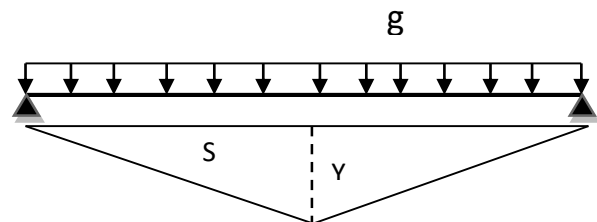
➤ Système A(L) et trottoir

$$Y = 13,1^2 / 26,2$$

$$Y = 6,55m$$

$$S = 2 \left(\frac{6,55 \times 13,1}{2} \right) = 85,805 \text{ m}^2$$

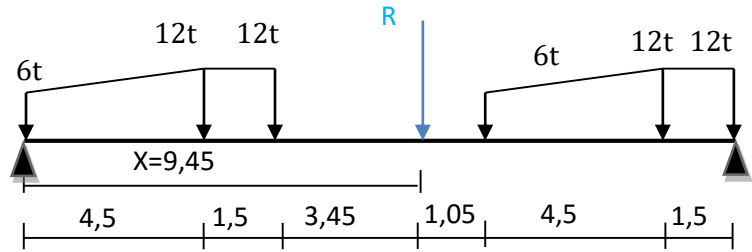
➤ Système Bc



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**



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

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

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

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

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

$$Y = \frac{11,585 \times 14,825}{26,2}$$

$$Y = 6,436 \text{ m}$$

$$Y_1 = 3,041 \text{ m}$$

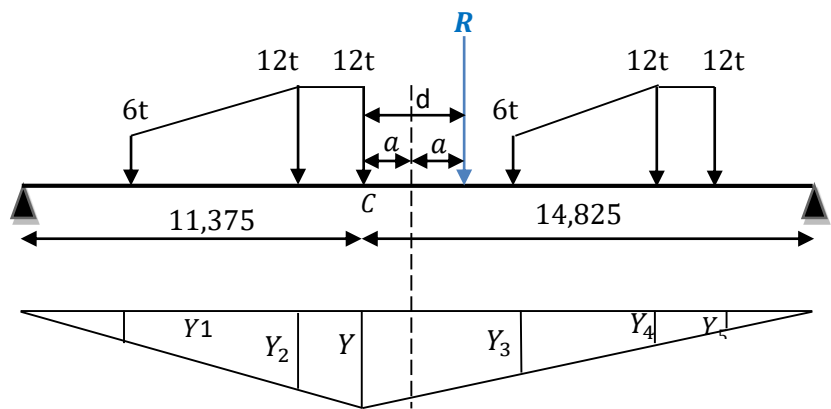
$$Y_2 = 5,587 \text{ m}$$

$$Y_3 = 4,482 \text{ m}$$

$$Y_4 = 2,528 \text{ m}$$

$$Y_5 = 1,877 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 7,523 \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 16,428 \end{array} \right.$$



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

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

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

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

$$Y = \frac{13,625 \times 12,575}{26,2}$$

$$Y = 6,5394 \text{ m}$$

$$Y_1 = 1,4998 \text{ m}$$

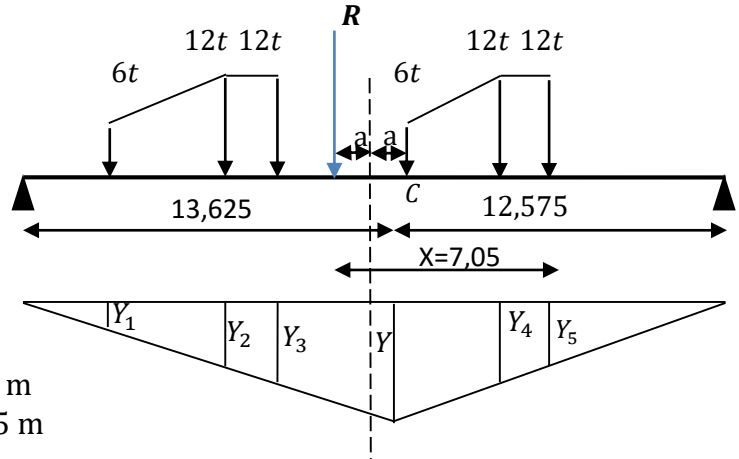
$$Y_2 = 3,6596 \text{ m}$$

$$Y_3 = 4,3795 \text{ m}$$

$$Y_4 = 4,1992 \text{ m}$$

$$Y_5 = 3,4192 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 8,0392 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 15,6575 \text{ m} \end{array} \right.$$



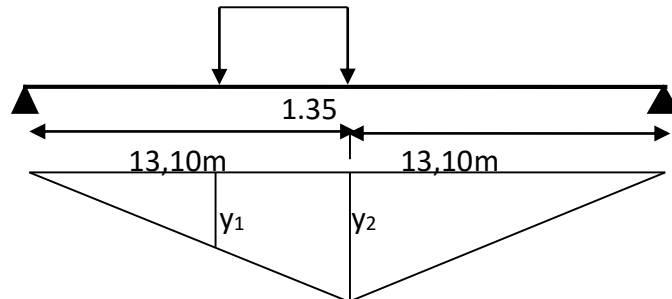
L'effet le plus défavorable :

$$1^{\text{ere}} \text{ cas } (6 \times 7,523 + 12 \times 16,428) = 242,274 \text{ t. m)}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas } (6 \times 8,0392 + 12 \times 15,6575) = 236,1252 \text{ t. m)}$$

$242,274 \text{ t. m} > 236,1252 \text{ t. m} \Rightarrow$ le 1^{ere} cas est l'effet le plus défavorable.

➤ **Le système Bt :**



$$y_1 = 5,875$$

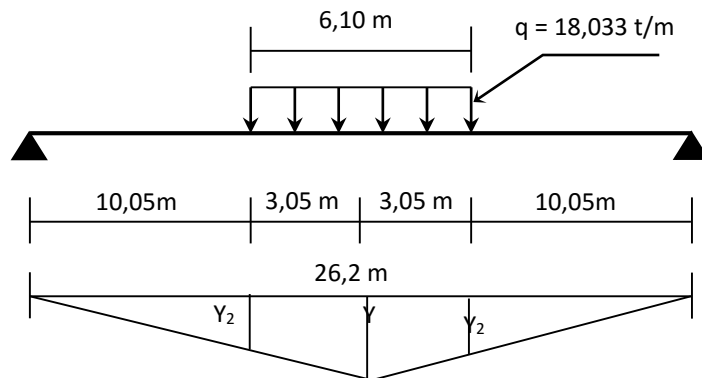
$$y_2 = 6,55$$

➤ **Système M_{C120}**

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

$$Y = 6,55 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 5,025 \text{ m}$$

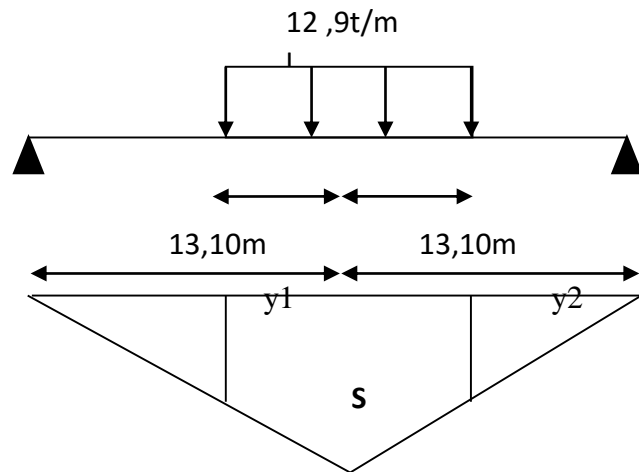


$$S = 2 \left(\frac{6,55 + 5,025}{2} \right) 3,05 = 35,3037 \text{m}^2$$

Charge exceptionnelle D₂₄₀ :

$$y_1 = y_2 = 1,9$$

$$S = 78,585 \text{m}^2.$$



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

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 6
A(L)	1 voie	1,1724	4,084	85,805	350,427	58,404
	2 voies	1,1724	8,168		700,855	116,809
Bc	1 file	E.AV	7,8408	7,523	316,525	52,754
		E.AR	15,6816	16,423		
	2 files	E.AV	14,3748	7,523	580,296	96,716
		E.AR	28,7496	16,423		
Bt	1 tandem	16	17,232	12,425	214,107	35,684
	2 tandems	32	34,464		428,215	71,369
Mc120		18,032	19,583	35,3037	703,320	140,664
D240		12,900	12,900	78,585	1013,746	168,957
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,187	85,805	16,045	2,674
Trottoir	2 trottoir		0,374		32,091	5,348

Tableau.5.8. Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0,5L$.

5.3.2 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges :

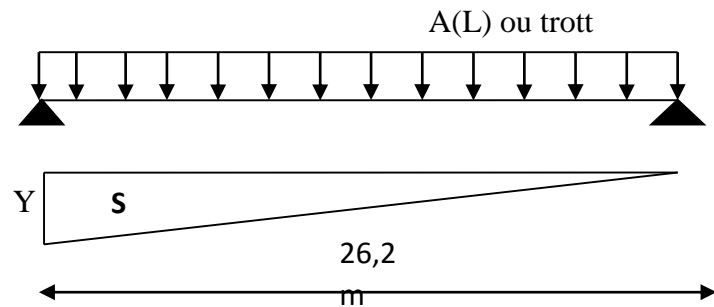
a. Pour $X=0$:

• Surcharges A (L) ou trottoir

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

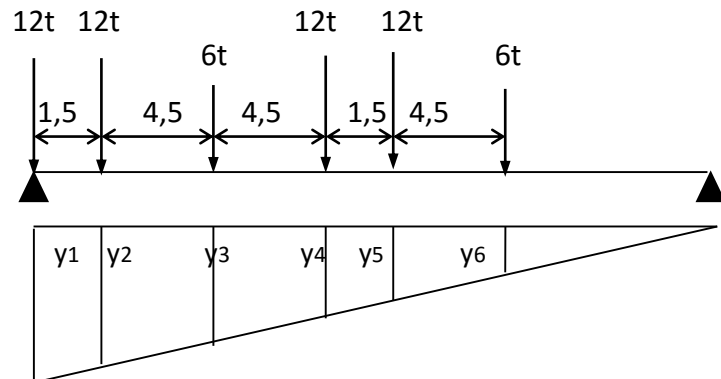
$$S = \frac{y \times L}{2} = \frac{26,2}{2} = 13,1m^2.$$

Y	1
S	13,1



• Surcharges B_c :

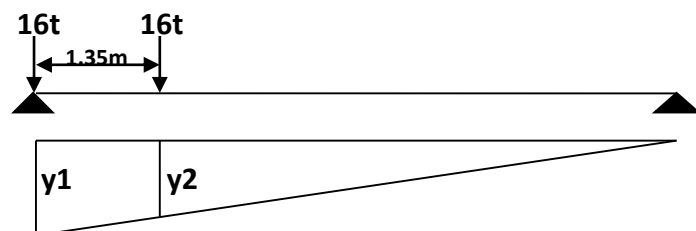
y ₁	1
y ₂	0,9427
y ₃	0,7709
y ₄	0,5992
y ₅	0,5419
y ₆	0,3702



essieux avant: $\sum Y_i = 1,1411m$
 essieux arrière: $\sum Y_i = 3,0838m$

• surcharges B_t :

Y ₁	Y ₂
1	0,948



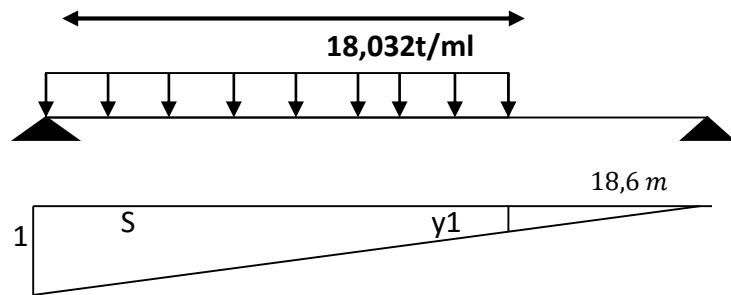
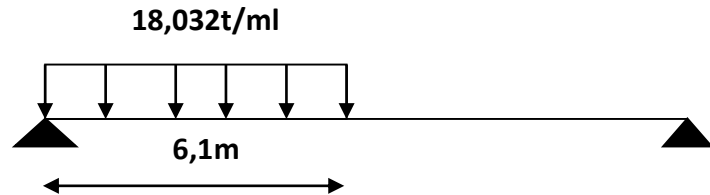
• surcharges M_{C120} :

$$y_1 = 0,7671$$

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

$$S = 5,3898 m^2$$

y	1
y1	0.7671
S	5,3898



- surcharges D₂₄₀ :

$$y_1 = 0,290$$

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

$$S = 11,997 m$$

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

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	T (t.m)	T ₀ =T/ 6
A(L)	1 voie	1,1724	4,084	13,100	53,500	8,916
	2 voies	1,1724	8,168		107,001	17,833
Bc	1 file	E.AV	7,8408	1,141	57,292	9,548
		E.AR	15,6816	3,083		
	2 files	E.AV	14,3748	1,141	105,036	17,506
		E.AR	28,7496	3,083		
Bt	1 tandem	16	17,232	1,948	33,567	5,594
	2 tandem	32	34,464		67,135	11,189
Mc120		18,032	19,583	5,3898	105,548	17,591
D240		12,900	12,900	11,997	154,761	25,793
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,187	13,100	2,449	0,408
	2 trottoir		0,374		4,899	0,816

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

b. Pour X=L/4 :

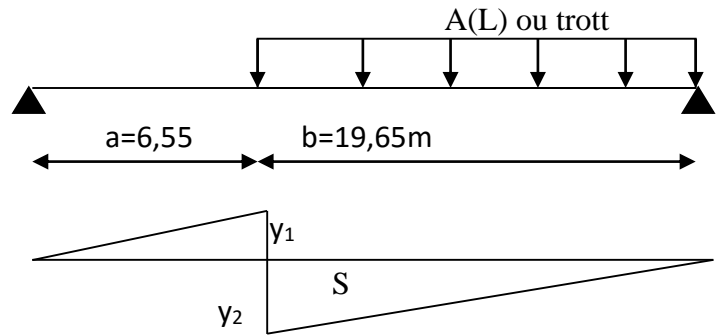
1. surcharges A (L) ou sur trottoir :

$$y_1 = \frac{a}{L} = \frac{6,55}{26,2} = 0,25.$$

$$y_2 = \frac{b}{L} = \frac{19,65}{26,2} = 0,75.$$

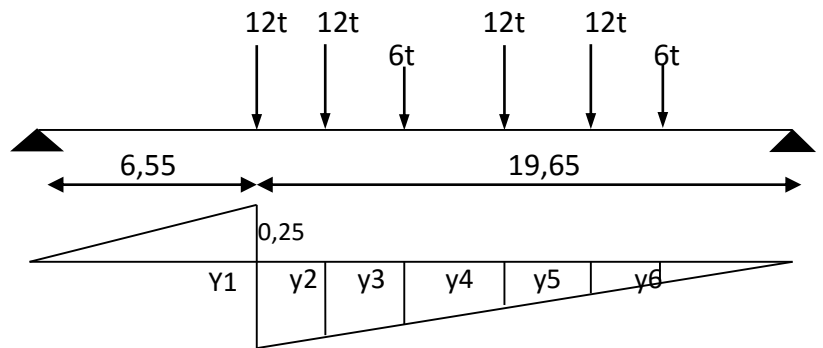
$$S = \frac{y_2 \times b}{2} = \frac{0,75 \times 19,65}{2}.$$

$$S = 7,3687..m^2.$$



• **Surcharge Bc :**

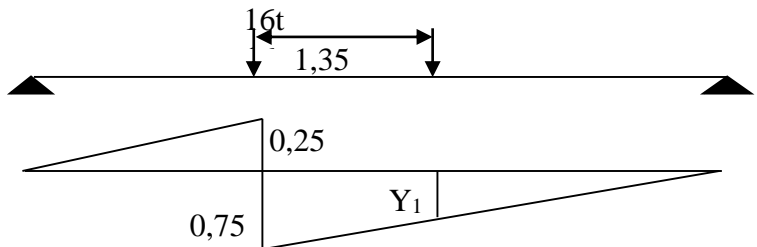
y1	0.75
y2	0,6927
y3	0.5209
y4	0.3492
y5	0.2919
y6	0.1202



essieux avant: $\sum Y_i = 0,6411m$
 essieux arrière: $\sum Y_i = 2,0838m$

• **Surcharge Bt :**

y1	y2
0,75	0,698

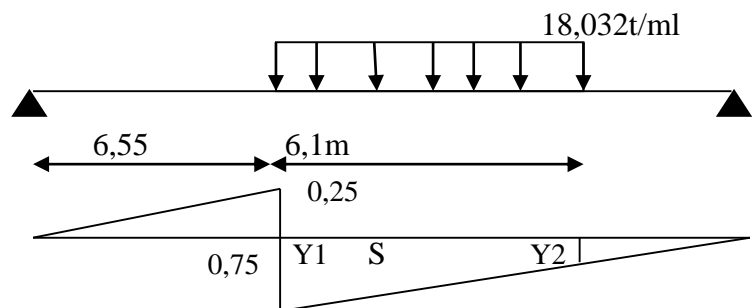


• **surcharges M C 120 :**

$$y_1 = 0,75 .$$

$$y_2 = 0,5171$$

$$S = 3,8646m^2.$$

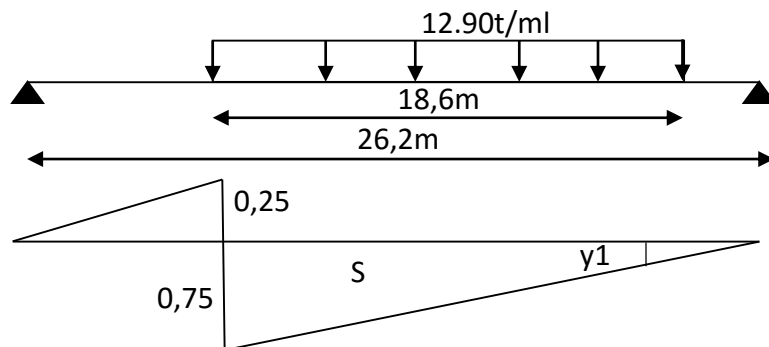


Y1	0.75
Y2	0,5171
S	3,8646

• Surcharges D₂₄₀ :

$y1 = 0,04.$

$S = 7,347m$



• Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	T (t.m)	$T0=T/ 6$
A(L)	1 voie	1,1724	4,084	7,3687	30,093	5,015
	2 voies	1,1724	8,168		60,187	10,031
Bc	1 file	E.AV	7,8408	0,6411	37,704	6,284
		E.AR	15,6816	2,0838		
	2 files	E.AV	14,3748	0,6411	69,124	11,520
		E.AR	28,7496	2,0838		
Bt	1 tandem	16	17,232	1,448	24,951	4,158
	2 tandem	32	34,464		49,903	8,317
Mc120		18,032	19,583	3,8646	75,692	12,615
D240		12,900	12,900	7,347	94,776	15,796
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,187	7,3687	1,378	0,229
	2trottoir		0,374		2,755	0,459

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, et ce, pour déterminer les sollicitations maximales et les sections dangereuses dans le sens longitudinal dues aux différents surcharges routières (A(L), B, Mc120...etc.).

6.1. Introduction :

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

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

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

6.2. Choix de la méthode :

La rigidité de l'entretoisement est définie par :

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

Avec : **n**:nombre des poutres.

a:Distance d'entre axes des poutres.

L:La portée des poutres.

I_P:Moment d'inertie d'une poutre.

I_E: Moment d'inertie d'une entretoise.

- Si $r < 0,3$ l'entretoise est précise comme infiniment rigide, dans se cas l'effet de la résistance du pont à la torsion n'est pas prise en compte, on utilise donc l'hypothèse de (J-COURBON).
- Si $r \geq 0,3$ la rigidité de l'entretoise est finie, la répartition transversale n'est pas linéaire, mais à une allure parabolique, dans ce cas on utilisera la méthode de (G-MASSONNET).

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.

$$I_0 = 45376877,46 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 39155428,87 \text{ cm}^4$$

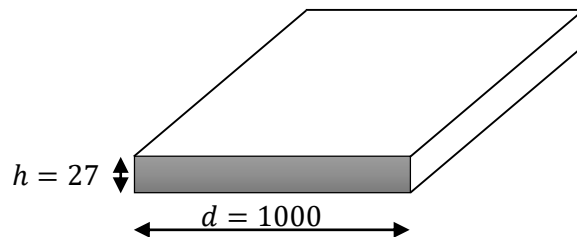
$$I_P = 45376877,46 + (39155428,87 - 45376877,46) \frac{8}{3\pi} = \mathbf{40095947,88 \text{ cm}^4}$$

Calcul de I_E :

On prend une bande de 1m de largeur et 0.20m d'épaisseur.

$$I_E = \frac{d \cdot h^3}{12} = \frac{100 \times 27^3}{12} = \mathbf{164025 \text{ cm}^4}$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 6 \\ a = 2,04\text{m} \\ L = 26,2\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{r = 0,9236}$$



$r = 0,9236 > 0,30$ Donc, on utilise la méthode de GUYON – MASSONET.

6.3. Principe de la méthode (GUYON MASSONET) :

La méthode de (GUYON – MASSONET) consiste à calculer la table d'un pont constitué par un réseau de poutres .elle consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur, cette dalle présente la même rigidité que le système initial. [11]

Cette méthode consiste également à tracer les lignes d'influence pour chaque effort, son coefficient de répartition transversale pour différents excentricités des charges :

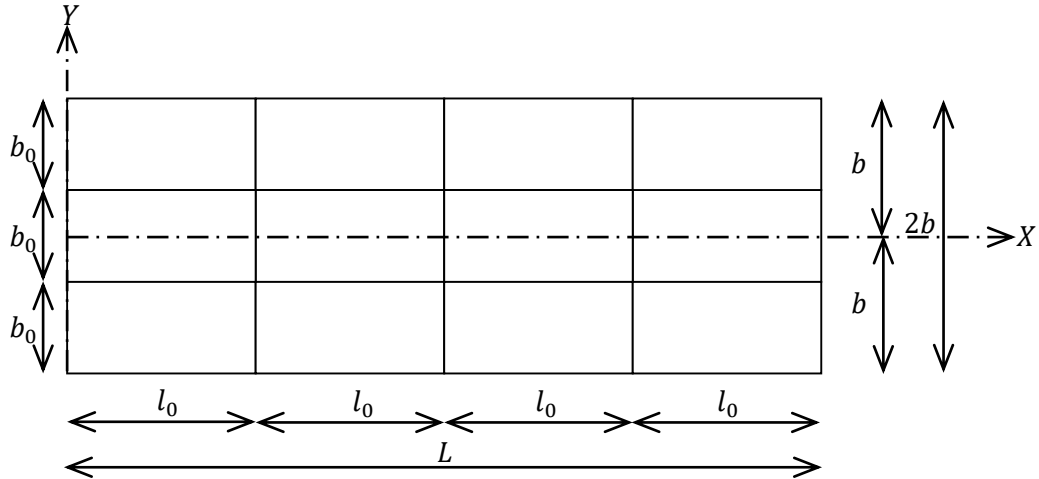
$$e = \left\{ \mp b, \mp \frac{3b}{2}, \mp \frac{b}{2}, \mp \frac{b}{4}, 0 \right\}$$

Pour les 9 sections de la largeur de la dalle :

$$y = \left\{ \mp b, \mp \frac{3b}{2}, \mp \frac{b}{2}, \mp \frac{b}{4}, 0 \right\}$$

On déplace les surcharges transversalement de façon à obtenir les plus grandes ordonnées pour le calcul des efforts, l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs de coefficients.

➤ **Cas de la plaque orthotrope à des grillages de poutres :**



On constitue cette structure par une structure équivalente où les rigidités sont réparties d'une manière continue sur la longueur et sur la largeur.

Les rigidités flexionnelles par unité de longueur seront :

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_0} ; \rho_E = \frac{B_E}{l_0}$$

Les rigidités torsionnelles par unité de longueur seront :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} ; \gamma_E = \frac{C_E}{l_0}$$

L'équation différentielle d'un grillage dont les rigidités sont réparties de manière continue s'écrira :

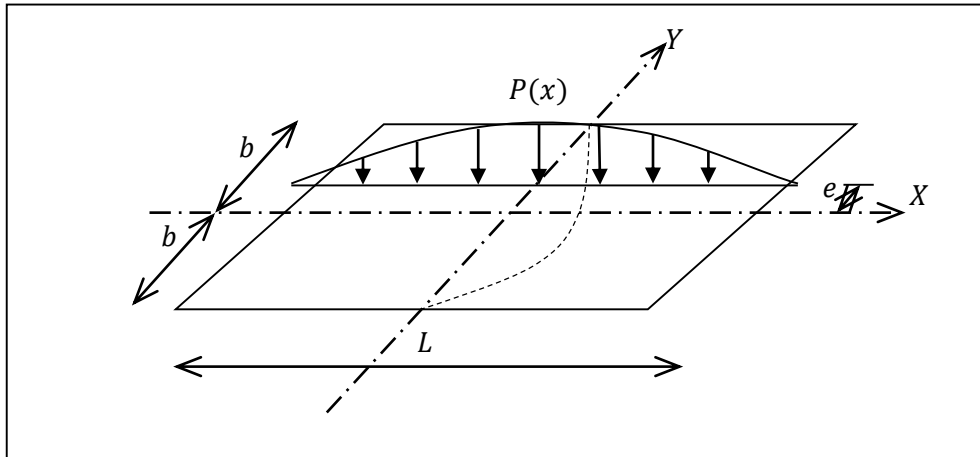
$$\rho_p \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \rho_E \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}$$

Le grillage général constitue une construction intermédiaire entre la plaque et le grillage simple (dont les répartitions sont continuées). Il doit satisfaire aussi bien l'équation de la dalle orthotrope que celle du grillage simple.

Cette méthode considère que la charge appliquée $P(x)$ est sous forme sinusoïdale telle que :

$$P(x) = P_1 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Où P_1 est la valeur constante du chargement.



Sous l'effet de cette charge répartie sur une parallèle à l'axe du pont, d'excentricité (e), la construction prend une déformée :

$$w(x, y) = w(y) \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Si la charge était uniformément répartie sur la largeur $2b$, cette dernière devient cylindrique de forme :

$$w_0(x) = w_0 \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Le rapport des déplacements dans les deux sens désigne le coefficient de répartition transversale $w(y)$ telle que :

$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{w_y}{w_0}$$

6.4. Détermination des coefficients :

6.3.1 Paramètre de calcul :

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

n : Nombre des poutres.

b_0 : Entre axes des poutres.

$$2b = 6 \times 2,04 \quad \Rightarrow 2b = 12,24m \quad \Rightarrow b=6,12$$

b) La rigidité flexionnelle des poutres :

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{40095947,88E}{204} = 196548,76E$$

c) La rigidité flexionnelle des entretoises :

$$\rho_E = \frac{E \cdot I_E}{d} = \frac{164025E}{100} = 1640,25E$$

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 grand portée.

h_i : la plus petite coté.

G : module de déformation transversale du béton.

$\gamma = 0.2$ coefficient de poison.

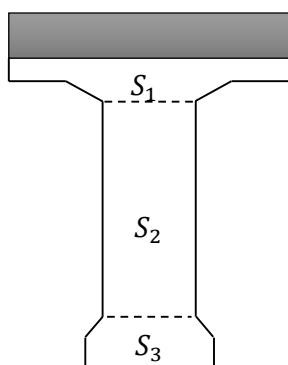


Figure.6.1: Section médiane équivalente

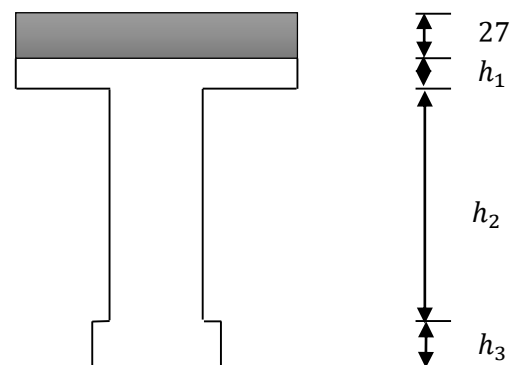
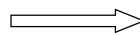


Figure.6.2 : Section médiane courante

$$S_1 = 1994 = h_1 \times 202 \Rightarrow h_1 = \mathbf{9,871 \text{ cm.}}$$

$$h_2 = 2250 = h_2 \times 25 \Rightarrow h_2 = \mathbf{90 \text{ cm.}}$$

$$s_3 = 2350 = 60 \times h_3 \Rightarrow h_3 = \mathbf{39,167 \text{ cm.}}$$

Donc :

$$C_p = \left(9,871^3 \times 202 + 90 \times 25^3 + 39,167^3 \times 60 + \frac{27^3 \times 202}{2} \right) \left(\frac{E}{2,4 \times 3} \right)$$

$$C_p = \mathbf{999107,407E.}$$

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

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{999107,407E}{204} = \mathbf{4897,585E.}$$

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

$$\gamma_E = \frac{C_E}{100} = \frac{136687,5E}{100} = \mathbf{1366,875E.}$$

$$\text{avec: } C_E = \frac{G \cdot b \cdot h^3}{2.3} = \frac{E \cdot 100 \cdot 27^3}{6 \times 2,4} = \mathbf{136687,5E.}$$

g) **Le paramètre de torsion α :**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = \frac{4897,585E + 1366,875E}{2\sqrt{196548,76E \times 1640,25E}}$$

$$\alpha = \mathbf{0,1744}$$

h) **Le paramètre d'entretoisement θ :**

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

$$\theta = \left(\frac{6,12}{26,2} \right)^4 \sqrt{\frac{196548,76E}{1640,25E}}$$

$$\theta = \mathbf{0,7728.}$$

6.5. Détermination des coefficients de répartition transversale :

6.5.1. Le coefficient K_α :

Le coefficient de répartition transversale K_α est défini comme étant le rapport suivant :

$$K(y, e) = \frac{w}{w_0}$$

Les valeurs de K_α pour $\alpha=0$ et $\alpha=1$ sont données par les tableaux de (GUYON-MASSONNET)

Pour un calcul rigoureux de K_α dans le cas où $0 < \alpha < 1$, on utilisera l'une des formules d'interpolation suivantes la valeur de θ .

$$0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,05}$$

$$0.10 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta \quad \text{Avec : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065-\theta}{0,663}\right)}$$

$$\theta > 1 \quad \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,5}$$

Lorsque la valeur de θ ne figure pas sur les tables de (G-MASSONNET), les valeurs de K_α et K_1 doivent subir une interpolation.

Soit : $\theta_{\min} < \theta < \theta_{\max}$

$$K_{,0} = K_0 + (K_{01} + K_{00}) \left(\frac{\theta - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}} \right)$$

$$K_{,1} = K_{10} + (K_{11} + K_{10}) \left(\frac{\theta - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}} \right)$$

Avec :

K_{00} : valeur lue pour θ_{\min} et $\alpha = 0$

K_{01} : valeur lue pour max et $\alpha = 1$

K_{10} : valeur lue pour θ_{\min} et $\alpha = 0$

K_{11} : valeur lue pour θ_{\max} et $\alpha = 1$

➤ Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,75$:

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

➤ Tableau donnant les valeurs de k_0 pour $\theta=0.80$:

$\theta = 0.80$		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-0,2595	0,401	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,401	-0,2595	
b/4	-0,4898	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362	
b/2	-0,4719	-0,1844	0,1348	0,5394	1,0595	1,6383	2,0526	2,0353	1,8428	
3b/4	-0,353	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,401	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195	
b	-0,2094	-0,353	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154	

À Partir des deux tableaux de k_0 correspondant à $\theta=0,60$ et $\theta=0,65$ par interpolation par la formule suivante :

$$0.75 \longrightarrow K_0(\theta = 0.75)$$

$$0.7728 \longrightarrow K_0(\theta = 0.7728)$$

$$0.80 \longrightarrow K_0(\theta = 0.80)$$

$$K_0(\theta = 0.7728) = 0.544(K_0(\theta = 0.75)) + 0.456K_0(\theta = 0.80)$$

➤ Tableau donnant les valeurs de k_0 pour $\theta = 0,7728$ par interpolation :

$\theta = 0.7728$		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-0,1868	0,43956	1,06009	1,60721	1,86897	1,60721	1,06009	0,43956	-0,18687	
b/4	-0,4585	0,03759	0,55370	1,09911	1,60721	1,86192	1,61479	1,10263	0,52933	
b/2	-0,48462	-0,18249	0,14791	0,55370	1,06009	1,61479	2,01957	2,04052	1,90530	
3b/4	-0,40620	-0,30869	-0,18249	0,03759	0,43956	1,10263	2,04052	3,11045	4,07037	
b	-0,30090	-0,40620	-0,48462	-0,4585	-0,1868	0,52933	1,90530	4,07037	6,87647	

Évaluation des valeurs de k_1

➤ Tableau donnant les valeurs k_1 pour $\theta=0,75$:

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

➤ Tableau donnant les valeurs de k_1 pour $\theta=0,80$:

$\theta = 0.80$		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
b/4	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
b/2	0,2516	0,3389	0,472	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
3b/4	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

À Partir des deux tableaux de k_1 correspondant à $\theta=0,60$ et $\theta=0,65$ On tire le tableau de k_1 Pour

$\theta=0,7728$ par interpolation par la formule suivante :

0,75 \longrightarrow $K_0(\theta = 0,75)$

0,7728 \longrightarrow $K_0(\theta = 0,7728)$

0,80 \longrightarrow $K_0(\theta = 0,80)$

$K_1(\theta = 0.642) = 0,544K_1(\theta = 0.75) + 0,456K_1(\theta = 0.80)$

➤ Tableau donnant les valeurs k_1 pour $\theta=0.7728$ par interpolation :

$\theta = 0.7728$		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,64825	0,78995	0,98384	1,21502	1,35434	1,21502	0,98384	0,78995	0,64825
b/4	0,41558	0,53071	0,69741	0,93478	1,21502	1,40739	1,32638	1,15671	1,01135
b/2	0,27281	0,36147	0,49365	0,69741	0,98384	1,32638	1,59851	1,61606	1,55161
3b/4	0,18772	0,25663	0,36147	0,53071	0,78995	1,15671	1,61606	2,05611	2,30411
b	0,13266	0,18772	0,27281	0,41558	0,64825	1,01135	1,55161	2,30411	3,24091

Détermination des K_α pour $\theta = 0.7728$ et $\alpha = 0.1744$

$$0,1 < \theta \leq 1 \Rightarrow 0,10 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta$$

Avec : $\beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065-\theta}{0,663}\right)} = 0,6731$

$$K_\alpha = K_0 + 0,3771(K_1 - K_0)$$

➤ **Tableau donnant les valeurs de K_α pour $\theta = 0.7728$:**

$\theta = 0.7728$		K Alfa							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,070846	0,5476	1,03656	1,48618	1,71016	1,48618	1,03656	0,54769	0,07084
b/4	-0,18880	0,1897	0,59805	1,04840	1,48618	1,72165	1,52579	1,11932	0,67808
b/2	-0,25088	-0,0146	0,25460	0,59805	1,03656	1,52579	1,88963	1,90953	1,79617
3b/4	-0,22291	-0,1342	-0,0146	0,18977	0,54769	1,11932	1,90953	2,78508	3,52530
b	-0,16710	-0,2229	-0,2508	-0,1888	0,07084	0,67808	1,79615	3,52530	5,75454

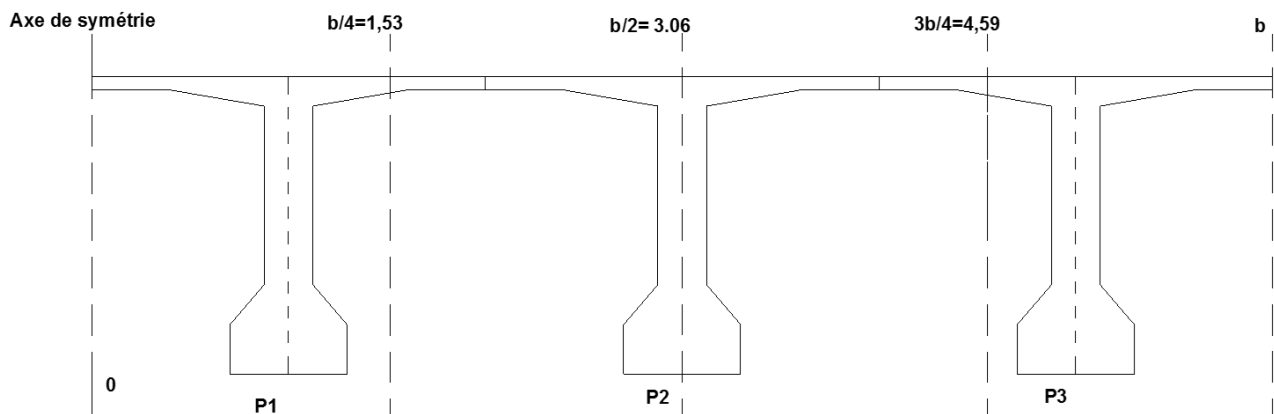


Figure 6.3: La position des poutres

6.5.2. Les positions des poutres :

➤ **Tableau donnant les valeurs de K_α Pour la poutre 3 :**

$$y = 1,02$$

$$0,00 \longrightarrow K_\alpha(0,00)$$

$$1,02 \longrightarrow K_\alpha(1,02)$$

$$1,53 \longrightarrow K_\alpha(1,53)$$

$$K_\alpha(1,53) = K_\alpha(0,00) + [0,67(K_\alpha(1,53) - K_\alpha(0,00))]$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0.00	b/4	b/2	3b/4	b
-0,103122	0,307888	0,742763	1,192870	1,560097	1,64395	1,364350	0,930688	0,47769

➤ Tableau donnant les valeurs de K_α Pour la poutre 2 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0.00	b/4	b/2	3b/4	b
-0,250881	-0,01462	0,254606	0,598054	1,036566	1,52579	1,889638	1,909535	1,79615

➤ Tableau donnant les valeurs de $k\alpha$ Pour la poutre 1 :

y = 5.1

4,59 → $K_\alpha(4,59)$

5,1 → $K_\alpha(5,1)$

6,12 → $K_\alpha(6,12)$

$$K_\alpha(5,1) = K_\alpha(4,59) + (K_\alpha(6,12) - K_\alpha(4,59))(0,33)$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0.00	b/4	b/2	3b/4	b
-0,204498	-0,16350	-0,09259	0,064840	0,390337	0,97371	1,872121	3,029359	4,26095

➤ Tableau récapitulatif des $k\alpha$:

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₃	-0,103	0,3078	0,74276	1,19287	1,5600	1,6439	1,36435	0,9306	0,4776
P ₂	-0,250	-0,0146	0,25460	0,59805	1,0365	1,5257	1,8896	1,90953	1,7961
P ₁	-0,204	-0,1635	-0,0925	0,064840	0,3903	0,9737	1,87212	3,0293	4,2609

6.5.3 Calcul des efforts tranchant

✓ Détermination du coefficient de répartition transversale ϵ_α

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

$$\text{Si : } |Y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$$

$$\text{Si : } |Y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

✓ Efforts tranchant réels

$$T_{reel} = \epsilon_{\alpha moy} T_0 \quad \text{Avec : } T_0 = (T_{total}/5)$$

Après le calcul nous avons les tableaux suivants :

➤ **Tableau donnant les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0.70$**

$\theta = 0.70$		ϵ_0								
$y \backslash e$		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0034	0,087	0,1684	0,2377	0,2698	0,2377	0,1684	0,087	0,0034
b/4		-0,057	0,0174	0,0933	0,1698	0,2377	0,2724	0,2475	0,1899	0,1243
b/2		-0,081	-0,028	0,0286	0,0933	0,1684	0,2475	0,3086	0,3271	0,3282
3b/4		-0,088	-0,0604	-0,028	0,0174	0,087	0,1899	0,3271	0,4815	0,6252
b		-0,091	-0,0887	-0,0814	-0,0571	0,0034	0,1243	0,3282	0,6252	0,9942

➤ **Tableau donnant les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0.80$**

$\theta = 0.80$		ϵ_0								
$y \backslash e$		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		-0,041	0,0638	0,1686	0,2623	0,3079	0,2623	0,1686	0,0638	-0,041
b/4		-0,078	0,002	0,0858	0,1763	0,2623	0,3054	0,2608	0,1702	0,0694
b/2		-0,075	-0,029	0,0215	0,0858	0,1686	0,2608	0,3267	0,3239	0,2933
3b/4		-0,056	-0,045	-0,029	0,002	0,0638	0,1702	0,3239	0,5001	0,6556
b		-0,033	-0,056	-0,075	-0,078	-0,041	0,0694	0,2933	0,6556	1,1325

➤ **Les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0,7728$**

$$0,70 \longrightarrow \epsilon_0(\theta = 0,70)$$

$$0,7728 \longrightarrow \epsilon_0(\theta = 0,7728)$$

$$0,80 \longrightarrow \epsilon_0(\theta = 0,80)$$

$$\epsilon_0(\theta = 0,7728) = [0,272\epsilon_0(\theta = 0,70)] + [0,728\epsilon_0(\theta = 80)]$$

➤ **Tableau donnant les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0.7728$**

$\theta = 0.7728$		ϵ_0								
$y \backslash e$		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		-0,028	0,07011	0,16854	0,25560	0,29753	0,25560	0,16854	0,07011	-0,0289
b/4		-0,072	0,00618	0,08784	0,17453	0,25560	0,29642	0,25718	0,17555	0,08433
b/2		-0,076	-0,0287	0,02343	0,08784	0,16854	0,25718	0,32177	0,32477	0,30279
3b/4		-0,064	-0,0491	-0,0287	0,00618	0,07011	0,17555	0,32477	0,49504	0,64733
b		-0,048	-0,0648	-0,0767	-0,0723	-0,0289	0,08433	0,30279	0,64733	1,09488

➤ **Tableau donnant les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0.70$**

$\theta = 0.70$		ϵ_0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0544	0,0863	0,1348	0,2488	0,3662	0,2488	0,1348	0,0863	0,0544
b/4	0,0343	0,0536	0,0828	0,133	0,2207	0,3723	0,2286	0,1458	0,0913
b/2	0,0248	0,0374	0,0564	0,0885	0,1436	0,2368	0,3934	0,2505	0,1565
3b/4	0,023	0,0329	0,0474	0,0715	0,1109	0,1745	0,2754	0,4329	0,2703
b	0,0284	0,0385	0,0532	0,0765	0,1127	0,1665	0,2429	0,3449	0,4678

➤ **Tableau donnant les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0.80$**

$\theta = 0.80$		ϵ_0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0444	0,0754	0,1271	0,2249	0,4102	0,2249	0,1271	0,0755	0,0444
b/4	0,0253	0,0425	0,0710	0,1248	0,2264	0,4167	0,2350	0,1390	0,0816
b/2	0,0166	0,0270	0,0440	0,0756	0,1343	0,2422	0,4382	0,2597	0,1522
3b/4	0,0147	0,0224	0,0349	0,0573	0,0971	0,1665	0,2863	0,4861	0,2849
b	0,0187	0,0269	0,0400	0,0624	0,0976	0,1586	0,2480	0,3745	0,5330

➤ **Les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0.7728$**

0.70 \longrightarrow $\epsilon_1(\theta = 0.70)$

0.7728 \longrightarrow $\epsilon_1(\theta = 0.7728)$

0.80 \longrightarrow $\epsilon_1(\theta = 0.80)$

$\epsilon_1(\theta = 0,7728) = [0,272\epsilon_1(\theta = 0.70) + 0,728\epsilon_1(\theta = 80)]$

➤ **Tableau donnant les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0.7728$**

$\theta = 0.7728$		ϵ_1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0471	0,0783	0,1291	0,2314	0,3982	0,2314	0,1291	0,07841	0,0471
b/4	0,0277	0,0455	0,0742	0,1270	0,2248	0,4046	0,2332	0,14084	0,0842
b/2	0,0188	0,0298	0,0473	0,0791	0,1368	0,2407	0,4260	0,25719	0,1533
3b/4	0,0169	0,0252	0,0383	0,0611	0,1008	0,1686	0,2833	0,47162	0,2809
b	0,0213	0,0300	0,0435	0,0662	0,1017	0,1607	0,246	0,36644	0,5152

➤ Les valeurs de ϵ_α

si $|y| + |e| \leq \frac{3b}{4}$ $\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$

si $|y| + |e| > \frac{3b}{4}$ $\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_α pour $\theta=0.7728$

$\theta=0.7728$		ϵ_α							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,002	0,0715	0,1616	0,2513	0,3150	0,2513	0,1616	0,0715	0,0028
b/4	-0,030	0,0226	0,0854	0,1662	0,2502	0,3152	0,2530	0,1610	0,0842
b/2	-0,036	-0,004	0,0334	0,0863	0,1630	0,2543	0,3653	0,2965	0,2403
3b/4	-0,030	-0,018	-0,0007	0,0291	0,0754	0,1726	0,3074	0,4852	0,4943
b	-0,019	-0,025	-0,0264	-0,0144	0,0256	0,1162	0,2793	0,5300	0,8528

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_α Pour la poutre 3 :

$y = 1,02$

0,00 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(0,00)$

1,021 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(1,021)$

1,53 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(1,53)$

$\epsilon_\alpha(1,53) = [\epsilon_\alpha(0,00) + (\epsilon_\alpha(1,53) - \epsilon_\alpha(0,00)) \times (0.67)]$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,01951	0,03876	0,11061	0,194343	0,27164	0,294205	0,222875	0,131527	0,057411

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_α Pour la poutre 2 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,03683	-0,00428	0,03342	0,086317	0,163014	0,254313	0,3653185	0,296552	0,24039367

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_α Pour la poutre 3 :

$y = 5.1$

4,59 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(4.59)$

5,1 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(5,1)$

6,12 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(6,12)$

$$\varepsilon_{\alpha}(5,1) = \varepsilon_{\alpha}(4,59) + [\varepsilon_{\alpha}(6,12) - \varepsilon_{\alpha}(4,59)](0,33)$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,02702	-0,02045	-0,00923	0,01476	0,05902	0,15405	0,29817	0,50003	0,6126

➤ **Tableau récapitulatif des ε_{α}**

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₃	-0,019	0,0387	0,1106	0,194343	0,27164	0,29420	0,22287	0,13152	0,0574
P ₂	-0,036	-0,0042	0,0334	0,08631	0,1630	0,25431	0,36531	0,296552	0,2403
P ₁	-0,027	-0,0204	-0,0092	0,01476	0,05902	0,15405	0,29817	0,50003	0,6126

✓ **Détermination du coefficient de répartition transversale $\overline{\varepsilon}_{\alpha}$:**

On applique les mêmes étapes que pour la détermination du coefficient $\overline{\varepsilon}_{\alpha}$ mais par les formules suivantes :

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

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

Après le calcul nous avons les tableaux suivants :

➤ **Tableau donnant les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$ pour $\theta=0.70$**

$\theta=0.70$		$\overline{\varepsilon}_1$								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-0,004	0,0402	0,1117	0,2508	0,5289	0,2508	0,1117	0,0402	-0,004	
b/4	-0,008	0,0131	0,0476	0,1159	0,2545	0,5329	0,2532	0,1072	0,0161	
b/2	0,0036	0,0071	0,0246	0,0592	0,1292	0,2694	0,5458	0,2537	0,0702	
3b/4	0,0076	0,0152	0,0272	0,0489	0,0894	0,1647	0,3036	0,5585	0,1957	
b	0,0284	0,0385	0,0532	0,0765	0,1127	0,1675	0,2429	0,3449	0,4678	

➤ **Tableau donnant les valeurs d $\overline{\varepsilon}_1$ epour $\theta=0.80$**

$\theta=0.80$		$\overline{\varepsilon}_1$								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-0,0106	0,0278	0,0982	0,2539	0,6013	0,2539	0,0982	0,0278	-0,010	
b/4	-0,0116	0,0041	0,0337	0,1014	0,2569	0,6047	0,2564	0,0946	0,0047	
b/2	-0,0067	0,00001	0,0129	0,0428	0,1127	0,2707	0,6181	0,2587	0,0564	
3b/4	0,0024	0,00729	0,01588	0,0337	0,0712	0,1492	0,3098	0,6377	0,1952	
b	0,0187	0,0269	0,04	0,0624	0,099	0,1586	0,248	0,37455	0,533	

➤ Les valeurs de $\overline{\epsilon_1}$ pour $\theta=0.7728$

0.70 \longrightarrow $\overline{\epsilon_1}(\theta = 0.70)$

0.7728 \longrightarrow $\overline{\epsilon_1}(\theta = 0.7728)$

0.80 \longrightarrow $\overline{\epsilon_1}(\theta = 0.80)$

$\overline{\epsilon_1}(\theta = 0.7728) = 0.272 \overline{\epsilon_1}(\theta = 0.70) + 0.728 \overline{\epsilon_1}(\theta = 0.80)$

$\theta=0.7728$		$\overline{\epsilon_1}$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-0,0088	0,0311	0,1018	0,2530	0,5816	0,2530	0,1018	0,0311	-0,0088	
b/4	-0,0106	0,0065	0,0374	0,1053	0,2562	0,5851	0,2555	0,0980	0,0078	
b/2	-0,0038	0,0019	0,0160	0,0472	0,1171	0,2703	0,5984	0,2573	0,0601	
3b/4	0,00381	0,0094	0,0189	0,0378	0,0761	0,1534	0,3081	0,6161	0,1953	
b	0,0213	0,0300	0,0435	0,0662	0,1027	0,1610	0,2466	0,3664	0,5152	

➤ Les valeurs de $\overline{\epsilon_\alpha}$ pour $\theta=0.7728$

Si : $|y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \overline{\epsilon_\alpha} = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon_1} - \epsilon_0) \cdot \alpha$

Si : $|y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \overline{\epsilon_\alpha} = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon_1} - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

$\theta=0.7728$		$\overline{\epsilon_\alpha}$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-0,019	0,0633	0,1569	0,2551	0,34707	0,25514	0,15690	0,06330	-0,0205	
b/4	-0,046	0,0063	0,0790	0,1624	0,25570	0,34676	0,25688	0,14316	0,05237	
b/2	-0,045	-0,0159	0,0203	0,0807	0,15956	0,25946	0,43729	0,29659	0,20144	
3b/4	-0,035	-0,0246	-0,0088	0,0193	0,07115	0,16630	0,31780	0,54559	0,45856	
b	-0,019	-0,0252	-0,0265	-0,014	0,02605	0,11634	0,27932	0,53001	0,85280	

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_α Pour la poutre 3 :

$y = 1,02$

0,00 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(0,00)$

1,021 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(1,021)$

1,53 \longrightarrow $\epsilon_\alpha(1,53)$

$\epsilon_\alpha(1,53) = \epsilon_\alpha(0,00) + (\epsilon_\alpha(1,53) - \epsilon_\alpha(0,00)) \times (0.67)$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0376	0,0251	0,1047	0,1930	0,2858	0,3165	0,22389	0,11681	0,02831

➤ Tableau donnant les valeurs de ε_α Pour la poutre 2 :

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,04584	-0,01592	0,02032	0,08075	0,15956	0,25946	0,43729	0,29659	0,20144

➤ Tableau donnant les valeurs de ε_α Pour la poutre 1 :

y = 5.1.

4,59 \longrightarrow $\varepsilon_\alpha(4,59)$

5,1 \longrightarrow $\varepsilon_\alpha(5,1)$

6,12 \longrightarrow $\varepsilon_\alpha(6,12)$

$$\varepsilon_\alpha(5,1) = \varepsilon_\alpha(4,59) + (\varepsilon_\alpha(6,12) - \varepsilon_\alpha(4,59))(0,33)$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,02454	-0,02503	-0,0206	-0,0032	0,04093	0,13283	0,29202	0,53515	0,72270

➤ Tableau récapitulatif des $\overline{\varepsilon_\alpha}$:

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₃	-0,037	0,0251	0,1047	0,1930	0,2858	0,3165	0,22389	0,11681	0,0283
P ₂	-0,045	-0,015	0,0203	0,08075	0,15956	0,25946	0,43729	0,29659	0,2014
P ₁	-0,024	-0,0250	-0,0206	-0,0032	0,04093	0,13283	0,29202	0,53515	0,7227

6.5.4. Détermination des coefficients $K_{\alpha moy}$, $\varepsilon_{\alpha moy}$, $\overline{\varepsilon_{\alpha moy}}$ 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.

6.5.4.1. Cas des charges concentrées :

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

Dans le cas des surcharges (B_C, B_t) les charges sont identiques dans chaque convoi, la formule s'écrit sous la forme :

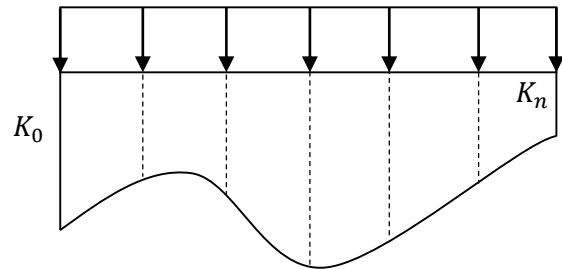
$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$$

Avec : n : le nombre de charges concentrées

6.5.4.2. Cas des charges uniformément réparties :

$$\sum A_i = \int_{-b}^{+b} K(y) \cdot dy = 2b \cdot \left[\frac{K_0}{2} + K_1 + \dots + \frac{K_n}{2} \right]$$

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum A_i}{2b}$$



$2b$: la largeur surcharges

➤ Tableau donnant les valeurs de $K_{\alpha moy}^{max}$ pour chaque poutre :

		Poutre 3	Poutre 2	Poutre 1
$A(L)$	1 voie	1,4079	1,6072	1,4530
	2 voies	0,7261	1,0484	1,2288
B_C	1 fille	1,9164	1,7697	1,5591
	2 filles	1,2697	1,4872	1,4547
B_t	1 voie	1,7484	1,7383	1,5591
	2 voies	1,0743	1,3578	1,4179
M_{C120}		1,1977	1,4571	1,4334
D_{240}		0,7169	1,2715	1,5553
trottoire	1 voie	3,4696	1,8663	0,7689
	2 voies	1,6461	0,8841	0,4654

➤ Tableau donnant les valeurs de $\epsilon_{\alpha moy}^{max}$ pour chaque poutre :

		<i>Poutre 3</i>	<i>Poutre 2</i>	<i>Poutre 1</i>
<i>A(L)</i>	1 voie	0,252	0,2814	0,2473
	2 voies	0,1178	0,1765	0,2046
<i>B_c</i>	1 fille	0,3102	0,3057	0,2719
	2 filles	0,2043	0,2504	0,2496
<i>B_t</i>	1 voie	0,2820	0,3022	0,2719
	2 voies	0,1731	0,2281	0,2414
<i>M_{C120}</i>		0,1943	0,2586	0,2411
<i>D₂₄₀</i>		0,1127	0,2101	0,2721
<i>trottoire</i>	1 voie	0,5382	0,2768	0,1054
	2 voies	0,2577	0,1305	0,0618

➤ Tableau donnant les valeurs de $\overline{\varepsilon}_{amoy}^{max}$ pour chaque poutre :

		<i>Poutre 3</i>	<i>Poutre 2</i>	<i>Poutre 1</i>
<i>A(L)</i>	1 voie	0,2159	0,3079	0,2567
	2 voies	0,1060	0,1855	0,2085
<i>B_c</i>	1 fille	0,3115	0,3305	0,2869
	2 filles	0,1951	0,2640	0,2602
<i>B_t</i>	1 voie	0,2786	0,3305	0,2869
	2 voies	0,1620	0,2406	0,2501
<i>M_{C120}</i>		0,1808	0,2926	0,2478
<i>D₂₄₀</i>		0,0940	0,2154	0,2878
<i>trottoire</i>	1 voie	0,6008	0,2636	0,0856
	2 voies	0,2880	0,1186	0,0443

6.6. Calcul des moments fléchissant et effort tranchants 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: $M_0(x)$:le moment fléchissant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier

A l'abscisse x .

n :Le nombre de poutres principales.

✓ Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{T_0(x)}{n} \varepsilon_{\text{amoy}}^{\text{max}}$$

Avec: $T_0(x)$: l'effort tranchant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier

A l'abscisse x .

✓ La réaction :

$$T = \frac{T_0(0)}{n} \varepsilon_{\text{amoy}}^{\text{max}}$$

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 X = 0,25L**

Cas de charge	$M_0=M/6$	Poutre3		Poutre 2		Poutre1		
		K_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	K_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	K_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	
A(l)	1vc	43,4170	1,4530	63,0849	1,6072	69,7798	1,4079	61,1268
	2vc	87,6060	1,2288	107,6503	1,0484	91,8461	0,7261	63,6107
Bc	1vc	42,1440	1,5591	65,7067	1,7697	74,5822	1,9164	80,7648
	2vc	77,2640	1,4547	112,3959	1,4872	114,9070	1,2697	98,1021
Bt	1vc	27,2510	1,5591	42,4870	1,7383	47,3704	1,7484	47,6456
	2vc	54,5030	1,4179	77,2798	1,3578	74,0042	1,0743	58,5526
Mc120	87,2010	1,4334	124,9939	1,4571	127,0606	1,1977	104,4406	
D240	126,7160	1,5553	197,0814	1,2715	161,1194	0,7169	90,8427	
Un trottoir	2,0050	0,7689	1,5416	1,8663	3,7419	3,4696	6,9565	
Deux trottoirs	4,0110	0,4654	1,8667	0,8841	3,5461	1,6461	6,6025	

➤ Tableau des moments fléchissements longitudinaux réels dus aux surcharges à $X = 0, 5L$:

Cas de charge		$M_0=M/6$	Poutre3		Poutre 2		Poutre1	
			Kamoy	M réel	Kamoy	M réel	Kamoy	M réel
A(I)	1vc	57,889	1,4530	84,1127	1,6072	93,0392	1,4079	81,5019
	2vc	116,809	1,2288	143,5349	1,0484	122,4626	0,7261	84,8150
Bc	1vc	52,7540	1,5591	82,2488	1,7697	93,3588	1,9164	101,0978
	2vc	96,7160	1,4547	140,6928	1,4872	143,8360	1,2697	122,8003
Bt	1vc	35,6840	1,5591	55,6349	1,7383	62,0295	1,7484	62,3899
	2vc	71,3690	1,4179	101,1941	1,3578	96,9048	1,0743	76,6717
Mc120		140,6640	1,4334	201,6278	1,4571	204,9615	1,1977	168,4733
D240		168,9570	1,5553	262,7788	1,2715	214,8288	0,7169	121,1253
Un trottoir		2,6740	0,7689	2,0560	1,8663	4,9905	3,4696	9,2777
Deux trottoirs		5,3480	0,4654	2,4890	0,8841	4,7282	1,6461	8,8033

6.6.1. Les efforts tranchants :

➤ Tableau des efforts tranchants réels dans les différentes poutres à $X=0,00L$:

Cas de charge		T0 (t.m)	Poutre 3		Poutre 2		Poutre 1	
			ε amoy	Tréel	ε amoy	Tréel	ε amoy	Tréel
A(I)	1vc	8,838	0,2520	2,2272	0,2814	2,4870	0,2473	2,1856
	2vc	17,833	0,1178	2,1007	0,1765	3,1475	0,2046	3,6486
Bc	1vc	9,548	0,3102	2,9618	0,3057	2,9188	0,2719	2,5961
	2vc	17,506	0,2043	3,5765	0,2504	4,3835	0,2496	4,3695
Bt	1vc	5,594	0,2820	1,5775	0,3022	1,6905	0,2719	1,5210
	2vc	11,189	0,1731	1,9368	0,2281	2,5522	0,2414	2,7010
Mc120		17,591	0,1943	3,4179	0,2586	4,5490	0,2411	4,2412
D240		25,793	0,1127	2,9069	0,2101	5,4191	0,2721	7,0183
Un trottoir		0,408	0,5382	0,2196	0,2768	0,1129	0,1054	0,0430
Deux trottoirs		0,816	0,2577	0,2103	0,1305	0,1065	0,0618	0,0504

➤ Tableau des efforts tranchants réels dans les différentes poutres à $X=0.25L$

Cas de charge		T0 (t.m)	Poutre3		Poutre 2		Poutre1	
			ε moy	Tréel	ε moy	Tréel	ε moy	Tréel
A(l)	1vc	4,971	0,2473	1,2293	0,2473	1,2293	0,2473	1,2293
	2vc	10,031	0,2046	2,0523	0,2046	2,0523	0,2046	2,0523
Bc	1vc	6,284	0,2719	1,7086	0,2719	1,7086	0,2719	1,7086
	2vc	11,52	0,2496	2,8754	0,2496	2,8754	0,2496	2,8754
Bt	1vc	4,158	0,2719	1,1306	0,2719	1,1306	0,2719	1,1306
	2vc	8,317	0,2414	2,0077	0,2414	2,0077	0,2414	2,0077
Mc120		12,615	0,2411	2,4511	0,2411	3,2622	0,2411	3,0415
D240		15,796	0,2721	1,7802	0,2721	3,3187	0,2721	4,2981
Un trottoir		0,229	0,1054	0,1232	0,1054	0,0634	0,1054	0,0241
Deux trottoirs		0,459	0,0618	0,1183	0,0618	0,0599	0,0618	0,0284

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	0,5L	433,915	262,778	696,693
	0,25L	325,440	197,081	522,521
Poutre 2	0,5L	433,915	214,828	684,743
	0,25L	325,440	161,119	486,550
Poutre 1	0,5L	424,180	121,125	424,180
	0,25L	318,137	90,842	318,137

6.6.2. Effort tranchant :

Poutre	Position	T (C.P)	T (Surcharges)	T tot
Poutre 3	0.00L	66,248	7,018	73,266
Poutre 2	0.00L	66,248	5,419	71,667
Poutre 1	0.00L	69,761	2,906	72,667

6.8. Les combinaisons d'action :

combinaisons	E.L.U	E.L.S
I	$1,35 G + 1,6[\text{Max}(A, B) + \text{tr}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A, B) + \text{tr}]$
II	$1,35 G + 1,35\text{Max}[M_{C120}, D_{240}]$	$G + \text{Max}[M_{C120}, D_{240}]$

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 :**

ELU	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)	614,571	819 ,423	591,971	789,290	541,826	722,432
1.35G+1.6 (Bc +Tr)	622,164	814,876	628,868	823 ,487	597,012	783,208
1.35G+1.6 (Bt +Tr)	595,978	751,678	563,424	748,398	533,733	709,403
1.35 (G+Mc120)	562,991	857,982	608 ,085	862 ,483	570,479	800,081
1.35 (G+D240)	705,403	904,536	656,854	875 ,804	552,122	736 ,162

ELS	Poutre 3		Poutre 2		Poutre 1	
	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L
G+1.2 (A(L) +Tr)	456,860	609,143	439,910	586,543	402 ,392	536,521
G+1.2 (Bc +Tr)	462,555	605,733	467,583	612,192	443,782	582,104
G+1.2 (Bt +Tr)	420,415	558,334	418,500	555,874	396,323	526,750
G+Mc120	450,433	635,542	450 ,433	638,876	422,979	592,653
G+D240	588,218	696,693	522,521	648,743	408,979	545,305

- **Tableau des efforts tranchants longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après combinaison :**

ELU	Poutre 3	poutre 2	Poutre 1
	0.00L	0.00L	0.00 L
1.35G+1.6 (A(L) +Tr)	95,353	72,804	91,327
1.35G+1.6 (Bc +Tr)	96 ,506	74,782	93,486
1.35G+1.6 (Bt +Tr)	93,837	71,851	90,863
1.35 (G+Mc120)	95,160	95,575	92 ,042
1.35 (G+D240)	99,031	96,750	91,352

Poutres	Combinaison	Types	moments fléchissements	0.25L	0.50L
Poutre3	ELU	I	M (t.m)	622,164	819 ,423
		II	M (t.m)	705,403	904,536
	ELS	I	M (t.m)	462,555	609,143
		II	M (t.m)	588,218	696,693
Poutre 2	ELU	I	M (t.m)	628,868	823 ,487
		II	M (t.m)	656,854	875 ,804
	ELS	I	M (t.m)	467,583	612,192
		II	M (t.m)	522,521	648,743
Poutre 1	ELU	I	M (t.m)	597,012	783,208
		II	M (t.m)	570,479	800,081
	ELS	I	M (t.m)	443,782	582,104
		II	M (t.m)	422,979	592,653

-

➤ Tableau des combinaisons max des efforts dans chaque poutre :

Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0.00L
Poutre 3	ELU	I	T(t)	96 ,506
		II	T(t)	99,031
	ELS	I	T(t)	71,551
		II	T(t)	73,266
Poutre 2	ELU	I	T(t)	74,782
		II	T(t)	96,750
	ELS	I	T(t)	71,637
		II	T(t)	71,667
Poutre 1	ELU	I	T(t)	93,486
		II	T(t)	92 ,042
	ELS	I	T(t)	69,305
		II	T(t)	68,178

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 3, donc la poutre la plus sollicitée est la poutre intermédiaire.

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 basée 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 27 cm d'épaisseur avec 6 poutres de longueur de 27m).

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 :

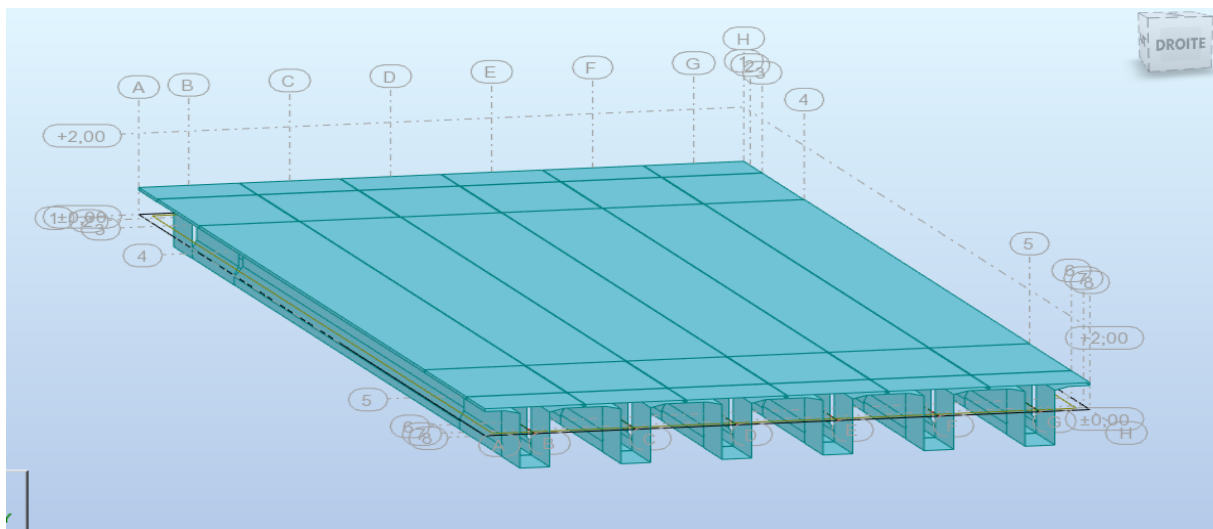


Figure.7.2 : Modélisation des poutres.

7.3.2. Modélisation de la dalle :

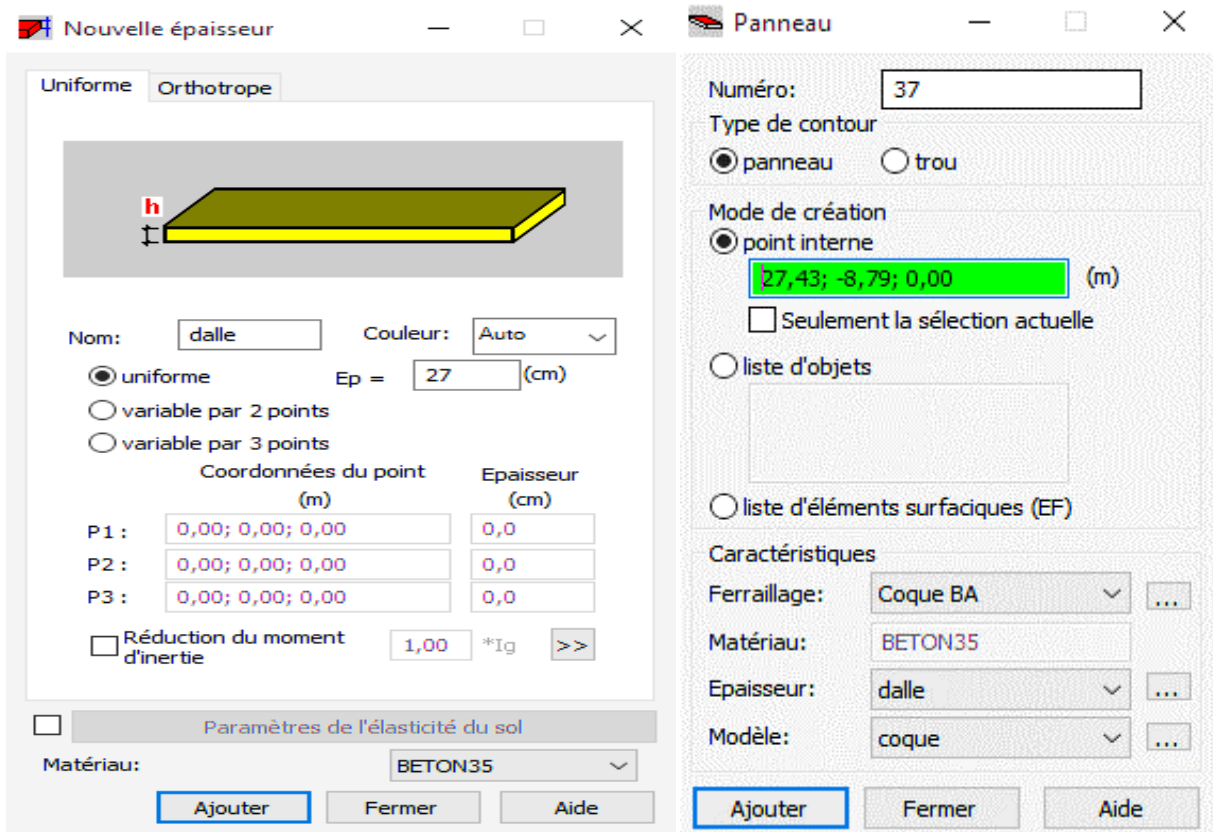


Figure.7.3 : Modélisation de la dalle.

7.3.3 Définition de différents cas de charge :

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

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{26.2 + 12} = 1,172\tau / m^2$$

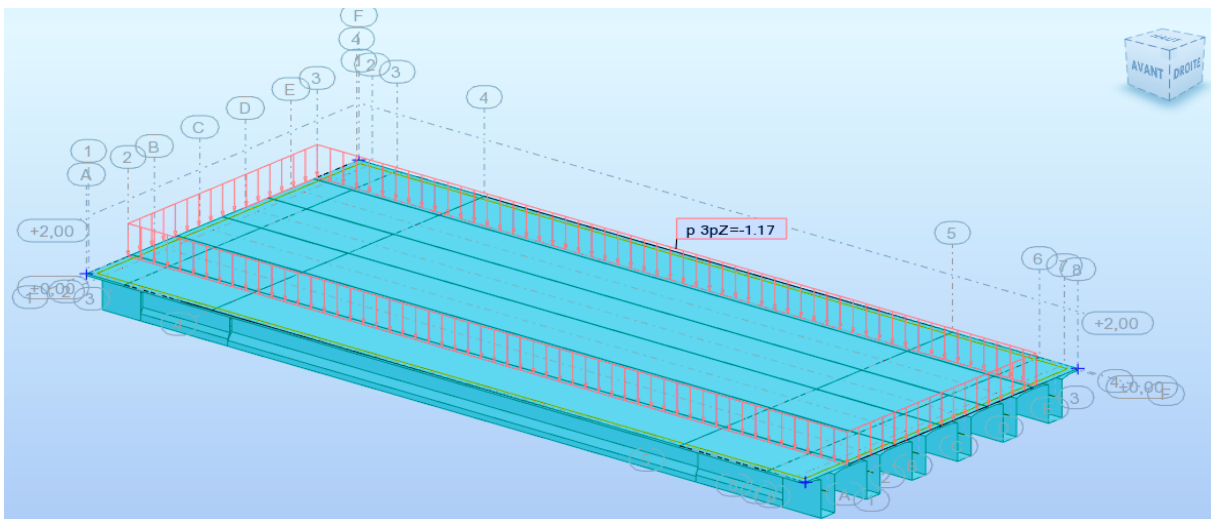


Figure.7.4 : Système de charge A (L) 02 VC.

7.3.3.2. Surcharge sur trottoirs :

$$Q = 0,15t / m^2$$

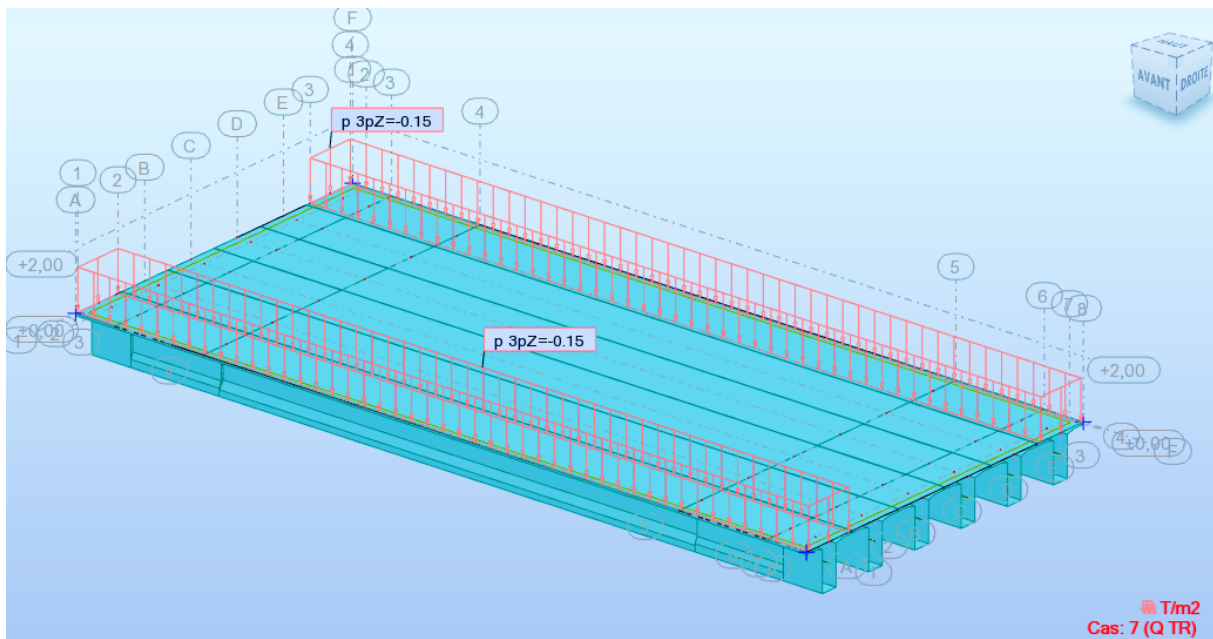


Figure.7.5 : Surcharge sur trottoirs.

7.3.3.3. Sous système Bc 02 voies chargées :

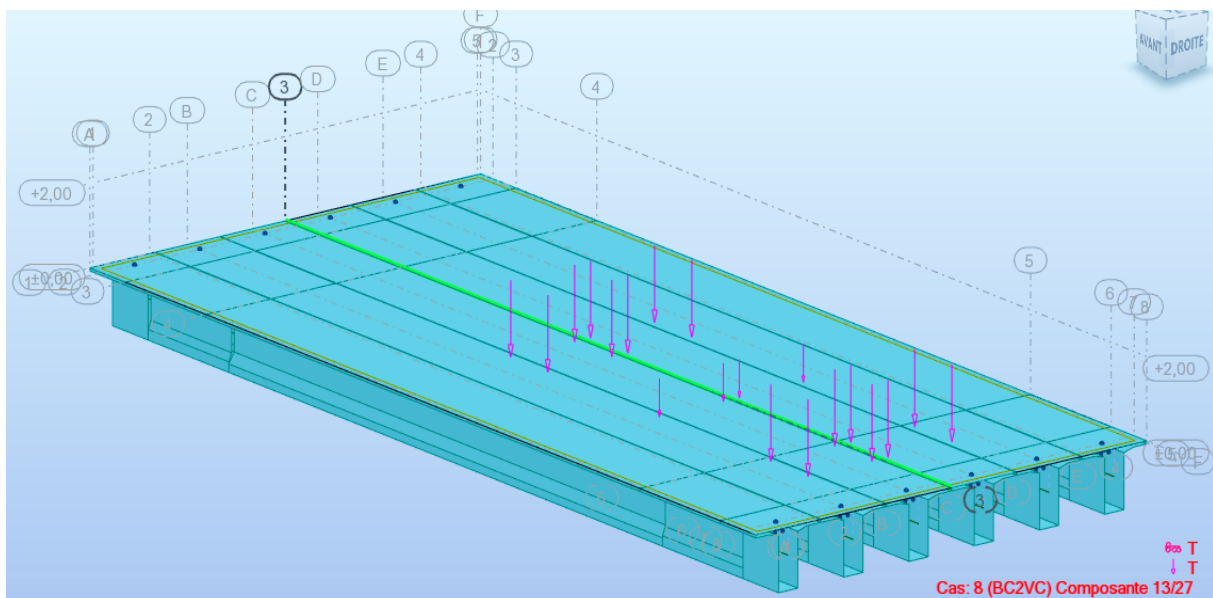


Figure.7.6 : Sous système Bc 02 VC.

7.3.3.4. Système militaire Mc120 :

$$P_{chenille} = \frac{55}{6.1} = 9,016t / m^2$$

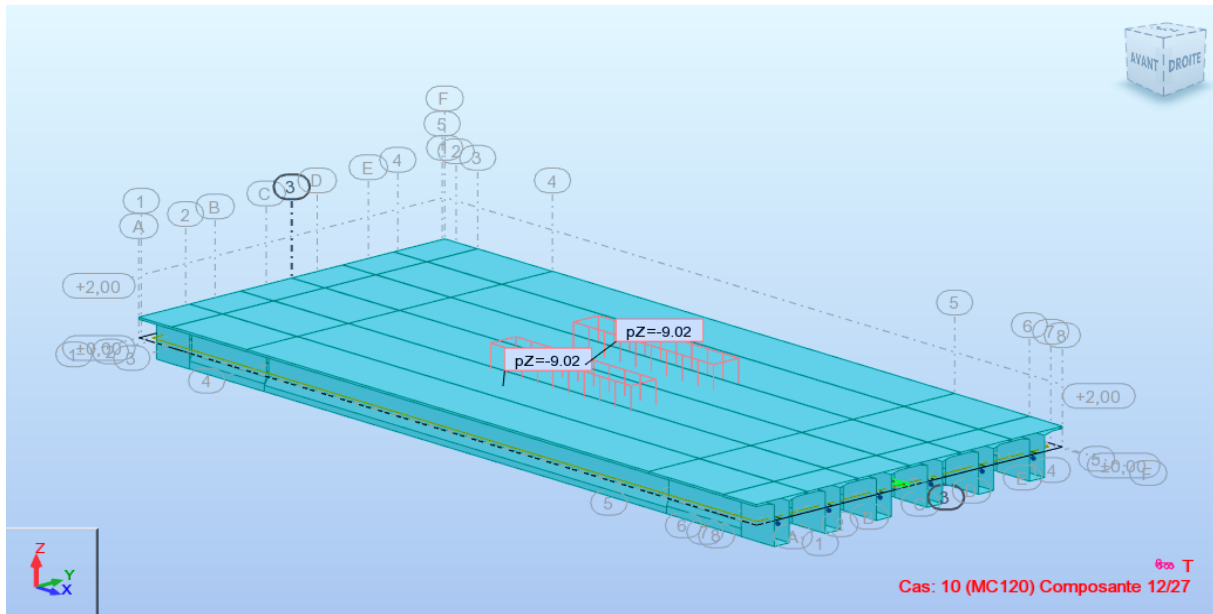


Figure.7.7 : système militaire Mc120.

7.3.3.5. Charge exceptionnelle D240 :

$$P_{D240} = \frac{240}{18.6 \times 3,2} = 4,032t / m^2.$$

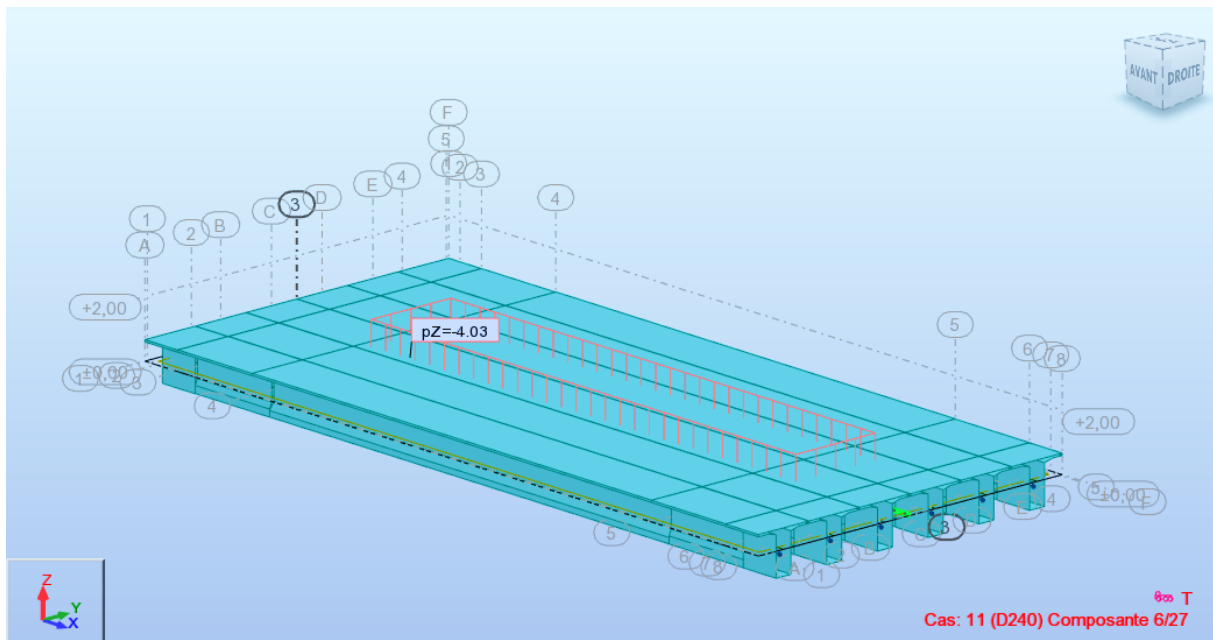


Figure7.8 : Charge exceptionnelle D240.

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 fléchissions	0.50L
Poutre 3	ELU	I	M (t.m)	897 ,81
		II	M (t.m)	912,59
	ELS	I	M (t.m)	679,69
		II	M (t.m)	704,06
Poutre 2	ELU	I	M (t.m)	873,42
		II	M (t.m)	904,75
	ELS	I	M (t.m)	660,60
		II	M (t.m)	671,61

Poutre 1	ELU	I	M (t.m)	846,12
		II	M (t.m)	843,39
	ELS	I	M (t.m)	641 ,64
		II	M (t.m)	639,904

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 : 03	1,35G+1,35D240	0,5L	0,5L
	G+D240120	912,59	704,06

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.MASSONET		ROBOT	
Poutre : 03	1,35G+1,35D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		719 ,24	904,536	705,403	912,59

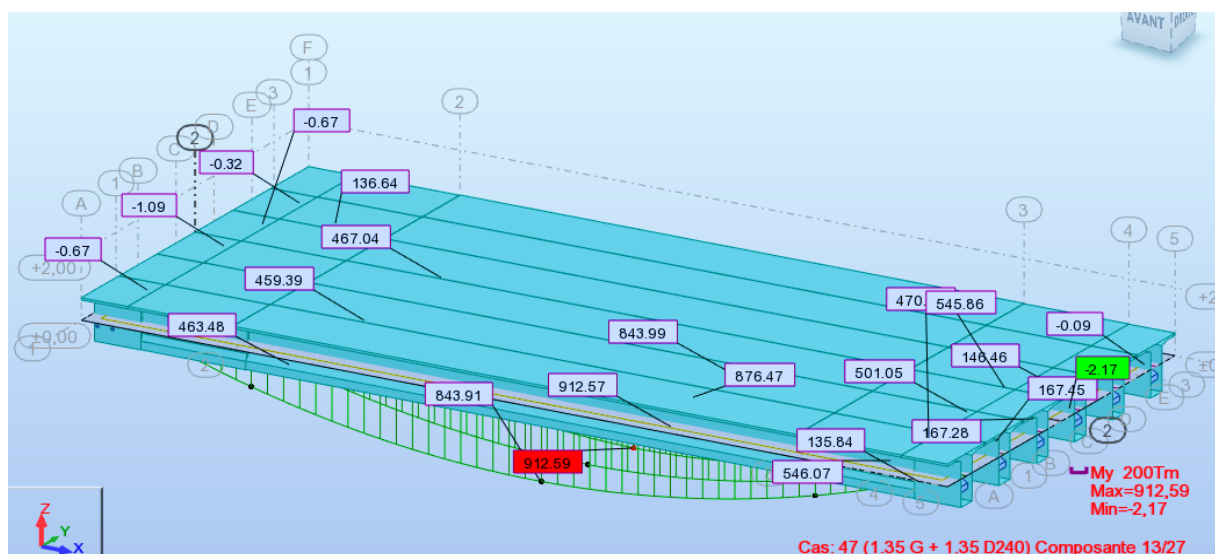


Figure7.9 : Moments fléchissant longitudinaux ELU.

✓ à l'E.L.S :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		G.MASSONNET		ROBOT	
Poutre : 03	G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		600,13	696,693	588,218	704,06

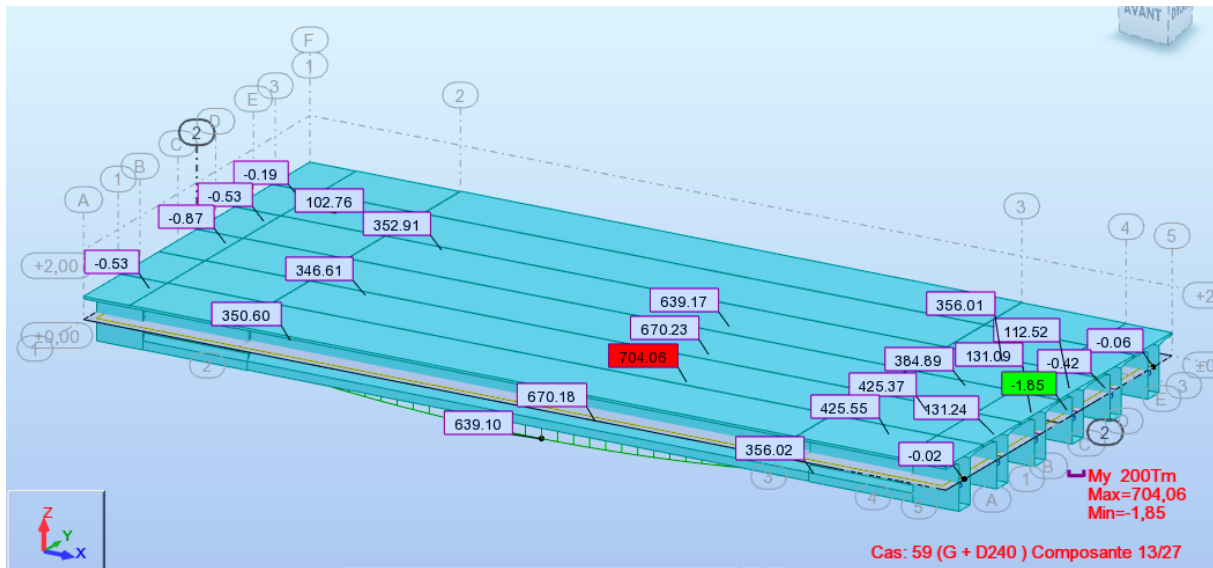


Figure7.10 : Moments fléchissant longitudinaux ELS.

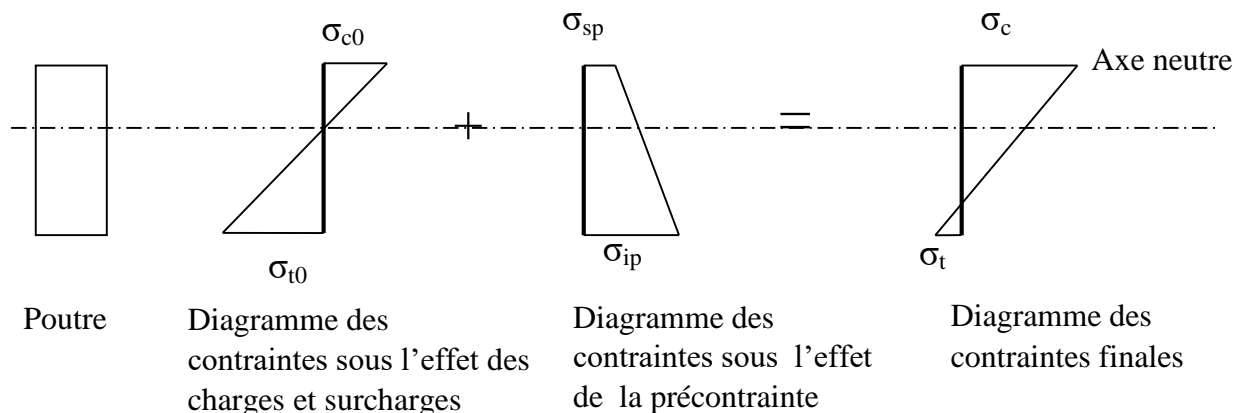
7.3.5. Discussion des résultats :

La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant les 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 entre les deux méthodes.

8.1. Introduction :

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression, mais par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser à pleine la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Le principe de la précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la construction (la poutre) avant la mise en service à l'aide des forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisait naître de la traction ne provoque qu'une décompression du matériau, afin de limiter la traction en valeurs vérifiées les conditions de sécurité.



$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad \text{et} \quad \sigma_t > \bar{\sigma}_t$$

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 doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur les culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

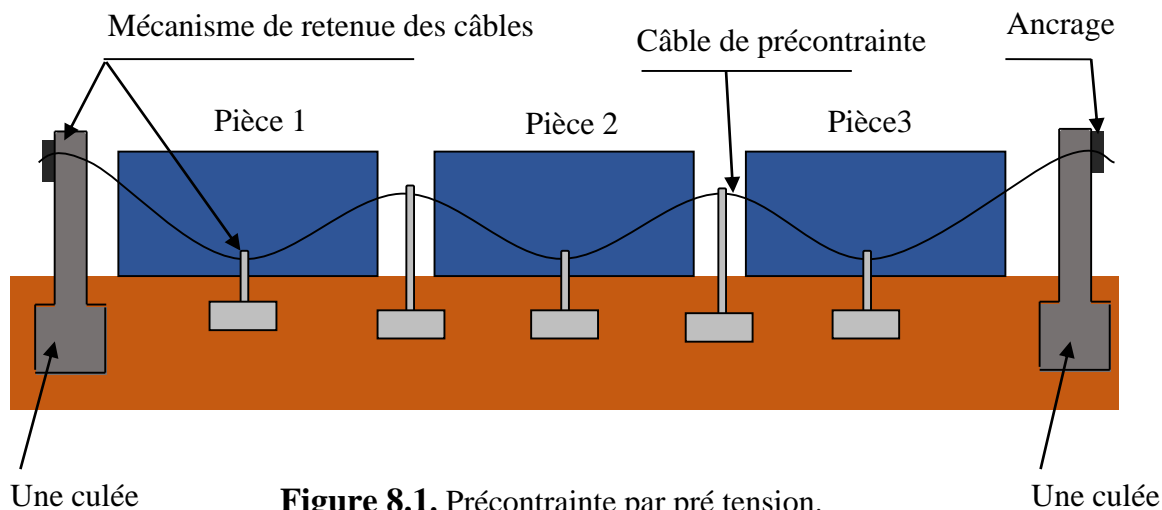


Figure 8.1. Précontrainte par pré tension.

b. Précontrainte par post-tension :

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide des vérins prenant appuis 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]

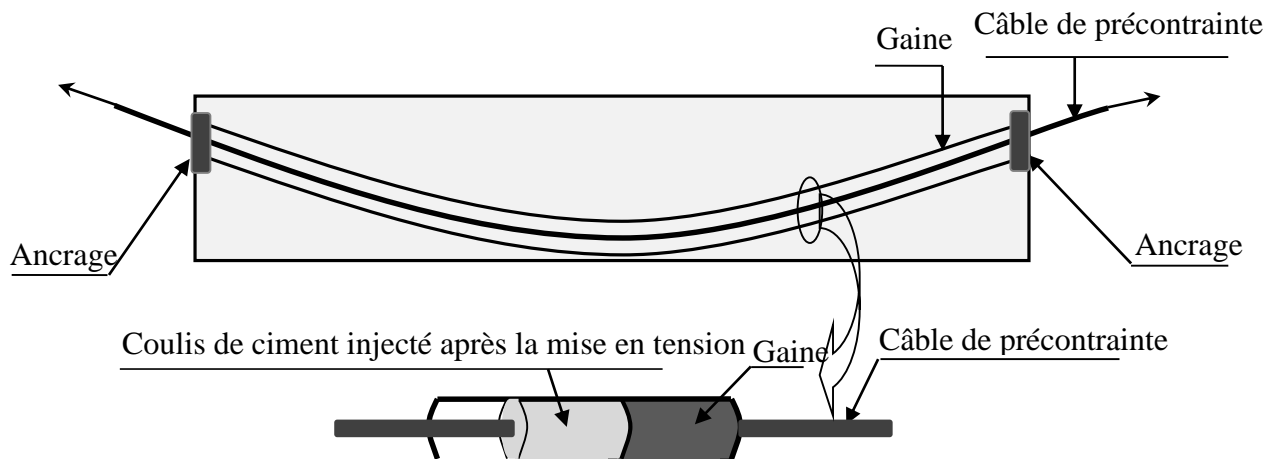


Figure 8.2. Précontrainte par post-

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 **P4**).

section	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	c' = I / B. V (cm)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	6264,300	16924189,28	69,39	81,606	38,933	47,708	150
Poutre + dalle	11445,6	35239885,98	58,321	118,67 8	52,792	44,483	177

Tab.8.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0.5L).

C': Centre de pression.

✓ L'enrobage :

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{177}{10} = 17,7 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad d = 10 \text{ cm}$$

8.2.2. L'effort de précontraint minimum :

La résistance caractéristique à 28 jours égale a $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible du béton:

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

➤ **En exploitation**

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

- Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa.}$$

➤ **En construction (à 14 jours)**

$$f_{c14} = 29.915 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 17.94 \text{ MPa.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1.5f_{t14} = -1.5(0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -3.592 \text{ MPa.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = (0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -2.39 \text{ MPa.}$$

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

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (V \cdot \overline{\sigma_{ti}} + V' \cdot \overline{\sigma_{ts}})$$

$$\Delta M = M_{Max} - M_{Min} = 704,06 - 433,915 = \mathbf{270,145t.m}$$

$$P_1 = \frac{704,06}{0,4448 \times 1,77} + \frac{1,14456}{1,77} [0,5832 \times (-270) + 1,1867 \times (-405)] = \mathbf{-69,478 t}$$

$$P_2 = \frac{M_{Max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{\rho \cdot V + V' - d'} = \frac{704,06 + 0,4448 \times 1,1445 \times 0,5832 \times (-270)}{0,4448 \times 0,5832 + 1,1867 - 0,10} = \mathbf{463,484t}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_1 = -69,478 \text{ t} \\ P_2 = 463,484 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1 \text{ (la section est sur critique).}$$

$$\text{Alors : } P_{min} = \text{Max}(-69,478 ; 463,484) = \mathbf{463,484t}$$

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

$$e_0 = -(V' - d') = -(118,67 - 10) = \mathbf{108,67cm}$$

8.2.3. Calcul du nombre des câbles :

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

$$0,68 \times P_0 = P_{min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0,68} = \frac{463,484}{0,68} = 681,594t.$$

$$P_0 = \mathbf{681,594t.}$$

➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles 7T15 les torons de classe 1770 à très basse relaxation (TBR).

- Section nominale de l'acier : $A_p = 139 \text{ mm}^2$
- Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1640 \text{ Mpa}$;
- Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$;
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- -Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\%$
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000 \text{ Mpa}$.

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

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

$$\sigma_{p0} = \min\{1488 ; 1476\} = 1476 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \min\{0,8 f_{prg} A_p ; 0,9 f_{peg} A_p\} = 144,782t$$

$$P \geq n \cdot P_0 \Rightarrow n \geq \frac{P}{P_0} \geq \frac{673,545}{154,98} \geq 4,6526$$

On adapte 5 câbles de 7T15 ce qui donne : $P_n = 5(144,782t) = 723,9t. = 7,239 \text{ Mn}$

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 limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \\ f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 29,915 \text{ MPA} \\ f_{t14} = 2,395 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \times f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ii} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = 17,95 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -3,60 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{ii} = -2,395 \text{ MPA} \end{cases}$$

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

$\bar{\sigma}_{ts}, \bar{\sigma}_{ii}$ 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 Perte instantané sont estimées à 6% :

$$P = 0,9P \Rightarrow P = 0,9 \times 774,9t \Rightarrow P = 728,406t$$

➤ **En fibre supérieure**

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

$$M_{\text{min}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 159,185 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(81,606 - 11) \Rightarrow e_0 = -70,606 \text{ cm}$$

Donc : 9

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) = -1.437 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -3.59 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

❖ **En fibre inférieure**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{min}} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right) = 7,661 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 17.95 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C V})$$

On peut disposer les 5 câbles à l'about, donc la mise en tension se fera par une seule famille des câbles, cinq câbles à l'about (intrados) leur mise en tension s'effectuera à **50 %**. Après le septième jour.

B) détermination du nombre de câbles ancrés en intrados

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

$$\text{Au 7^{eme} jour : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 13.91 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -1.99 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Au 14}^{\text{eme}} \text{ jour: } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 17.95 \text{MPa} \\ \overline{\sigma_{ts}} = -3.59 \text{MPa} \end{cases}$$

On prend 05 câbles :

$$P = 5 \times P_0 \times 0,94 = 2 \times 154,98 \times 0,9 = \mathbf{697,41 \text{ Mpa}}$$

$$\text{Au 7}^{\text{eme}} \text{ jour: } \begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = -1,622 \text{MPa} > -1.99 \text{MPa} \Rightarrow \text{c.v} \\ \overline{\sigma_{ci}} = 23,711 \text{MPa} \leq 13.91 \text{MPa} \Rightarrow \text{c.n.v} \\ \text{ou } 8,017 \text{MPa} \leq 13.91 \text{MPa} \Rightarrow \text{c..v} \end{cases}$$

$$\text{Au 14}^{\text{eme}} \text{ jour: } \begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = 0.94 \text{MPa} > -3.591 \text{MPa} \Rightarrow \text{c.v} \\ \overline{\sigma_{ci}} = 17.421 \text{MPa} \leq 17.95 \text{MPa} \Rightarrow \text{c.v} \end{cases}$$

Donc on peut tirer les cinq câbles à 100% à partir de 14 jours.

8.2.5. Principe de positionnement des câbles

On subdivise la moitié de la poutre en 3 zones :

Zone d'about : on les cinq es câble de telle sorte que le centre de gravité des (05) câble ou s'approche avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

Zone centrale : ou tous les câble sont placés à l'excentricité maximum (avec signe négatif) afin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respectant l'enrobage.

Zone intermédiaire : ou zone de relevage, ou les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about.

Positionnement des câbles : généralement les maximum des câbles est placé à l'about toute en respectant les conditions fixées par le règlement (c'est une avantage en point de vue économique et réalisation).

8.2.6. Distribution constructive des câbles :

8.2.6.1. La disposition des câbles à l'about :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about, nous avons une seule file d'ancrage à l'about, quatre (05) câbles disposés verticalement. [10]

Détermination de d, a', d'

Pour les ouvrages d'art.

D'après la condition fixe par document

SETRA

$$d \geq 16.5\text{cm} ; a' \geq 28\text{cm} ; d' \geq 16.5\text{cm}$$

- Pour N_1, N_4 et N_5

$$(P_1 + P_2).V' = P_2(a' + d) + P_1.d'$$

On prend: $a' = 93 \text{ cm}$

$$P_1 = P_2 \implies 2V' = a' + 2.d$$

$$d = \frac{2V' - a'}{2}$$

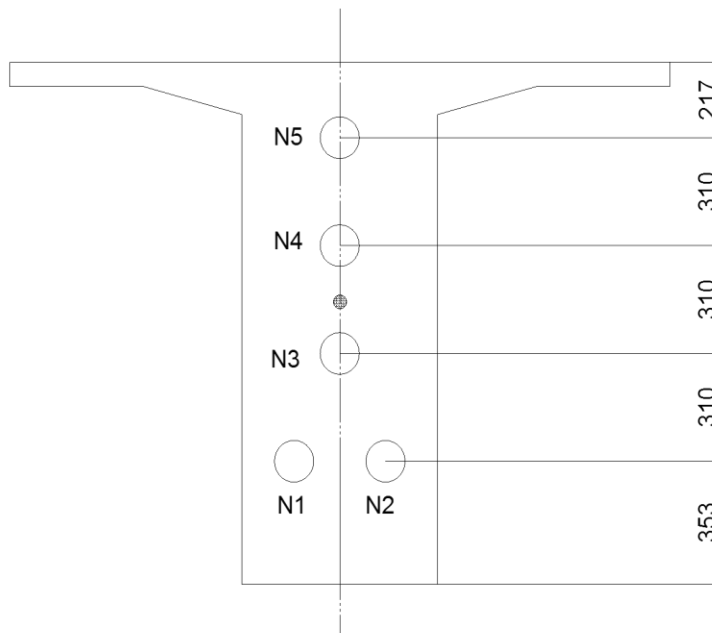
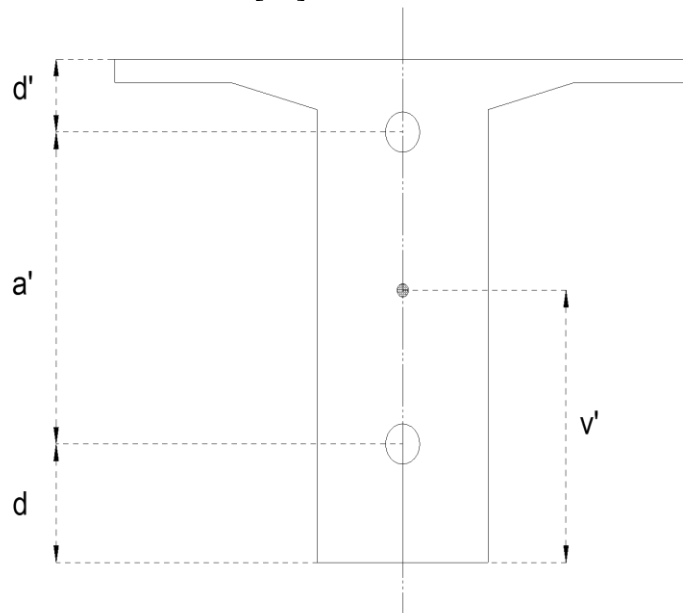
$$d = \frac{2 \times 81,606 - 93}{2} = 35,3 \text{ cm}$$

$$d' = 150 - (a' + d) = 21,17 \text{ cm}$$

- Pour N_2 et N_3 :

$$(P_1 + P_2).V' = P_2(a' + d) + P_1.d'$$

On prend: $a' = 31 \text{ cm}$



$$d = \frac{2V' - a'}{2}$$

$$d = \frac{2 \times 81,606 - 31}{2} = 66,106 \text{ cm}$$

$$d' = 150 - (a' + d) = 52,894 \text{ cm}$$

8.2.6.2. Disposition des câbles à mi travée :

a. Disposition constructive des câbles

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correcte et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure. [10]

➤ Groupement des câbles

Le nombre de conduites dans chaque paquet est limité.

$$\text{Sous horizontal: } \begin{cases} 2 \text{ si } \Phi \leq 5 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \Phi > 5 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Sens vertical: } \begin{cases} 3 \text{ si } \Phi \leq 5 \text{ cm} \\ 2 \text{ si } 5 \text{ cm} < \Phi < 10 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \Phi \geq 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

Φ : diamètre de la gaine.

Pour notre cas:

$$\Phi_{\text{gaine}} = 7,1 \text{ cm} \begin{cases} \text{Sens horizontal 01 conduite} \\ \text{Sens vertical 02 conduites} \end{cases}$$

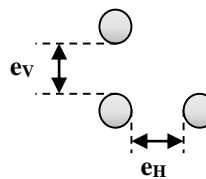
➤ Espacement des conduites

En section courante l'espacement (e_H : horizontal, e_v : vertical) des conduites.









Φ : diamètre de la gaine.

P : nombre de conduites accolées verticalement.

q : nombre de conduite accolés horizontalement.



Où des paquets de conduites doivent satisfaire aux conditions suivantes :

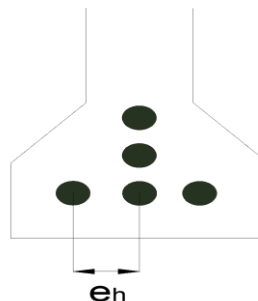
		$e_H \leq 5\text{cm}$	et	$e_V \leq 4\text{cm}$
		1	2	3
P \ q	q			
1	1	$e_H \geq \Phi$ $e_V \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 10\text{ cm}$ $e_H \geq \Phi$ $e_V \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_V > \Phi$ 
	2	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_V \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_V \geq 1.2 \Phi$  	$\Phi < 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_V \geq 1.2 \Phi$  

Φ : diamètre de la gaine

Φ : 7,1 cm

$e_h \geq 1,5 \Phi \implies e_h \geq 1,5 \times 8$

$e_h \geq 14\text{cm}$ On prend : $e_h = 14\text{cm}$



8.2.7. Les traces des câbles :

8.2.7.1. Équation et inclinaison des câbles d'about :

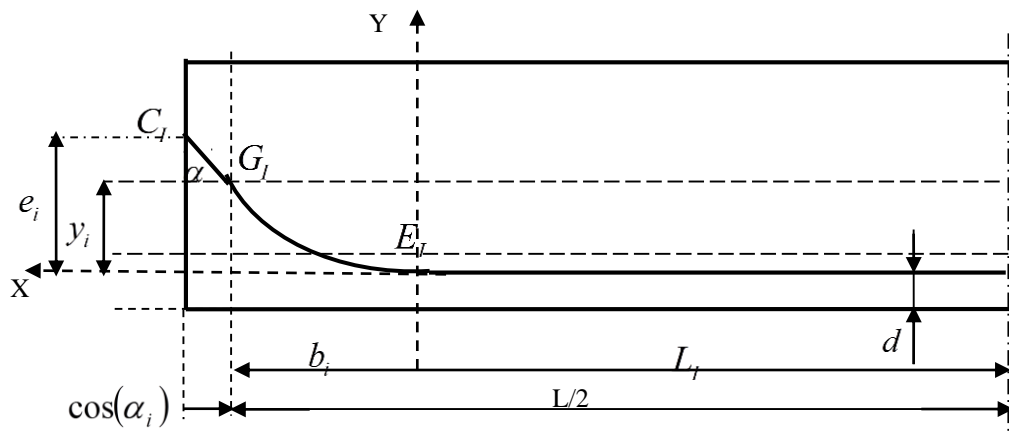


Fig.8.4: trace de câble à intrados

$E_i G_i$: tronçon parabolique.

$G_i C_i$: tronçon rectiligne.

E_i : point de relevage du câble.

α_i : angle d'inclinaison.

C_i : point d'ancrage du câble.

b_i : projection de la parabole sur l'horizontale.

Y_i : projection de la parabole sur la verticale.

$C_i G_i$: tronçon rectiligne sur **01** mètre afin de répartir la précontrainte convenablement, ce tronçon est incliné d'un angle (α) variant entre 2° à 20° pour limiter les pertes de précontrainte et l'effort tranchant (about) en suite le tronçon parabolique $E_i G_i$ et puis redevenir rectiligne.

Au milieu de la travée, tous les câbles sont groupés dans le tronçon pour avoir un moment max, négatif puis ils sont relevés progressivement afin de ne pas créer de contrainte normale trop grandes en fibre inférieure et de diminuer l'effort tranchant.

- **Équation de la parabole :**

$$y^2 = a_i x^2 \quad \Rightarrow \quad \frac{d(y)}{d(x)} = 2a_i x \quad \text{Au point } G_i \quad \frac{d(y)}{d(x)}(G_i) = 2a_i b_i = \text{tg}(\alpha_i)$$

$$\text{Donc: } a_i = \frac{tg(\alpha_i)}{2b_i}$$

Calcul les angles α_i et les distances b_i :

(Selon le document de SETRA):

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

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

Comme les (L_i) forment une progression arithmétique de raison 1.5 (Principe de Guyon-Massonnet) donc en se fixe L_3 le 1^{er} câble au départ puis en calcul les autres afin de calculer les α_i .

$$\begin{cases} L_1 = L_2 = 13,45 - (1 + 4,425) = 8,01 \\ L_3 = 13,45 - (1 + 7,425) = 5,01 \\ L_4 = 13,45 - (1 + 9,425) = 3,01 \\ L_5 = 13,45 - (1 + 11,425) = 1,01 \end{cases}$$

Calcul de e_i :

$$\begin{cases} e_{1,2} = 35,3 - 11,4 = 24 \text{ cm} \\ e_3 = 67 - 11,4 = 55,6 \text{ cm} \\ e_4 = 98 - 23,9 = 74,1 \text{ cm} \\ e_5 = 130 - 36,4 = 93,6 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où:

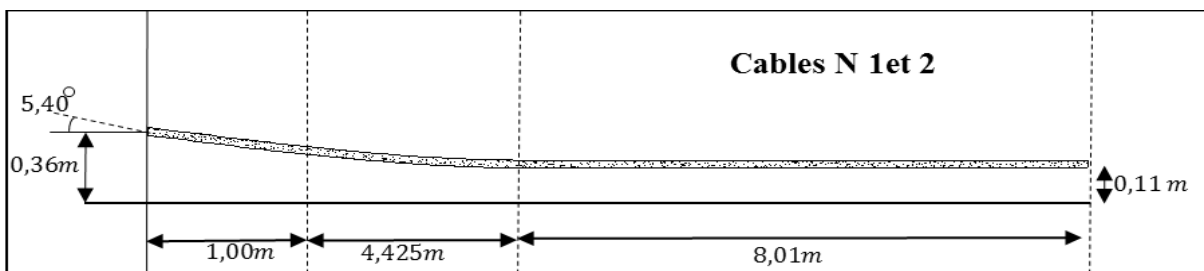
$$\left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg}(\alpha_{1,2}) = 0,085 \Rightarrow \alpha_{1,2} = 5,40 \text{ gr} \\ \operatorname{tg}(\alpha_3) = 0,131 \Rightarrow \alpha_3 = 8,3 \text{ gr} \\ \operatorname{tg}(\alpha_4) = 0,144 \Rightarrow \alpha_4 = 9,132 \text{ gr} \\ \operatorname{tg}(\alpha_5) = 0,155 \Rightarrow \alpha_5 = 9,824 \text{ gr} \end{array} \right.$$

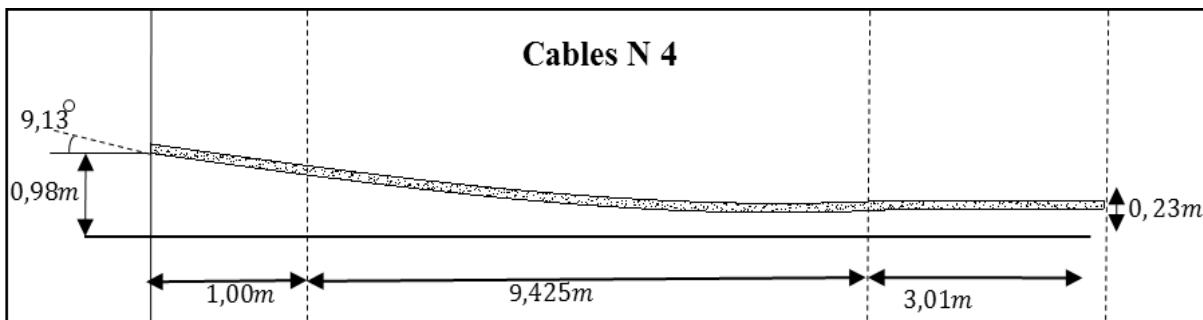
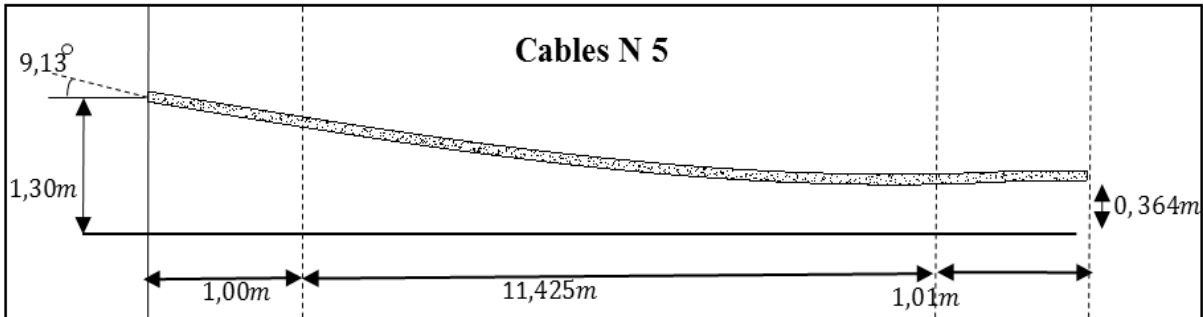
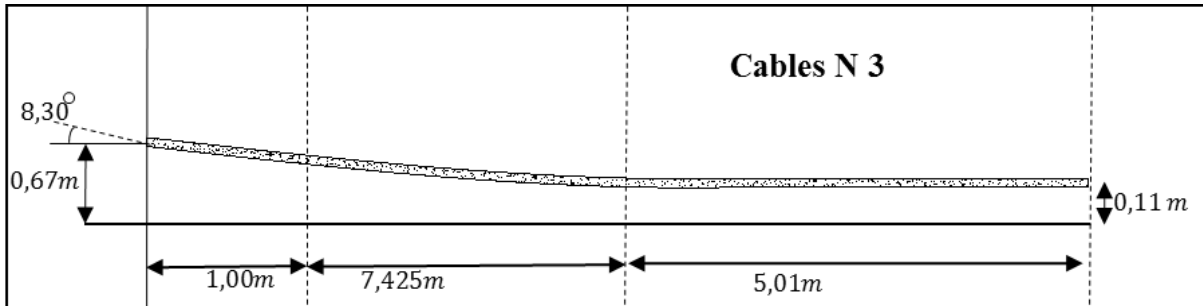
D'où:

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{1,2} = 4,975 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_{1,2} = 7,100 \times 10^{-3} . \\ b_3 = 7,409 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_3 = 8,00 \times 10^{-3} . \\ b_4 = 9,413 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_4 = 6,931 \times 10^{-3} . \\ b_5 = 11,428 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_5 = 6,133 \times 10^{-3} . \end{array} \right.$$

- **Tableau récapitulatif :**

N ^o des câbles	e_i (m)	d' (m)	α_i (gr)	$a_i \times 10^{-3}$	b_i (m)	l_i (m)
1	0,246	0,114	4,89	7,100	4,975	8,01
2	0,246	0,114	4,89	7,100	4,975	8,01
3	0,556	0,114	7,520	8,00	7,409	5,01
4	0,741	0,239	8,261	6,931	9,413	3,01
5	0,556	0,364	8,77	6,133	11,428	1,01





d. Longueur total du câble:

$$L_t = 2(L_r + L_c + L_d)$$

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_d : Longueur du tronçon droit du câble.

Les longueurs des câbles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble n°	L (m)	L_c (m)	L_i (m)	$L(total)$
1	1,003	4,3790	8,01	26,784
2	1,003	4,3790	8,01	26,784
3	1,108	7,2958	5,01	26,8276
4	1,010	9,2496	3,01	26,5392
5	1,012	11,2020	1,01	26,448

Tableau.8.2: Longueurs des câbles

8.2.8. Câble moyen fictif:

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peut être remplacée par leur résultante « P » appliquée en un point (E) de la section. L'ensemble des câbles peut être assimilé pour la section a un câble unique passant au point E tangent a la ligne d'action de « P ».le lieu de tous les points (M) le long de la poutre donne le tracé du câble dit « câble moyen fictif équivalent » .Il se détermineront dans chaque section par le calcul de la distance « e » du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les sections suivantes :

Section	y_i , $tg\alpha_i$	Câble 1 et 2	Câble 3	Câble 4	Câble 5	Câble moy
Section d'appui $X = 0m$	y_i	0.36	0.67	0.98	1.30	0,734
	$tg \alpha_i$	0,076	0,118	0,130	0,138	0,094
	α_i	4,89	7,520	8,261	8,77	6,86
	y_i	0.253	0,563	0,873	1,183	0,625

Section à 1m de l'appui (câbles 1, 2, 3,4et 5)	tg α_i	0,070	0,118	0,130	0,082	0,094
	α_i	4,49	7,520	8,261	5,27	6,0062
Section à $\frac{L}{4}$ (6,425m) de l'appui (avec les câbles 1, 2, 3,4 et 5)	y_i	0,114	0,158	0,435	0,745	0,3132
	tg α_i	0	0,0118	0,053	0,183	0,0495
	α_i	0	0,757	3,370	6.553	2,136
Section à (10m) de l'appui (avec les câbles 1, 2 ,3,4 et 5)	y_i	0,114	0,114	0,239	0,420	0,2502
	tg α_i	0	0	0	0,1723	0,1723
	α_i	0	0	0	0,623	0.1246
Section médiane X =0,5L=16.7	y_i	0,114	0,114	0,23	0,364	0,164
	tg α_i	0	0	0	0	0
	α_i	0	0	0	0	0

Tableau 8.3. Position de câble moyen.

8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

❖ Composante de la précontrainte à la section d'appui

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum_i P_i \sin \alpha_i = P \sum_i \sin \alpha_i \\ N = \sum_i P_i \cos \alpha_i = P \sum_i \cos \alpha_i \end{cases}$$

Appelons Z_i la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ($Z_i = y_i$).

$$\sum M /_{\text{fibreinfer}} = N.Z \Rightarrow \sum_i Z_i \cdot P \cos \alpha_i = N.Z \Rightarrow Z = \frac{\sum_i Z_i \cos \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i}$$

	X=0 m				X=1 m			
N°câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05
α gr	5,405	8,300	9,132	9,824	5,405	8,300	9,132	9,824
$\sin \alpha$	0,084	0,130	0,142	0,153	0,084	0,130	0,142	0,153
$\cos \alpha$	0,996	0,991	0,989	0,988	0,996	0,991	0,989	0,988
$Z_i(m)$	0,36	0,67	0,98	1,30	0,253	0,563	0,873	1,183
$Z_i \cos \alpha$	0,3586	0,6640	0,9692	1,2844	0,2520	0,5579	0,8634	1,1688
$Z_i^2 (m^2)$	0,1296	0,4489	0,9604	1,6900	0,0640	0,3170	0,7621	1,3995
$Z(m)$	0,990				0,970			

	X=6,425 m				X=10			
N°câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05
α gr	0	9,768	10,396	10,582	0	0	0	10,864
$\sin \alpha$	0	0,152	0,162	0,165	0	0	0	0,169
$\cos \alpha$	1	0,988	0,986	0,982	1	1	1	0,985
$Z_i(m)$	0,114	0,158	0,435	0,745	0,114	0,114	0,239	0,420
$Z_i \cos \alpha$	0,114	0,1561	0,4289	0,7316	0,114	0,114	0,239	0,4137
$Z_i^2 (m^2)$	0,0130	0,0250	0,1892	0,5550	0,0130	0,0130	0,0571	0,1711
$Z(m)$	0,857341				0,306419			

	X=L/2			
N° câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05
α gr	0	0	0	0
$\sin \alpha$	0	0	0	0
$\cos \alpha$	1	1	1	1
$Z_i(m)$	0,114	0,114	0,23	0,364
$Z_i \cos \alpha$	0,114	0,114	0,23	0,252
$Z_i^2 (m^2)$	0,0130	0,0130	0,0529	0,1325
$Z(m)$	0,2055			

Tableau.8.5: Les distances du point d'application

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques des sections particulières, en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_g^2$$

Le moment d'inertie de la gaine, par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_g^2}{4} \sum_i Z_i^2 \quad S_{(\Delta)} = \sum B \cdot Z_i \text{ (Pour les trous des gaines).}$$

Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre :

- **A x=0,00m :**

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10234	197,85	10063,15	15688	197,85	15490,15
$Z(cm)$	/	99,0	/	/	99,0	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	854533	19587,15	834945,85	1746262	19587,15	1726674,8
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	93627698,1	1278395,9	92349302,6	239756720,2	1278395,9	238478324

Tableau 8.5. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=0.00m.

- **A x=1,00m :**

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10234	197,85	10036,15	15688	197,85	15490,15
$Z(cm)$	/	97.0	/	/	97.0	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	854533	19191,45	835341,55	1746262	19191,45	1727070,5
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	93627698.1	1006676,5	92621021,6	23975672	1006676,5	238750043,6

Tableau 8.6. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=1.00m$

- A $x=6,425m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(cm)$	/	85,734	/	/	85,734	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	538110,64	16962,471	521148,168	1429839,6	16962,47	1412877,1
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	62717757,8	309700,38	62408057,4	208846779,8	309700,3	208537079,4

Tableau 8.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=6.425m$

- A $x=10m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(cm)$	/	30,6419	/	/	30,6419	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	538110,6	6062,499	532048,1001	1429839,6	6062,499	1423777,1
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	62717757,8	100655,03	62617102,76	208846779,8	100655,0	208746124,8

Tableau 8.8. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=10m$

- A $x=L/2 m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(\text{cm}^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(\text{cm})$	/	20,55	/	/	20,55	/
$S_{\Delta}(\text{cm}^3)$	538110,6	4065,8175	534044,7825	1429839,64	4065,817	1425773,823
$I^{(\Delta)}(\text{cm}^4)$	62717757,8	83709,69	62634048,11	208846779,8	83709,69	208763070,1

Tableau 8.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=L/2m$

b. Les caractéristiques des différentes sections nettes:

$$v' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \quad , \quad v = h - v'$$

$$I_G = I^{(\Delta)} - B.v'^2 \quad , \quad \rho = \frac{I_G}{B.v.v'}$$

$$e_p = Z - v'$$

Les caractéristiques des différentes sections nettes sont illustrées dans le tableau suivant:

Section		B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)	h(cm)
d'about	p seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	41,11	15,99	150
	p+h	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	40,59	-12,49	177
À 1 m de l'about	p seule	10063,15	83,010	66,990	23279363,65	41,60	13,99	150
	p+h	15490,15	111,495	65,505	46190727,9	40,83	-14,49	177
À 6.425m	p seule	6396,15	81,478	68,522	19945730,38	55,85	4,26	150
	p+h	11850,15	119,229	57,771	40081677,66	49,11	-33,49	177
À 10.00m	p seule	6396,15	83,183	66,817	18359982,34	51,65	-52,54	150
	p+h	11850,15	120,148	56,852	37681519,61	46,55	-89,51	177
À L/2 m	p seule	6396,15	83,495	66,505	18044126,09	50,80	-62,94	150
	p+h	11850,15	120,317	56,683	37218322,33	46,05	-99,77	177

- **Fuseau limite :**

Le fuseau limite est la zone où on doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Il est limité par deux courbes, il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des deux courbes où les fuseaux limitent. Ce domaine est donné par la formule

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

Suivant :

$$-a' = \text{SUP} \begin{cases} \sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} - c' \\ -\sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} + c \end{cases} \quad a = \text{INF} \begin{cases} \sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} - c' \\ -\sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} + c \end{cases}$$

$$C' = v' \times \rho, \quad C = v \times \rho, \quad \sigma_t = -2.7 \text{MPa} \quad \sigma_c = 21 \text{MPa} \quad P = K \cdot P_0 \cdot \sum \cos(\alpha_i)$$

$$P_0 = 154,98 \text{t} \quad K = 0,7 (\text{coef de perte})$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
$v'(cm)$	111,495	119,229	120,317
$v(cm)$	65,505	57,771	56,683
$\rho(\%)$	40,59	49,11	46,05
$C(cm)$	26,5884795	28,3713381	26,1025215
$C'(cm)$	45,2558205	58,5533619	55,4059785
$I(cm^4)$	45919008,56	40081677,66	37218322,33
$\sum \cos \alpha_i$	3,964	3,956	4
$P(t)$	430,038	429,176	433,944
$M_{\min}(t.m)$	0	325,440	433,915
$M_{\max}(t.m)$	0	588,480	696,693
$-a'(cm)$	-89,94	-102,200	-96,25

$-a'-M_{\min} / p(cm)$	-89,940	-75,590	-102,77
a	77,93	52,97	47,145
$a - M_{\max} / p(cm)$	77,930	-30,99	-88,220
$e_p(cm)$	-12,49	-33,49	-99,77
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

8.3. Les pertes et des chutes des tensions :

8.3.1 Introduction :

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, chutes de tension et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension, ces pertes et chutes sont les suivantes :[5]

✓ Pertes instantanées :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

✓ Pertes différées :

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

8.3.2. Les pertes instantanées :

a) Pertes par frottement :

On distingue deux types de frottement :

- ✓ **Frottement en courbe** : le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.

- ✓ **Frottement en lignes droites** : à cause des défauts de la réalisation en pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, donc elle présente des courbures d'où l'existence de frottement.

La tension en un point est donnée par :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot L_x}$$

Avec :

σ_{P_0} : Tension à l'origine : $\sigma_{P_0} = 1476 \text{ Mpa}$

f : Coefficient de frottement uniforme (rd^{-1}) = 0.18 rd^{-1} .

φ : Coefficient de frottement par unité de longueur (m^{-1}) = 0.002 m^{-1} .

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

La perte par frottement est donc : $\Delta\sigma_\varphi(L_x) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(L_x)$

sections	0.00	0,25 L	10 m	0.5 L
Abscisse (m)	0	6,425	10 m	20
Câble n°1	0	0,076	0,076	0,076
Câble n°2	0	0,076	0,076	0,076
Câble n°3	0	0,106	0,118	0,118
Câble n°4	0	0,076	0,129	0,129
Câble n°5	0	0,034	0,127	0,137

Tableau 8.11. Différentes valeurs de $\alpha(\text{rd})$

Abscisse (m)	0.00	0,25 L	10 m	0.5 L
Câble n°1	0	6,967	3,392	13,392
Câble n°2	0	6,967	3,392	13,392
Câble n°3	0	6,988	3,413	13,413
Câble n°4	0	7,142	3,269	13,269
Câble n°5	0	7,076	3,224	13,224

Tableau 8.12. Les longueurs L_x en (m).

- **Exemple de calcul :**

à $x = 6,425\text{m}$ pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.076\text{rd}$$

$$Lx = 6,967\text{m}$$

$$\sigma_p(0.25L) = 1476 \times e^{-0,18 \times 0,076 - 0,002 \times 6,967} = 1435,8\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_p(5) = \sigma_{p0} - \sigma_p(5) = 1476 - 1435,8 = 40,200\text{MPa}$$

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

sections	0.00	0.25L	10m	0.5L
Câble n°1	0	40,2007	29,8979	58,5326
Câble n°2	0	40,2007	29,8979	58,5326
Câble n°3	0	47,9931	40,8495	69,2674
Câble n°4	0	40,7031	43,2757	71,6456
Câble n°5	0	29,6202	42,6308	73,5402
Valeur moy	0	39,7435	37,3104	66,3037

Tableau 8.13. Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPa).

b) Les pertes par recul d'ancrage :

Après la mise en tension on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

$$d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot \left(\frac{f \cdot \alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec : g : l'intensité du recul d'ancrage : $g = 6\text{mm}$

E_p : Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000\text{MPa}$.

L : longueur du câble en (m).

σ_{p0} : tension à l'origine : $\sigma_{p0} = 1476\text{Mpa}$

f, φ : Coefficients de frottement ($f = 0.18\text{rd}^{-1}$, $\varphi = 0.002\text{m}^{-1}$).

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

Si $d \leq \frac{L}{2}$ il faut tirer le câble de deux ses extrémités afin d'obtenir une tension plus élevée.

Si $d > \frac{L}{2}$ (l'influence de glissement dépasse le mi travée de la poutre) il faut tirer le câble d'une seule extrémité.

N° câble	α^{rd}	L (m)	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	d (m)
1	0,076	26,784	0,00251	17,7684
2	0,076	26,784	0,00251	17,7684
3	0,118	26,8276	0,00279	16,8505
4	0,129	26,539	0,00287	16,6049
5	0,137	26,448	0,00293	16,4414

Tableau 8.14. Calcul de la longueur du câble.

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

$$\Delta\sigma' = 2\sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thales »appliqué au diagramme des tensions.

$$\Delta\sigma'_{\text{recul}} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right).$$

Avec :

$\Delta\sigma' = 142,919\text{Mpa}$ Pour câble (1).

$\Delta\sigma' = 144,848\text{Mpa}$ Pour câble (2).

$\Delta\sigma' = 150,779\text{Mpa}$ Pour câble (3).

$\Delta\sigma' = 148,286\text{Mpa}$ Pour câble (4).

$\Delta\sigma' = 172,565\text{Mpa}$ Pour câble (5).

• **Exemple de calcul :**

à $x = 6,425\text{m}$ pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.076\text{rd}$$

$$Lx = 6,967\text{m}$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1476 \times 17,7684 \left(0.18 \frac{0,076}{26,784} + 0.002 \right) = 131,6946\text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 131,6946 \times \left(1 - \frac{6,425}{17,7684} \right) = 84,0742\text{Mpa}$$

• A $X = 10\text{ m}$ pour le câble n°5 :

$$Lx = 10\text{m}$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1476 \times \left(0.18 \frac{0,137}{16,4414} + 0.002 \right) = 142,3238\text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 142,3238 \times \left(1 - \frac{10,425}{16,4414} \right) = 52,08045\text{Mpa}$$

sections	0.00	0.25L	10m	0.5L
Câble n°1	131,6946	84,0742	54,42722	32,192
Câble n°2	131,6946	84,0742	54,42722	32,192
Câble n°3	138,8680	85,9185	52,95388	28,23039
Câble n°4	140,9224	86,3947	52,44747	26,98707
Câble n°5	142,3238	86,7062	52,08045	26,11115
Valeur moy pour 5 câbles	137,10068	85,43356	53,267248	29,142522

Tableau 8.15. Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.

c) Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Lorsque, dans un même élément plusieurs câbles sont tendus successivement le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension du $j^{\text{ème}}$ Câble provoque un raccourcissement du béton au droit des autres câbles tendus auparavant, ce qui entraîne une diminution de leur force de précontrainte.

La mise en tension des câbles se fera pour une seule famille en deux phases :

La 1^{ère} phase : elle constituée de 5 câbles ancrée à l'about, leur tirage à 50% lorsque la résistance à la compression du béton attend au moins 25 MPA.

La 2^{ème} phase : elle constituée de 5 câble ancrée à l'about, leur tirage à 100% lorsque la résistance à la compression du béton attend au moins 40 MPA

c.1) les pertes de câble :**• Sous l'effet d'elles-mêmes :**

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension (raccourcissement élastique), la perte est donnée par la formule suivante :

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

n : le nombre des câbles.

E_p : module d'élasticité longitudinale de câble.

σ_{bn} : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de langue durée.

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

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1050 \text{ mm}^2$ pour 7T15.

I_G, B : moment d'inertie et aire de la section nette (poutre seule).

M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre.

e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section considérée.

$\sigma_{p_i}(x)$: Contrainte normale du câble après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(x) - [\Delta\sigma_{pf}(x) + \Delta\sigma_{pg}(x) + \Delta\sigma_{pracc}(x)] \dots \dots \dots (3)$$

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

$$\Delta\sigma_{pracc}(x) = \frac{(n-1)E_p}{2.n.E_{ij}} \left[\frac{M_g.e_p}{I_G} + \frac{n.A_p.(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pf} - \Delta\sigma_{pg})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B.e_p^2}{I_G}\right) \right]$$

Pour « n=5 » :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{2E_p}{5E_{ij}} \times \frac{M_g.e_p}{I_G} + \frac{2E_p}{5E_{ij}} \times \frac{n.A_p [\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pf} - \Delta\sigma_{pg}(x)]}{B} \left[1 + \frac{B.e_p^2}{I_G} \right]$$

• **Exemple de calcul :**

Pour Section d'about :

$$B = 10063,15 \text{ cm}^2, \quad I = 23007644,33 \text{ m}^4, \quad e_p = 1.6 \text{ cm}, \quad A_p = 9.73 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPA}, \quad M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0) = \frac{(2)1.95.10^5}{5(35981,73)} \cdot \frac{4(9.73)(1476 - 0 - 137,10068)}{23007644,33} \left[1 + \frac{10063,15(15,99)^2}{23007644,33} \right]$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{p_i}(0) = 14,625 \text{ MPa}$$

Section	X=0.00 m	X=6,425 m	X=L/2 m
B (cm²)	10063,15	6396,15	6396,15
I_G (cm⁴) d	23007644,33	19945730,38	18044126,09
M_g (t.m)	0	119,373	159,162
e_p (cm)	15,99	4,26	-62,94
Δσ_{pf}(MPa)	0	39,7435	66,3037
Δσ_{pg}(MPa)	137,10068	85,43356	29,142522
Δσ_{pra}(x)(7T15)	14,6257	21,0023	51,3058

Tableau 8.16. Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections

❖ pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_0(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{p_i}(x)$$

Les pertes instantanées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0,000	10,000	20,000
Câble n°1	146,3203	145,2772	142,0304
Câble n°2	146,3203	145,2772	142,0304
Câble n°3	153,4937	154,9139	148,80359
Câble n°4	155,5481	148,1001	149,93847
Câble n°5	156,9495	137,3287	150,95715
Valeur moy .pour 5 câbles	151,72638	146,17942	146,752002

Tableau 8.18. Pertes instantanées totales aux différentes sections.

La perte initiale probable pour chaque câble et aux différentes sections est répertoriée dans le tableau ci-après :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	10	20
Câble n°1	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°2	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°3	1322,5063	1321,0861	1327,19641
Câble n°4	1320,4519	1327,8999	1326,06153
Câble n°5	1319,0505	1338,6713	1325,04285
Valeur moy .pour 5 câbles	1324,27362	1329,82058	1329,247998

Tableau 8.19. La tension probable dans différentes sections

8.3.3. Les pertes différées :

Elles sont dues à évaluation dans le temps de l'état de déformation et de contrainte des matériaux, en présence, retrait, fluage du béton et relaxation des aciers. [5]

a. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, qu'a pour conséquence de détendre les armatures, donc chute de tension.

La perte de tension engendrées par le retrait est donnée par :

$$\Delta\sigma_{\gamma} = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)] E_p$$

$$\text{Avec : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \quad r_m = \frac{B}{p}$$

ε_r : Retrait final pris égale à 3.10^{-4} pour le nord algérien.

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p=195000\text{MPa}$).

r_m : Rayon moyen de section du béton en (cm).

B, P : aire et périmètre de la section nette.

t_0 : le jour de la mise en tension des câbles.

t : le jour où nous voulons déterminer les pertes.

- **Pertes dans les câbles:**

Il y'a trois phases pour cette famille des câbles :

- De 14^{ème} jours au 28^{ème} jour :

La mise en tension à 100% des câbles au 14^{ème} jour jusqu'au 28^{ème} jour.

La section considérée est de la poutre seule.

a) Pour la section d'about (x=0.00) : B=10063,15cm² et P= 690 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10063,15}{690} = 14,584\text{cm}$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}}\text{jours} \quad r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 14,584} = 0.0963$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 14,584} = 0,175$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0,175 - 0,0963] \times 195000 = 4,603 \text{ MPa}$$

b) Pour les autres sections (x=6,425, x=L/2 m) : B=6396,15cm² et P= 737,486cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{6396,15}{737,486} = 8,672 \text{ cm}$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 8,672} = 0,152$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 8,672} = 0,264$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0,264 - 0,152] \times 195000 = 6,552 \text{ MPa}$$

▪ De 28^{ème} jours au 63^{ème} jours :

La mise en tension 100% des câbles aux 28^{ème} jours.

La section considérée est de la poutre seule.

c) Pour la section d'about (x=0.00) : B=10063,15cm² et P= 690 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10063,15}{690} = 14,584 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 14,584} = 0,175$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 14,584} = 0,324$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0,324 - 0,175] \times 195000 = 8,716 \text{ MPa}$$

d) Pour les autres sections (x=6,425 x= L/2m) : B=6396,15cm² et P= 737,486cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{6396,15}{737,486} = 8,672 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 8,672} = 0,264$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 8,672} = 0,445$$

Donc : $\Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [0,445 - 0,264] \times 195000 = 10,588 MPa$

- Après le 63^{ème} jour :

Après le coulage de la dalle, la section considérée est de 'poutre + hourdis'.

e) **Pour la section d'about (x=0.00) :** B=15490,15cm² et P= 744 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{15490,15}{744} = 20,82 cm$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours ; } r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 20,82} = 0,251$$

$$t = \infty \text{ ; } r(t) = r(\infty) = 1$$

Donc : $\Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,251] \times 195000 = 43,816 MPa$

f) **Pour les autres sections (x=6,425m, x=L/2 m) :** B=11850,15cm² et P= 791,486 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{11850,15}{791,486} = 14,972 cm$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours ; } r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 14,972} = 0,318$$

$$t = \infty \text{ ; } r(t) = r(\infty) = 1$$

Donc : $\Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,318] \times 195000 = 39,897 MPa$

- **La perte moyenne due au retrait pour l'ensemble des câbles :**

Par exemple pour x=6,425m :

$$\Delta\sigma_r^m = \frac{5(57,037)}{5} = 57,037 MPa$$

Et en fin, on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
moyenne	57,135	57,037	57,037

Tableau 8.20. Les pertes dues au retrait du béton en (MPa).

a. Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

- ❖ à relaxation normale, RN.
- ❖ à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, faite choisir en général les aciers TBR.

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

$\rho_{1000} = 2.5\%$: Valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1860$ MPA : Contrainte de la rupture garantie.

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	10	20
Câble n°1	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°2	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°3	1322,5063	1321,0861	1327,19641
Câble n°4	1320,4519	1327,8999	1326,06153
Câble n°5	1319,0505	1338,6713	1325,04285
Valeur moy .pour 5 câbles	1324,27362	1329,82058	1329,247998

➤ Exemple de calcul :

Pour le 1^{er} câble à la section d'abscisse $x = 6,425$ m :

$$\Delta\sigma_{pi}(10) = 1329,6797 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_p(10) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1329,6797}{1860} - 0.43 \right] \times 1329,6797 = \text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_p(10) = 56,8202 \text{ Mpa}$$

De même façon, on détermine les pertes de tension dues à la relaxation des aciers de chaque câble aux différentes sections.

Les valeurs des pertes sont représentées sur le tableau suivant :

Section		X=0.00 m	X=L/4 m	X=L/2 m
Câble n°1	$\sigma_{pi}(x)$	1329,6797	1330,7228	1333,9696
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	56,8202	56,9767	57,4650
Câble n°2	$\sigma_{pi}(x)$	1329,6797	1330,7228	1333,9696
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	56,8202	56,9767	57,4650
Câble n°3	$\sigma_{pi}(x)$	1322,5063	1321,0861	1327,19641
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,7486	55,5374	56,4483
Câble n°4	$\sigma_{pi}(x)$	1320,4519	1327,8999	1326,06153
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,4432	56,5535	56,2786
Câble n°5	$\sigma_{pi}(x)$	1319,0505	1338,6713	1325,04285
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,2353	58,1751	56,1266
Valeur moyenne totale		56,0135	56,8439	56,7567

Tableau 8.21. Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPa).

b. Pertes dues au fluage du béton :

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L 91 est donnée par la formule suivante :

[1]

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b(x) + \sigma_M(x)) \frac{E_P}{E_{bij}} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma_M(x)$: Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées).
 $\sigma_b(x)$ Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes).
 } Au niveau du câble moyen.

Avec :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p}{B} \cdot [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) : \text{Les pertes différées totales}$$

La simplification de l'expression (1) nous donne :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_P}{E_{bij}} \times \left(2\sigma_M(x) - n \cdot \frac{A_p}{B} \left[\Delta\sigma_{pr}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) \right] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \right)$$

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1181,5 \text{ mm}^2$

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

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

n : le nombre des câbles.

e_p : Excentricité du câble équivalent.

$\Delta\sigma_{pre}$; $\Delta\sigma_{pp}$: pertes moyennes dues au retrait du béton ; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

$$E_P = 195000 \text{ MPA}, \quad E_{bij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{41} = 37930,389 \text{ MPA}.$$

Des mêmes étapes de calcul, on obtient le tableau suivant donnant la perte moyenne aux différentes sections :

Section	X=0.00 m	X=L/4 m	X=L/2 m
B (cm ²)	15490,15	11850,15	11850,15
I _G (cm ⁴)	45919008,56	40081677,66	37218322,33
e _p (cm)	-12,49	-33,49	-99,77
M _g (t.m)	0	207,12	274,159
n (câbles)	5	5	5
$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1324,27362	1329,82058	1329,247998
$\sigma_M(x)$ (MPa)	4,518	7,270	18,752
$\Delta\sigma_{pre}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x)$ (MPa)	103,812	104,406	104,334
$\Delta\sigma_{pfl}$ (MPa)	47,1099	75,7051	193,5714

Tableau 8.22. Les pertes dues au fluage du béton en (MPa).

g) Les pertes différées totales :

Les pertes différées totales sont données par la formule

$$\text{On a: } \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_\gamma + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Les pertes différées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
Câble n°1	151,5951	180,2227	298,4959
Câble n°2	151,5951	180,2227	298,4959
Câble n°3	150,7021	179,0233	297,6487
Câble n°4	150,4476	179,8700	297,5073
Câble n°5	150,2743	181,2214	297,3806
Valeur moyenne totale	150,9228	180,1120	297,9057

Tableau 8.23. Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPa).

• **les pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{p, total} (MPa) = \Delta\sigma_{p, ins} \tan t (MPa) + \Delta\sigma_{p, différ} (MPa)$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	6,425	13.435
$\Delta\sigma_{p_i \text{ ins tan } i} (MPa)$	151,72638	146,17942	146,7520
$\Delta\sigma_{p_i \text{ différ}} (MPa)$	150,9228	180,1120	297,9057
$\Delta\sigma_{p_i \text{ total}} (MPa)$	302,6492	326,2914	444,6577

Tableau 8.24. Les pertes totales moyennes dans les différentes sections.

Pourcentage des pertes totales :

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{p_i \text{ total}}}{\sigma_{p_0}} \times 100$$

σ_{p_0} : Tension à l'origine. ($\sigma_{p_0} = 1488 \text{ Mpa}$)

sections	0.00L	0.25L	0.5L
sections	0.00	6,425	13 ,435
Abcisse (m)	302,6492	326,2914	444,6577
$\Delta\sigma_{p_i \text{ total}} (MPa)$	20,5047	22,1065	30,1259

Tableau 8.25. La tension finale probable dans différentes sections.

- **Conclusion :**

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,5L$ (30,125%, le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 32% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

8.4. Vérification des contraintes normales :

Comme l'exécution de l'ouvrage est effectuée en plusieurs phases de construction et de mise en service, la vérification des contraintes normales engendrées par les sollicitations extérieure et le précontraint est nécessaire durant l'exécution de chaque phase.

On aura donc à faire des vérifications des contraintes au niveau des fibres extrêmes pour chaque phase d'exécution de la poutre.

- **1^{ère} phase :**

Coffrage puis bétonnage de la poutre, aucune vérification ne sera faite étant donné que la poutre n'est pas sollicitée.

- **2^{ème} phase (à 14^{ème} jour) :**

Mise en tension des (05) câbles ancrés à l'about, tirée à 100 % de la précontrainte, la section résistante est de la poutre seule, les contraintes seront engendrées par le poids propre de la poutre seul et la précontrainte, on tient compte seulement des pertes instantanées.

- **3^{ème} phase (à 28^{ème} jour) :**

La mise en tension des cinq (05) câbles est de 100 % du précontraint en estimant que 20 % des pertes différées sont consommées.

- **4^{ème} phase (à 56^{ème} jour) :**

Coulage de la dalle, la section résistante est celle de la poutre seule vu que l'hourdis n'aurait pas atteint encore son durcissement suffisant.

Les contraintes seront engendrées par :

- le poids propre de la poutre + hourdis.
- La précontrainte :
 - Force de précontrainte de 05 câbles.
 - Pertes instantanées des câbles (pour 05 câbles) +40% des pertes différées

- **5^{ème} phase (à 84^{ème} jours) :**

Mise en place de la superstructure (revêtement, corniche, glissière...).

- Les contraintes seront engendrées par :
- Le poids propre du tablier.
- La précontrainte.
 - Force de précontrainte des 06 câbles.
 - les Pertes totales.

- **6^{ème} phase (mise en service) > 90^{ème} jour :**

Vérification de l'ouvrage en service en classe **II**, les contraintes de traction sont tolérées, mais elles ne doivent pas dépasser les contraintes limites de cette classe.

Les contraintes seront engendrées par :

- Poids propre du tablier + Surcharges.

- Précontrainte des câbles.

a) Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L) :

La précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques :

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{p2} = 0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma_j$$

σ_{p0} : Tension à l'origine.

$\Delta\sigma_j$: Somme des pertes à l'âge considéré.

b) Les conditions limites des contraintes :

La classe de vérification est la classe II :

	La phase	En construction	En exploitation
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	$-f_{t28}$
	Hors section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	$-1,5f_{t28}$
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0,6.f_{cj}$	$0,6.f_{c28}$

Dans les six premières phases (phases de construction) on va vérifier en fibre supérieure (hors la section d'enrobage) la contrainte de traction, et en fibre inférieure la contrainte de compression.

Dans la 7^{ème} phase (phase de la mise en service) on va vérifier en fibre supérieure la contrainte de compression, et en fibre inférieure (section d'enrobage) la contrainte de traction.

c) Les valeurs de f_{cj} , f_{tj} :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Avec : $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$

Jour	7	14	28
f_{cj} [MPa]	23,18	29,91	35
f_{tj} [MPa]	1,99	2,39	2,7

d) Les contraintes normales admissibles à chaque phase :

Phase	2	3	4	5	7
$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	-4.415	-4,59	-4,59	-4,59	24.6
$\bar{\sigma}_t(\text{MPa})$	23.428	24.6	24.6	24.6	-3.06

8.4.1. La vérification des contraintes :

$$P_1 = \sigma_{p1} \times A_p \dots\dots\dots (1)$$

$$P_2 = \sigma_{p2} \times A_p \dots\dots\dots (2)$$

Pour les six premières phases on utilise P_1 (La force qui donne le cas le plus défavorable sur ces phases).

Pour la 7^{ème} phase on utilise l'équation P_2 .

- Pour les six premières phases :

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B} + \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{Min} \cdot V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{TS}$$

$$\sigma_t = \frac{N_1}{B} - \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{Min} \cdot V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{CS}$$

- Pour la phase sept (07) :

$$\sigma_s = \frac{N_2}{B} + \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{CS}$$

$$\sigma_t = \frac{N_2}{B} - \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{TI}$$

$$\text{Avec : } N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i ; \quad N_2 = P_2 \times \sum \cos \alpha_i$$

- Exemple de calcul :

- La phase N° 03 :

Pour $x=0.00\text{m}$:

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_{28}$$

$$\sigma_{28} = 181,91\text{MPa} \text{ (Pertes instantanées totales de la 1^{ère} famille plus 20% de ces pertes différées)}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1476 - 0,8 \times 181,910 = 1359,992 \text{ MPA.}$$

$$P_1 = A_p \cdot \sigma_{p1} = 1359,992 \times 973 = 1323272216 \text{ N}$$

$$N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i = 1323272216 \times 3,964 = 5,245 \text{ MN}$$

$$B = 10063,15 \text{ cm}^2, M_{\min} = 0 \text{ t.m}$$

$$\sigma_i = \frac{5,245 \times 10^4}{10063,15} - \frac{5,245 \times 15,99 \times 83,010}{23007644,33} \times 10^4 = 2,186 \text{ Mpa} \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4,59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{5,245 \times 10^4}{10063,15} - \frac{5,245 \times 15,99 \times 66,99}{23007644,33} \times 10^4 = 7,654 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{CS}} = 24,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = 2,186 \text{ Mpa} \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4,59 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ (C. vérifier).}$$

$$\sigma_s = 7,654 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{CS}} = 24,6 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ (C. vérifier).}$$

- La section d'about (x=0.00 m) :

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	15,99
poutre+hourdis	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	-12,49

Tableau 8.26. Caractéristiques géométriques de la section à x=0.00m.

Les résultats de vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M _{min} (t.m)	0	0	0	0	0
M _{max} (t.m)	/	/	/	/	/
Δσ _p (MPA)	151,726	181,910	212,095	302,649	302,649
Σ cos α _i	3,964	3,964	3,964	3,964	3,964
σ _{p1}	1384,139	1359,99 2	1335,844	1263,401	/
σ _{p2}	/	/	/	/	1083,301
N(MN)	5,339	5,245	5,152	4,873	4,178

σ_s (MPa)	7,791	7,655	7,519	4,014	3,442
σ_i (MPa)	2,225	2,186	2,148	1,668	1,430
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- La section d'abscisse $x=6,426m$:

Section	B (cm ²)	V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	6396,15	81,478	68,522	19945730,38	4,26
poutre+hourdis	11850,15	119,229	57,771	40081677,66	-33,49

Tableau 8.28. Caractéristiques géométriques de la section à $x=13,435m$.

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M _{min} (t.m)	119,373	119,373	207,12	207,12	325,440
M _{max} (t.m)	/	/	/	/	522,521
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	146,17942	182,201	218,224	254,247	444,658
$\Sigma \cos\alpha_i$	3,956	3,956	3,956	3,956	3,956
σ_{p1}	1388,576	1359,75 9	1330,941	1302,123	/
σ_{p2}	/	/	/	/	912,891
N(MN)	5,345	5,234	5,123	5,012	3,514
σ_s (MPa)	13,282	13,007	12,765	6,679	8,411
σ_i (MPa)	6,744	6,603	6,421	-12,003	1,830
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.29. Vérification des contraintes à $x=6.425m$.

- La section d'abscisse $x=20m$:

Section	B (cm ²)	V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	6396,15	83,495	66,505	18044126,09	-62,94
poutre+hourdis	11850,15	120,317	56,683	37218322,33	-99,77

Tableau 8.30. Caractéristiques géométriques de la section à x=20m

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M _{min} (t.m)	159,162	159,162	276.159	276.159	433,915
M _{max} (t.m)	/	/	/	/	696,693
Δσ _p (MPA)	146,752	206,333	265,914	325,495	444,658
Σ cosα _i	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
σ _{p1}	1388,118	1340,45 4	1292,789	1245,124	/
σ _{p2}	/	/	/	/	912,891
N(MN)	5,403	5,217	5,032	4,846	3,553
σ _s (MPA)	13,425	12,965	12,538	6,458	8,503
σ _i (MPA)	6,818	6,582	6,305	-11,607	-1,850
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.31. Vérification des contraintes à x=20.

- **Conclusion :** Les contraintes limites sont respectées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage, soit en service ou en construction.

8.4.2. Ferrailage passif longitudinal :

On a deux types des armatures :

- Armatures de peau.
- Armatures dans les zones tendues.

a) Armatures longitudinales de peau :

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiel et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_{L\min} = \max \begin{cases} 3\text{cm}^2 & \text{par 1m de longueur mesuré perpendiculairement à leur direction} \\ 0,1\% & \text{de la section de béton de la poutre} \end{cases}$$

$$A_{L\min} = 0,1\% \cdot B = \frac{0,1 \times 6594}{100} = 6,594\text{cm}^2$$

On adopte comme armature des HA10 tous les 15cm.

b) Armatures dans la zone tendue :

D'une façon analogue, on dispose des armatures passives dans les zones tendues du béton pour limiter à l'ouvrage des fissures et des déformations excessives, dès que la hauteur fixe de cette partie tendue dépasse 5cm.

La section sera égale :
$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{ij}}{\sigma_{bt}}$$

B_t : Section du béton tendu.

N_{Bt} : Résultante de la traction du béton tendu.

f_e : La limite élastique de l'acier passif utilisé.

Cette formule, conduit en pratique à des sections d'acier représentant 0,4% à 0,7% de l'aire de la zone tendue.

La section d'armatures tendues n'est pas à cumuler avec celle des armatures de peau

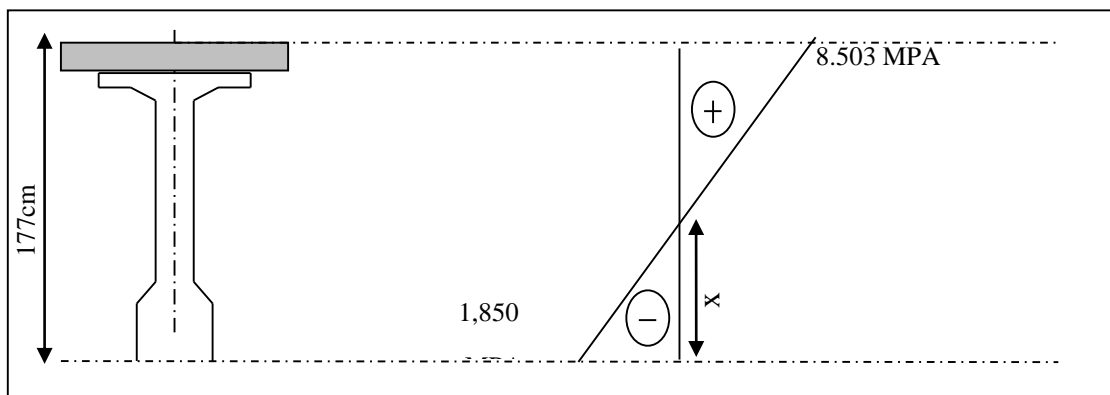


Figure 8.32. Diagramme des contraintes normales (phase 5).

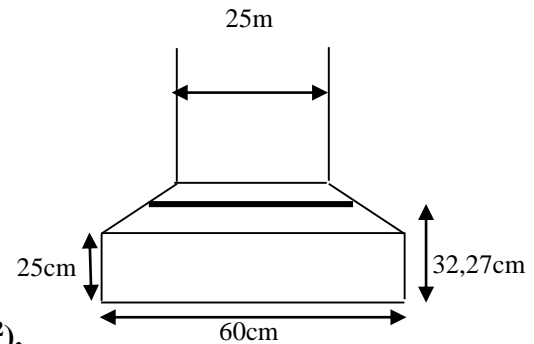
$$\frac{1,850}{x} = \frac{8,503}{177 - x} \Rightarrow x = 32,27\text{cm}$$

$$Bt = 31.62 \times 60 = 1936.2 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{1936.2 \times 1,850}{2 \times 10^4} = 0,179 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1936.2}{1000} + \frac{0,179}{500} \times \frac{2,7}{1,850} \times 10^4 = 7,161 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons comme section : **5HA14 (As=7.70cm²)**.



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]

$$\begin{cases} Ac \cdot f_e \geq c \cdot t \cdot f_{c28} & \text{si } \phi_{ext(gaine)} < c < 1,3\phi_{ext(gaine)} \\ Ac \cdot f_e \geq 1,3 \cdot t \cdot f_{c28} \cdot \phi_{ext(gaine)} & \text{si } c > 1,3\phi_{ext(gaine)}. \end{cases}$$

Avec : t : espacement des armatures.

C=11cm (enrobage des câbles).

$$\phi_{ext(gaine)} = 7.1 \text{ cm}, \Rightarrow c > 1,3 \times \phi_{ext(gaine)} = 1,3 \times 7.1 \text{ cm} = 9.23 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } t = \frac{Ac}{1,3 \cdot \phi_{ext} \cdot f_{t28}} = \frac{1,3 \times 7.1 \times 2.7}{500} = 0.0498 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section : cadre **HA12 (As=2,26cm²)**

$$\Rightarrow t \leq 39.45 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } t=25 \text{ cm}$$

8.4.4. Justification aux E.L.U :

Les justifications de la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M, N) sont données par les règles B.P.E.L 9.

• Hypothèses de calcul :

- Non intervention du béton tendu.
- Conservation de la planéité des sections droites.
- Absence de glissement entre les aciers et le béton.
- Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots.

- **Principe de la méthode de justification:**

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation \bar{S}_u qu'équilibre ces contraintes.

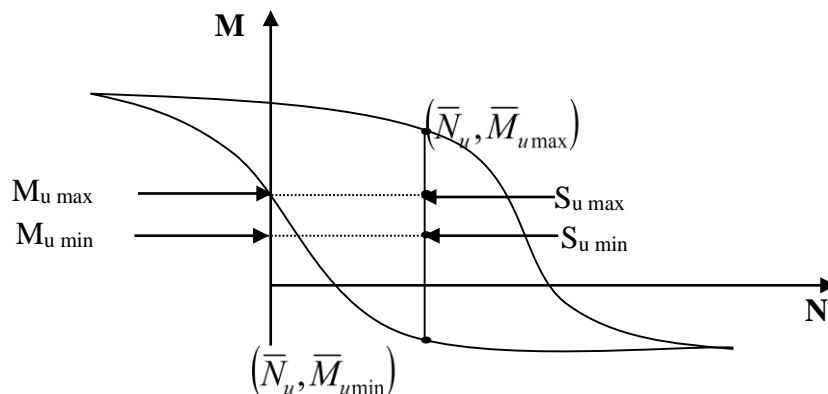


Figure 8.33. Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_u(\bar{M}_u, \bar{N}_u)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M) , et on définit une courbe fermée dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation S_u n'a pas atteint L'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_u(N_u, M_u)$ est bien à l'intérieur de ce domaine.

- **Démarche à suivre :**

- On fixe \bar{N}_u .
- On détermine les deux moments résistant ultimes $(\bar{M}_{u\min}, \bar{M}_{u\max})$ correspondants à N_u .
- On procède à la justification sur le moment M_u et on doit avoir :

$$M_{u\min} \leq M_u \leq M_{u\max}$$

Avec :

$$M_{u \max} \leq \bar{M}_{u \max} \quad \text{et} \quad M_{u \min} \leq \bar{M}_{u \min}$$

• les sollicitations à L'E.L.U :

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

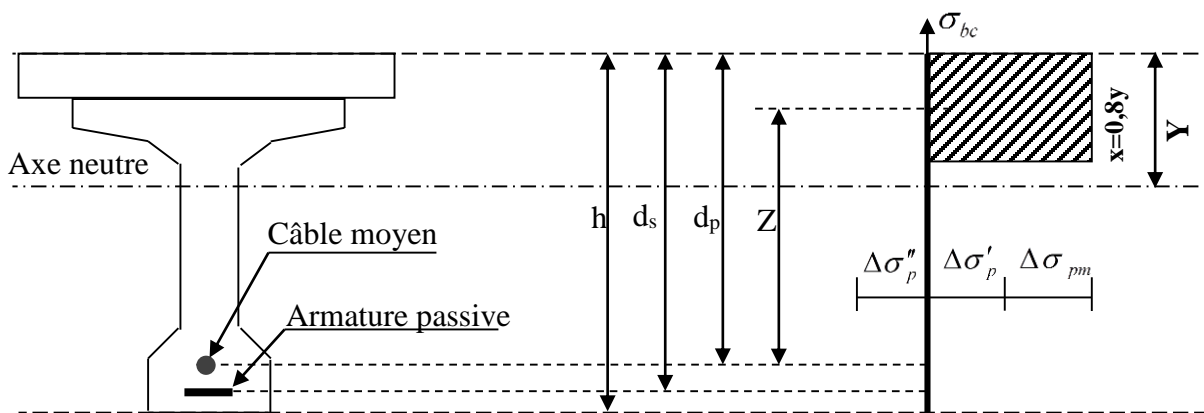


Figure 8.34. Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec : $\Delta\sigma_{pm}$: Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma_p'$: 1^{ère} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma_p''$: 2^{ème} complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

Les sollicitations à L'E.L. U sont :

$$N_u = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s \quad (1)$$

$$M'_{u \max} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad (2)$$

(1) et (2) constituent les équations d'équilibres.

Avec :

$A_p \times \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte.

$A_s \times \Delta\sigma_s$: Tension dans les armatures passives.

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

• **Equations liées à l'hypothèse des sections planes :**

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8d_p}{x} - 1 \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8d_s}{x} - 1 \quad (4)$$

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des domaines (1) ou (2), c'est-à-dire pivot (A) ou pivot (B).

• **Équations traduisant le comportement de l'acier :**

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \quad (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta \sigma_p = f \cdot (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \quad (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues : $\Delta \sigma_p, \sigma_s, y, \Delta'' \varepsilon_p, \varepsilon_p, \varepsilon_s, \bar{M}_u$ donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_b = 3,5\%$$

A partir de ces valeurs :

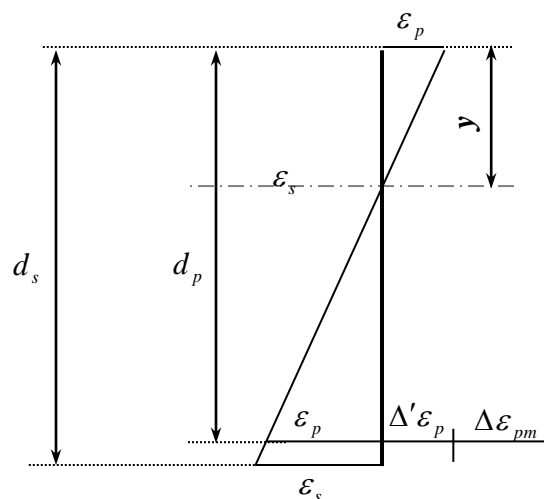


Figure 8.35. Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

L'équation (4) donne : y .

L'équation (3) donne ($\Delta \varepsilon_{pm}$).

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

Nous avons dans (1) :
$$N_{ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \sigma_s = \bar{N}_u$$

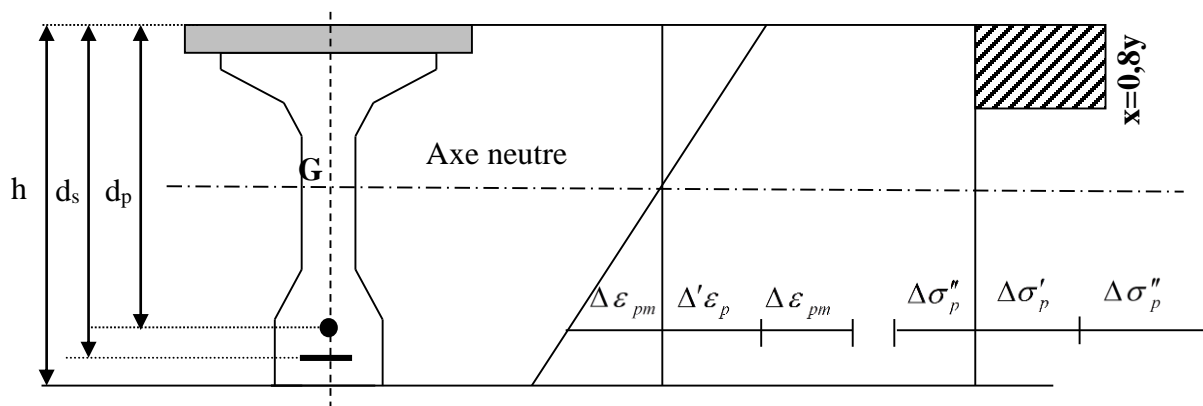
On fait une comparaison entre N_{ul} et N_u :

☞ Si $N_{ul} = N_u$: on calcule directement M_u .

☞ Si $N_{ul} > N_u$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, 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} .

☞ Si $N_{ul} < N_u$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant ε_{bc} autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{ul} = N_u$.

• Application au projet : à $x = 0.5 L$ (mi travée) :



À l'ELU : $M_{min} = 1.35 M_g$ et $M_{max} = 1.35 M_g + 1.35 M_q$ (le moment max sous **D240**)

h (cm)	e_p (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	$M_{u_{min}}$ (t.m)	$M_{u_{max}}$ (t.m)
177	-99,77	172	162	48.65	7,70	585,785	904,536

$$\text{Donc : } N_u = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma)n.A_p \Rightarrow N_u = (1476 - 444,6577) \times 48,65 \times 10^{-4} = 5.0174 \text{ MN}$$

$$\text{Dans (1) : } N_{ul} = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 4,864 \cdot \Delta\sigma_p - 0,77 \cdot \sigma_s$$

$$5017,4 = B(x) \times 19,83 \times 10^3 - 4,865 \times \Delta\sigma_p - 0,77 \times \sigma_s$$

$$\text{Dans (2) : } \bar{M}_{u\max} = B(x) \cdot 19,83 \cdot Z + 0,770 \times (0,100) \times \sigma_s$$

- Équations liées le l'hypothèse des sections planes :

$$\text{De (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{162 - y}{y} = \frac{129,1}{x} - 1$$

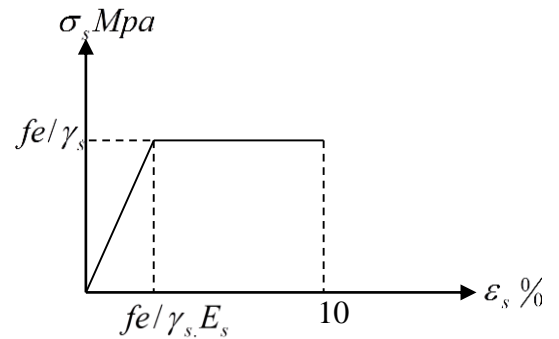
$$\text{De (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 172}{x} - 1 = \frac{136,6}{x} - 1$$

- Équation traduisant le comportement des aciers

- Armatures passives (FeE50) :

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

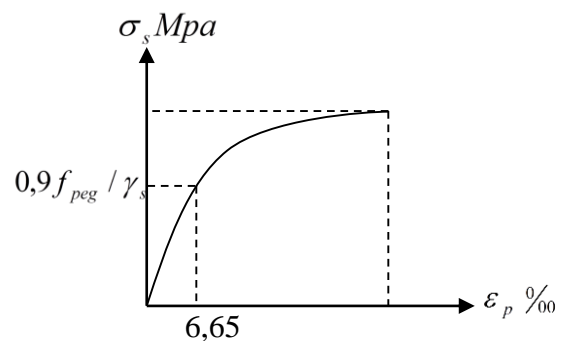


- Armature actives (torons) :

$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1283,478 \text{ Mpa}$$



$$\text{Donc : } \Delta\sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 1031,342 \text{ MPA}$$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1031,342}{195000} = 5,288.10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte.).

$$\begin{aligned} \sigma_{bpm} &= \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{u\min}) \frac{e_p}{I} \\ &= \frac{5032,073 \times 10^3}{1185015} + (5032,073 \times 10^3 \cdot (-0.9977) + 585,785 \cdot 10^4) \cdot \frac{(-99,77)}{3721832233} \\ \Rightarrow \sigma_{bpm} &= 2,002 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} :

$$\varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \times \sigma_{bpm}}{E_b \times E_p} \quad \text{Avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{bpm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 0,5133 \times 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{De l'équation (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \frac{10}{3,5} = \frac{172 - y}{y} \Rightarrow y = \frac{172}{3,857} = 44,594 \text{ cm}$$

$$\text{De l'équation (5) : } \sigma_s = 435 \text{ Mpa}$$

$$\text{De l'équation (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{162 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{5,288 \times 10^{-3} (162 - 44,594)}{44,594}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 13,922 \times 10^{-3}$$

De(6) :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour : } (13,992.10^{-3} + 0,05133.10^{-3} + 5,288.10^{-3} = 19,331 \times 10^{-3}) - \sigma_p \text{ pour } (5,288.10^{-3})$$

Déterminations de σ_p

$$5.537 \times 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6.581 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \Rightarrow \sigma_p (5,288 \times 10^{-3}) = 1.95 \times 10^5 \times 5,288 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (5,288 \cdot 10^{-3}) = 1031,160 \text{ Mpa}$$

$$19,331 \times 10^{-3} > 6,581 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (19,331 \times 10^{-3}) = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \quad \text{Avec } y = 0,4459 \text{ m}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis+table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{2,02 + 2,02}{2} = 2,02 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,4459 \times 2,02 = 0,7205 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{uL} = 14,256 \text{ MN}$$

$$N_{uL} = 14,256 \text{ MN} \geq N_u = 5,0174 \text{ MN}$$

- **Conclusion :**

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A.

Il faudra calculer N_{uL} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_b

ε_b	Y (cm)	$\Delta \varepsilon''$	B(x)	Nul
2	24,701	0,02917	2450,325	2,548
2,5	34,000	0,01977	3372,800	4,377
2,6	35,079	0,01900	3479,873	4,590
2,65	35,613	0,01864	3532,775	4,695
2,7	36,142	0,01829	3585,260	4,799
2,865	37,859	0,01722	3755,566	5,1

D'après le tableau au-dessus, pour $\varepsilon_b = 2,865\%$ $N_{uL} = 5,1 \text{ MN} \approx N_u = 5,0174 \text{ MN}$.

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 2,865\text{‰} \end{cases}$$

$$\bar{M}_{u\max} = B(x)19,83.Z + 0.4865 \times (0.07) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0.8 \times y = 162 - 0.8 \times 37,859 = 131,713 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{u\max} = 3755,566 \times 19,83 \times 132,713 + 3,39 \times (7) \times 348 = 987,4 \text{ t.m}$$

$$M_{u\max} = 904,65 \text{ t.m} < \bar{M}_{u\max} = 987,4 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

8.5. Justifications des contraintes tangentielles :

8.5.1. Introduction :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, celui-ci sera donc dimensionné pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armatures et les gaines de précontrainte.
- Selon le B.P.E.L.91 [5], on procède :
- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles.
- En E.L.U à une vérification de la section transversale.

8.5.2. Justification à l'E.L. S :

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification doit porter sur les trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section :

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque est présentée une précontrainte transversale).

Les contraintes σ_x, τ , et σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{tj} - \sigma_x - \sigma_t) \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

Si $\sigma_x < 0$ Alors les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots (2)$$

Puisque $\sigma_t = 0$ dans notre cas, alors (1) et (2) peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x) \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x) \right] \end{cases} \dots\dots\dots (1)'$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} f_{cj} \dots\dots\dots(2)'$$

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 : m : Nombre de câbles par lit.

$$K = 0,50$$

Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe G_z .

- **en résumé :**

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, quatre (04) câbles qu'y arrivant.

La vérification des contraintes se fera par phases de construction.

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	15,99
poutre+hourdis	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	-12,49

Tableau 8.32. Caractéristiques géométriques de la section nette à X=0,00L.

- **Exemple de vérification à la Phase (II) :**

- **J=28Jours:**

Les câble de la 1^{ère} famille est de 100 % de la Mise en tension :

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa} , \Delta\sigma_{28} = 151,726 \text{ MPa}$$

$$g = 1,85 \text{ t/ml} \Rightarrow V_{gl} = \frac{g \cdot L}{2} = 24,235 \text{ t}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1476 - 0,8 \times 151,726 = 1384,14 \text{ MPa}$$

$$P_1 = 2 \times 9,73 \times 1384,14 \times 10^{-2} = 269,353 \text{ t}$$

$$V_{red} = V_{gl} - P_1 \sum_{i=1}^2 \frac{\sin \alpha_i}{n} = 24,235 - 269,353 \times \frac{0,509}{5} \Rightarrow V_{red} = -3,15 \text{ t}$$

- **Contrainte de cisaillement (τ) :**

$$\text{Approximativement : } S = \frac{I_G}{0,8 \cdot h} \Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8 \cdot h}$$

$$\text{Avec : } b_n = b_0 - \frac{\Phi}{2} = 60 - \frac{7,1}{2} = 56,4 \text{ Cm}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-3,15 \times 10^{-1}}{0,564 \times 0,8 \times 1,5} = -0,470 \text{MPa}$$

- **Contrainte du centre de gravité (σ_G)(au niveau de l'axe neutre) :**

$$\sigma_s = \frac{N_I}{B} \left(1 - \frac{e_p \cdot V}{r^2} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{N_I}{B} \left(1 + \frac{e_p \cdot V'}{r^2} \right)$$

$$\text{Avec : } N_I = \frac{P_I}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \Rightarrow N_I = 2,6935 \times \frac{3,964}{5} = 2,135 \text{MN}$$

$$r^2 = v \cdot v' \cdot \rho = 0,411 \times 83,01 \times 66,99 = 2285,5 \text{cm}^2$$

$$\sigma_s = 1,127 \text{Mpa}$$

$$\sigma_i = 3,776 \text{Mpa}$$

Au niveau du centre de gravité G :

$$\Rightarrow \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 1,127 + \frac{3,776 - 1,127}{150} \times 66,99 = 2,310 \text{MPa}$$

A partir des résultats trouvés, on doit vérifier les inégalités de la formule (1').

$$\begin{cases} (-0,047)^2 < 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 2,310 \right) \\ (-1,047)^2 < 2 \times \frac{2,7}{35} (0,6 \times 35 - 2,310) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 2,310 \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} (-0,47)^2 < 4,57 & \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ (-0,47)^2 < 12,226 \end{cases}$$

De même procédée on fait la vérification pour toutes les phases d'exécution :

N° phase	N (t)	P (t)	$v_{red}(t)$	$\tau(y)(Mpa)$	$\sigma_G(Mpa)$	vérification	
						Inéquation 1	Inéquation 2
2	2,310	269,353	-3,15	-0,4706	2,310	0,2215<4,3960	0,2215<11,8972
3	41.823	264,6544	-2,7068	-0,3999	2,0197	0,1600<4,3702	0,1600<11,8497
4	78.581	259,9552	-2,2284	-0,3293	1,9839	0,1084<4,3444	0,1084<11,8019
5	78.581	245,8578	-0,7933	-0,1172	1,8763	0,0137<4,2669	0,0137<11,6571
6	92.82	245,8578	-0,7933	-0,1172	1,8763	0,0137<4,2669	0,0137<11,6571

Tableau 8.33. Vérification des contraintes de cisaillement. <

- **Conclusion :**

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage.

8.5.3 Justifications à l'E.L. U :

A) Minimum d'armatures transversales :

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t).

$$S_t \leq \min\{1m; 0,8.h; 3b_0\} = \min\{1m; 0,8 \times 2; 3 \times 0,6\} \Rightarrow S_t \leq 1m$$

b_0 : Largeur du talon ($b_0 = 60cm$).

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6.b_n.\gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 56,4 \times 1,15}{500 \times 10^{-2}} = 7,7832 cm^2 / ml$$

- **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; $A_t = 2.26 cm^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0778 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0778} = \frac{2,26}{0,0778} = 29,04 cm$$

on prend $S_t = 25cm$

- **Dans la zone d'appuis :**

Compte tenu de la position des gaines dans cette zone, et l'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend 2HA12 et 2HA14 (un cadre de HA12 et un cadre de HA14).

$$\Rightarrow A_t = 5,340 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0778 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0778} = \frac{5,34}{0,0778} = 68,637 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

B) Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \bar{\tau}_U = \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \text{Cotg} \beta + \frac{f_{ij}}{3}$$

- Le BPEL91 [6] donne : 2

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n}, \quad V_{red}^u = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \text{Sin} \alpha_i$$

$$P_u = \sigma_p(0,00) \times A_p$$

$$\sigma_p(0,00) = \sigma_{p0}(0,00) - \Delta \sigma_p(0,00) = 1476 - 302,649 = 1173,53 \text{ MPa}$$

$$A_p = 9,73 \times 2 = 19,46 \text{ cm}^2 \quad P_u = 1173,53 \times 19,46 \times 10^{-4} = 2,283 \text{ MN}$$

$$V_u = V_{u \max} = 73,266 \text{ t} \quad V_{red}^u = 0,732 - \frac{2,283}{5} \times 0,509 = 0,170 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_{red}^u = \frac{0,170}{0,564 \times 0,8 \times 1,77} = 0,213 \text{ MPa}$$

✓ Angle d'inclinaison β_u :

$$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \text{Cos} \alpha_i = \frac{2,283}{5} \times 3,964 = 1,81 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{1810 \times 10}{15490,15} \times \left(1 - \frac{124,9 \times 655,05}{2964,48 \times 100} \right) = 0,845 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{1810 \times 10}{15490,15} \times \left(1 + \frac{124,9 \times 1114,95}{2964,48 \times 100} \right) = 1,717 \text{ MPa}$$

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 0,845 + \frac{1,717 - 0,845}{177} \times 65,505 = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 0,213}{1,167 - 0} = 0,365 \Rightarrow \beta_u \approx 10,026^\circ$$

$$\overline{\tau}_U = 2,32 \text{ MPa} > 0,213 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins 2 cm²/ml, soit un cadre HA10 tous les 25 cm.

C) Justification des bielles de compression du béton (B.P.E.L 91) [6] :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{red}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,213)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,0453 < 57,89 \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

• **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 :

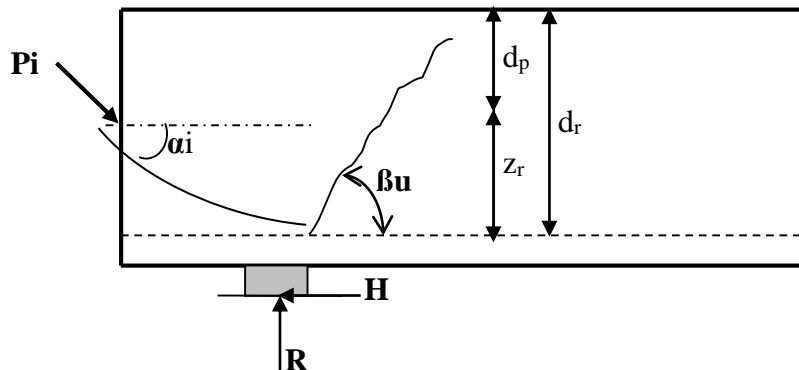
- ✓ Un effort horizontal : **H+R cotg B_u**.
- ✓ Un effort incliné : **R/sin B**.

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal, et couder 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 : $R_u = 73,266t \Rightarrow \tau = \frac{R_u}{0,8.h.b_n} = \frac{73,266}{0,8 \times 177 \times 56,4} \times 100 = 0,917MPa$

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \begin{cases} 1,2 \sigma_{pm} = 1,2 \times 1173,53 = 1408,236MPa \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1860}{1,15} = 1617,39MPa \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_i = 1408,236 \times 9,73 \times 10^{-4} = 1,370MN$$

On prend $\beta_u = 30^\circ$

Câble	$\alpha_i, en(gr)$	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$
1	4,890	0,997	0,076	1,3659	0,1041
2	4,890	0,997	0,076	1,3659	0,1041
3	7,520	0,993	0,117	1,3604	0,1603
4	8,261	0,991	0,129	1,3577	0,1767
5	8,770	0,990	0,137	1,3563	0,1877

Tableau 8.34. Calcul P_i .

- Calcul de H_u :

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC, l'accélération sismique horizontale est égale à 10%G (G le poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 687,6954t/ml = 68,769t/ml$$

- Recherche du niveau 'r' :

Pour : $r = 1$ (cable1) :

$$H = \sum_i P_i \cos \alpha_i - H_u = 1370 \times 3,964 - 687,695 = 4742,985 \text{ KN}$$

$$R = \left(R_u - \sum_i P_i \sin \alpha_i \right) \cot \beta_u = (732,66 - 104,1) \times \cot 30^\circ = 1088,7 \text{ KN}$$

Donc : $4742,985 \geq 1088,7$

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.

$d_p = \frac{h}{10}$: Hauteur de la membrane comprimée.

$d_r = h - y_r$: Distance de R à la fibre supérieure.

y_r : distance entre le câble du niveau **r** et la fibre inférieure.

$z_r = d_r - d_p$: 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 $Z_r \cot g \beta_u$.

Si: $Z_r \geq Z$ La densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur une longueur $Z \cot g \beta_u$.

➤ Pour notre cas :

$$d_p = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

$$y_r = (35,3 - 50 \text{ tg } 4,89 \text{ gr}) = 31,45 \text{ cm}$$

$$d_r = 150 - 31,45 = 118,55 \text{ cm}$$

$$Z_r = 118,55 - 15 = 103,55 \text{ cm}$$

$$Z = 0,8 H = 0,8 \times 150 = 120 \text{ cm}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{Z}{Z_r}$.

Cette section est répartie sur une longueur L ($L = Z_r \cot g \beta_u$) à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Donc : } L = 103,55 \times \cot g 30^\circ = 179,353 \text{ cm.}$$

$$\frac{Z}{Z_r} = \frac{120}{103,55} = 1,158$$

$$\text{Donc : } A_t = 3,83 \times 1,158 = 4,435 \text{ cm}^2$$

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 $L = 1,158 \text{ m}$.

• **Équilibre du coin inférieur :**

$$R = R_u - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -H_u + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal à P_i est inférieur à l'angle de frottement interne du béton.

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi \quad \text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{R \cdot \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \cdot \sin \theta + H \cos \theta}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - \operatorname{tg} \theta)}{1 + 1,5 \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontale A_l tel que :

$$H + A_l \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \operatorname{tg} \theta)}{1 + 1,5 \cdot \operatorname{tg} \theta}$$

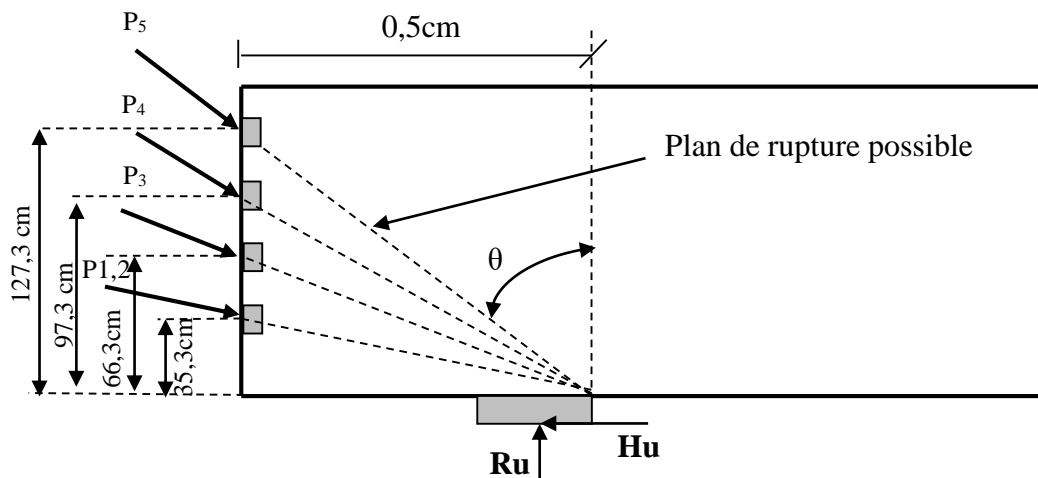


Figure 8.10. Rupture du coin inférieur.

Remarque :

En post tension une section d'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c.à.d. même si l'inégalité (1) est vérifiée.

$$A_{l \min} = \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ **Application de projet :**

H = 4742,985 KN et R = 1690KN

$$\text{Câble (1,2) : } \theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{0,5}{0,353} \right) = 54,777^\circ$$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \operatorname{tg}\theta}{1 + 1,5\operatorname{tg}\theta} = 29,267 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

$$\text{Câble (3)} : \theta = \arctan g \left(\frac{0,5}{0,663} \right) = 37,021^\circ \quad \mathbf{R=991.356 \text{ KN}}$$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \operatorname{tg}\theta}{1 + 1,5\operatorname{tg}\theta} = 346,952 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

$$\text{Câble (4)} : \theta = \arctan g \left(\frac{0,5}{0,973} \right) = 27,197^\circ \quad \mathbf{R=962,950 \text{ KN}}$$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \operatorname{tg}\theta}{1 + 1,5\operatorname{tg}\theta} = 536,255 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

$$\text{Câble (5)} : \theta = \arctan g \left(\frac{0,5}{1,273} \right) = 21,443^\circ \quad \mathbf{R=943,598 \text{ KN}}$$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \operatorname{tg}\theta}{1 + 1,5\operatorname{tg}\theta} = 657,578 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

Donc :

L'équilibre du coin inférieur est vérifié suivant les cinq(05) plans de rupture possible.

La section d'armatures de couture est négligeable, néanmoins le BPEL [6] proposé une section minimale en vue de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

La section $A_{\ell_{\min}}$:

$$A_{r_{\min}} \geq \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $K=0.5$

$$\text{Donc : } A_{r_{\min}} \geq \frac{0,04 \times 0,732 \times 1,15}{500 \times 10^{-4}} (5 - 4 \times 0,5) = 2,020 \text{ cm}^2$$

Soit deux (02) cadre **HA10** ($A=2,26 \text{ cm}^2$). 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.

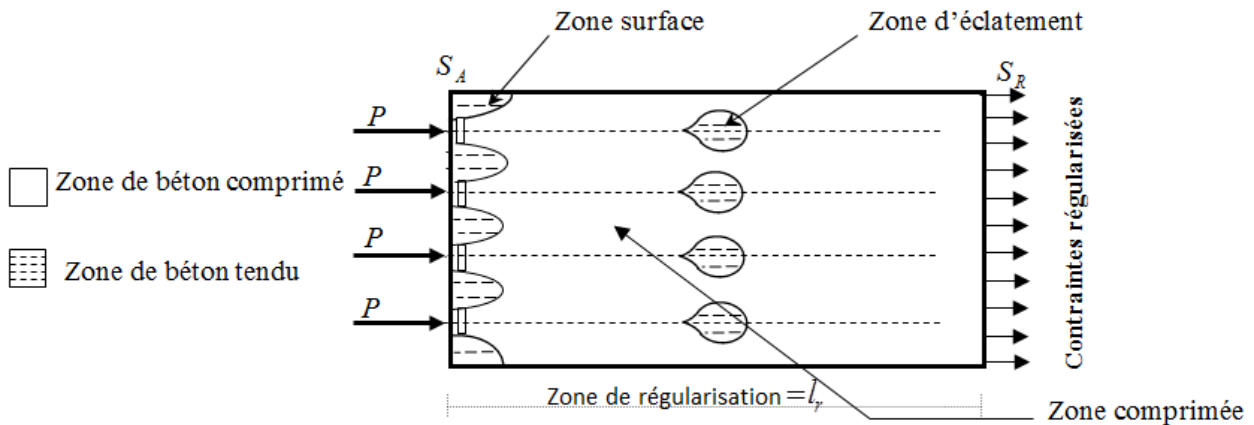


Figure 8.11: Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique de dimensions \$(d \times d)\$, et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (Effort d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).

• **Effet de la surface :**

Au voisinage de la section \$(S_A)\$, il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{\text{Max}(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \quad (8)$$

Avec :

F_{j0} : Force à l'origine du câble au niveau (j).

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

• **Plan Horizontal :**

Sur le plan de diffusion horizontal, la force F_{j0} considéré est celle résulte des quatre (05) câbles.

$$F_{j0} = 2 \times \sigma_{p0} \times Ap = 2 \times 1476 \times 973 = 2872,296KN$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2 \times 1476 \times 9,73}{\frac{2}{3} \times 500} = 3,45Cm^2$$

On prend trois (04) cadres HA12 autour de chaque ancrage avec $A_v=4,52\text{ cm}^2$.

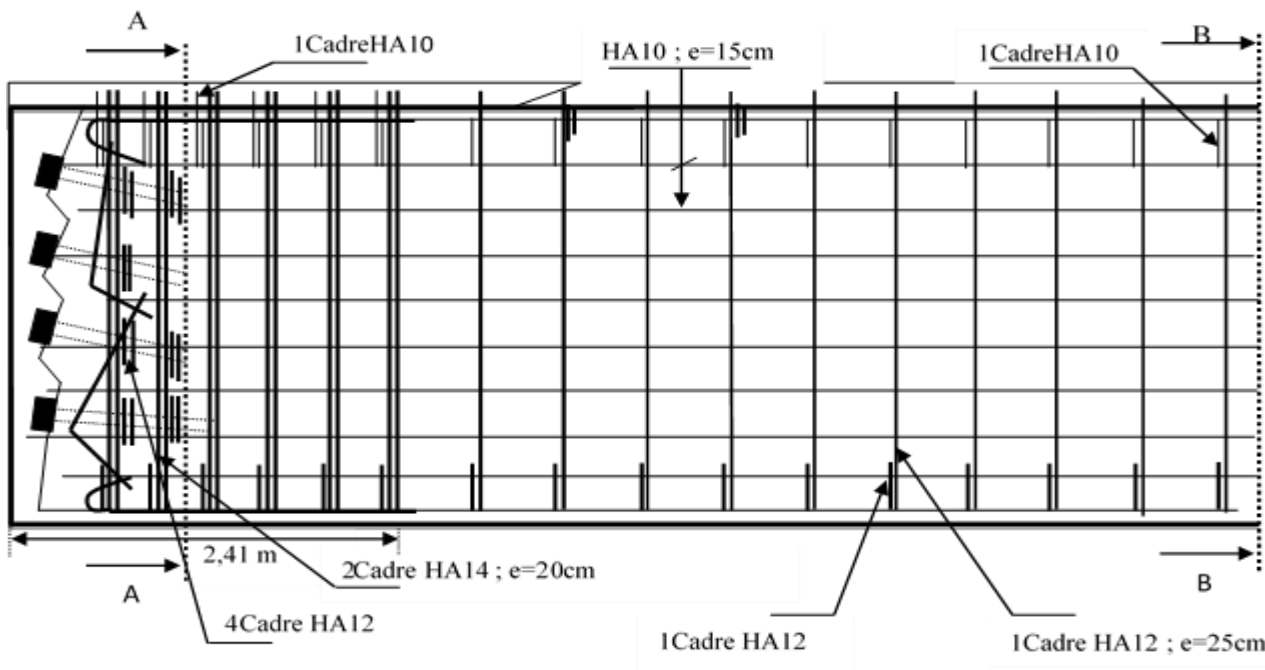
• **Plan vertical :**

$$F_{j0} = \sigma_{p0} \times Ap \quad , Ap = 1390\text{ mm}^2 \text{ (section de câble 7T15).}$$

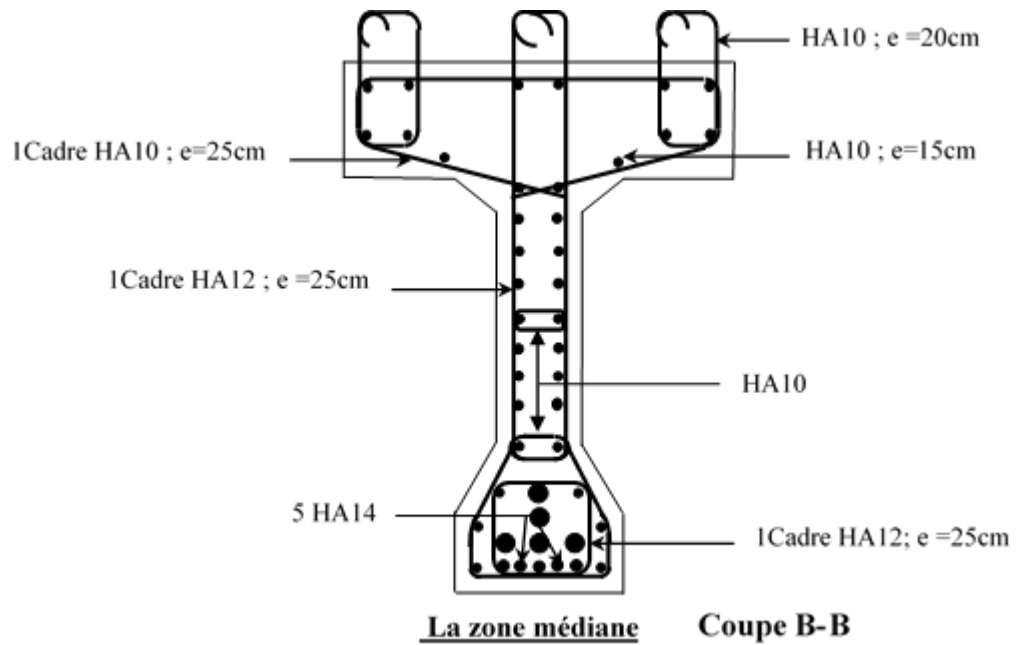
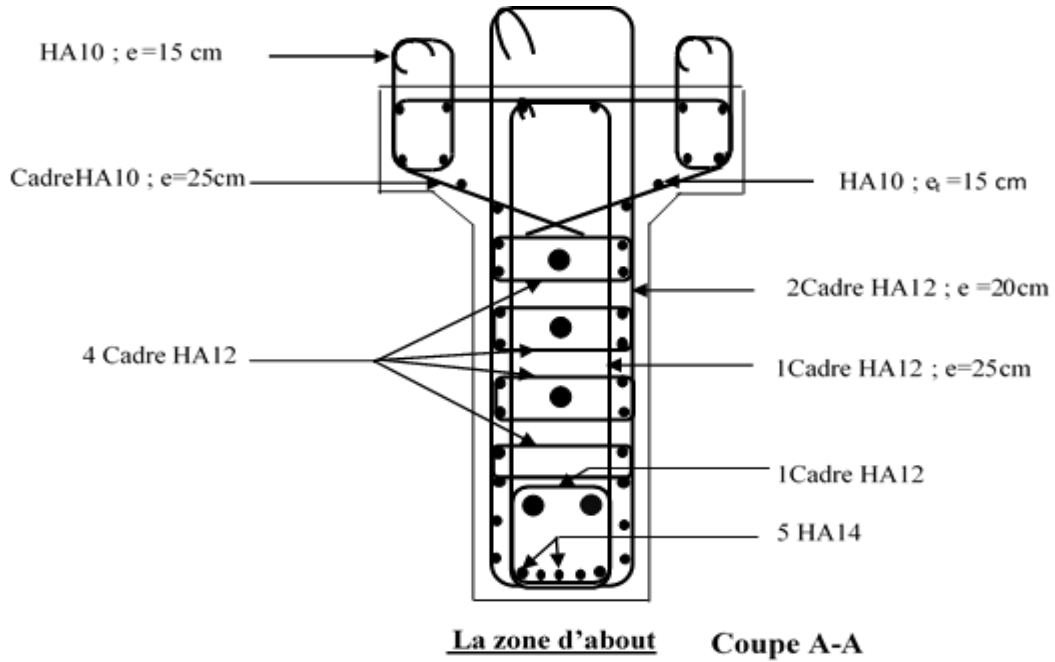
$$MaxF_{j0} = 2051,64KN$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2051,64 \times 10}{\frac{2}{3} \times 500} = 2.461Cm^2$$

On prend deux (02) cadres HA12 avec $A_s=4.52\text{ cm}^2$



• **Transversalement :**



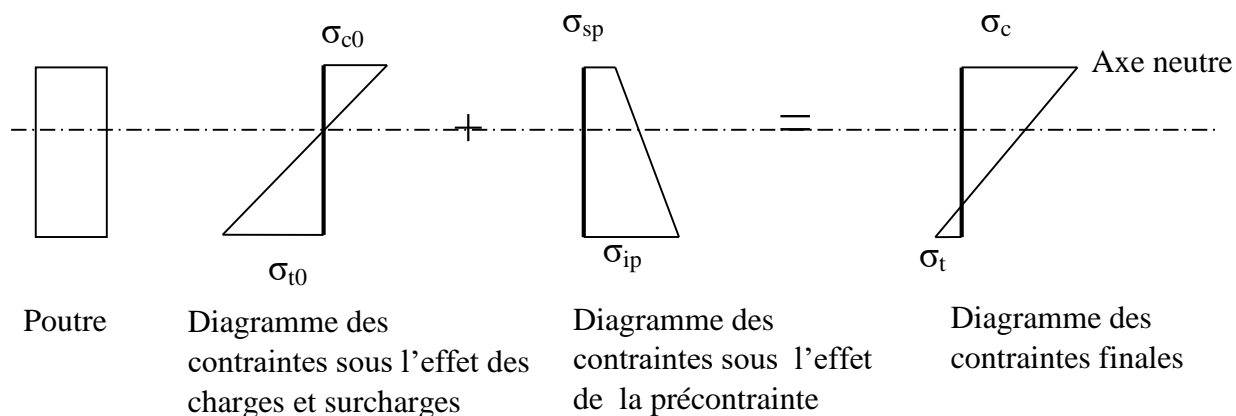
8.4. Conclusion :

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.

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 (béton armé).

Le béton précontraint va encore plus loin dans ce domaine : il permet au béton de ne travailler qu'en compression. L'objectif du précontraint est de soumettre le béton à des contraintes permanentes 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.



$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad \text{et} \quad \sigma_t > \bar{\sigma}_t$$

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.

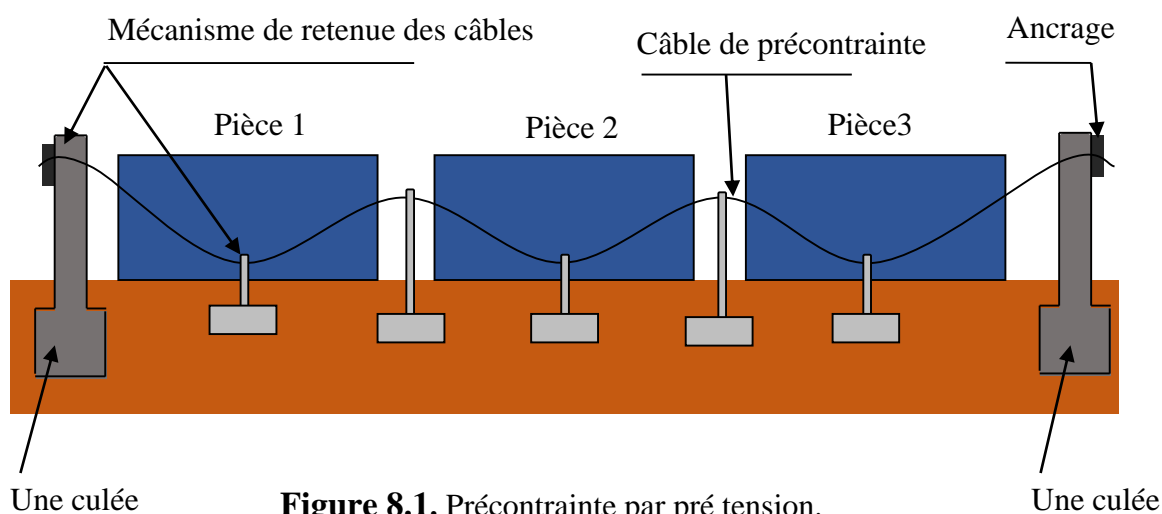


Figure 8.1. Précontrainte par pré tension.

b. Précontrainte par post-tension :

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide des vérins prenant appuis 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]

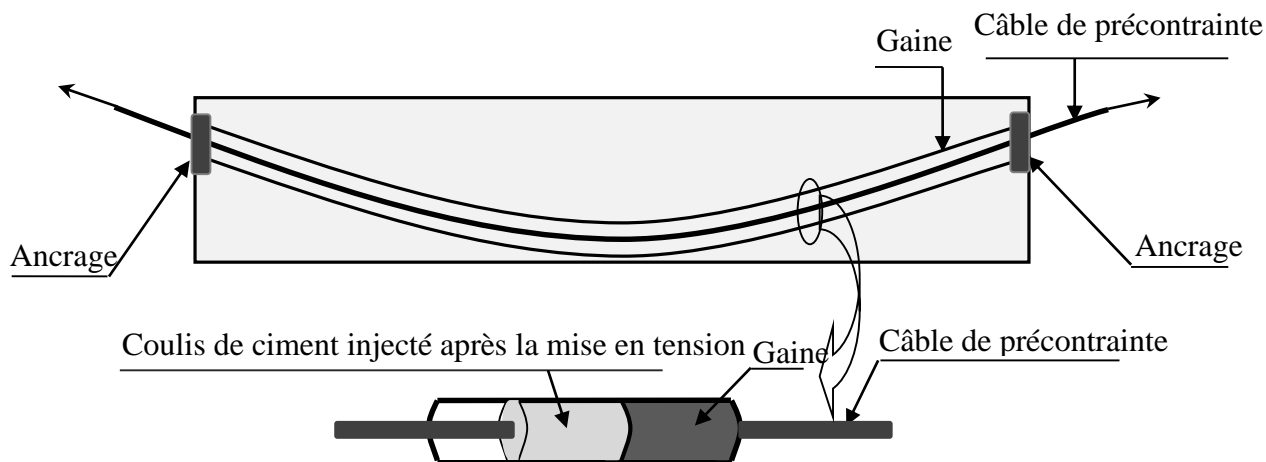


Figure 8.2. Précontrainte par post-

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 **P4**).

section	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	c' = I / B. V (cm)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	6264,300	16924189,28	69,39	81,606	38,933	47,708	150
Poutre + dalle	11445,6	35239885,98	58,321	118,678	52,792	44,483	177

Tab.8.1. Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0.5L).

C': Centre de pression.

✓ **L'enrobage :**

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{177}{10} = 17,7 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad d = 10 \text{ cm}$$

8.2.2. L'effort de précontraint minimum :

La résistance caractéristique à 28 jours égale a $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible du béton:

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

➤ **En exploitation**

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

- Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa.}$$

➤ **En construction (à 14 jours)**

$$f_{c14} = 29.915 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 17.94 \text{ MPa.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1.5f_{t14} = -1.5(0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -3.592 \text{ MPa.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = (0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -2.39 \text{ MPa.}$$

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

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (V \cdot \overline{\sigma_{ti}} + V' \cdot \overline{\sigma_{ts}})$$

$$\Delta M = M_{Max} - M_{Min} = 704,06 - 433,915 = \mathbf{270,145t.m}$$

$$P_1 = \frac{704,06}{0,4448 \times 1,77} + \frac{1,14456}{1,77} [0,5832 \times (-270) + 1,1867 \times (-405)] = \mathbf{-69,478 t}$$

$$P_2 = \frac{M_{Max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{\rho \cdot V + V' - d'} = \frac{704,06 + 0,4448 \times 1,1445 \times 0,5832 \times (-270)}{0,4448 \times 0,5832 + 1,1867 - 0,10} = \mathbf{463,484t}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_1 = -69,478 \text{ t} \\ P_2 = 463,484 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1 \text{ (la section est sur critique).}$$

$$\text{Alors : } P_{min} = \text{Max}(-69,478 ; 463,484) = \mathbf{463,484t}$$

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

$$e_0 = -(V' - d') = -(118,67 - 10) = \mathbf{108,67cm}$$

8.2.3. Calcul du nombre des câbles :

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

$$0,68 \times P_0 = P_{min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0,68} = \frac{463,484}{0,68} = 681,594t.$$

$$P_0 = \mathbf{681,594t.}$$

➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles 7T15 les torons de classe 1770 à très basse relaxation (TBR).

- Section nominale de l'acier : $A_p = 139 \text{ mm}^2$;
- Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1640 \text{ Mpa}$;
- Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$;
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- -Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\%$;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000 \text{ Mpa}$.

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

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

$$\sigma_{p0} = \min\{1488 ; 1476\} = 1476 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \min\{0,8 f_{prg} A_p ; 0,9 f_{peg} A_p\} = 144,782t$$

$$P \geq n \cdot P_0 \Rightarrow n \geq \frac{P}{P_0} \geq \frac{673,545}{144,782} \geq 4,6526$$

On adapte 5 câbles de 7T15 ce qui donne : $P_n = 5(144,782t) = 723,9t. = 7,239 \text{ Mn}$

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 limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 29,915 \text{ MPA} \\ f_{t14} = 2,395 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \times f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = 17,95 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -3,60 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,395 \text{ MPA} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{ci}, \bar{\sigma}_{cs}$ 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 Perte instantané sont estimées à 6% :

$$P = 0,94P \Rightarrow P = 0,94 \times 723,9t \Rightarrow P = 680,466t$$

➤ **En fibre supérieure**

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

$$M_{\text{min}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 159,185 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(81,606 - 11) \Rightarrow e_0 = -70,606 \text{ cm}$$

Donc : 9

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = -1.437 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -3.59 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

❖ **En fibre inférieure**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{min}} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right) = 7,661 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 17.95 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C V})$$

On peut disposer les 5 câbles à l'about, donc la mise en tension se fera par une seule famille des câbles, cinq câbles à l'about (intrados) leur mise en tension s'effectuera à **50 %**. Après le septième jour.

B) détermination du nombre de câbles ancrés en intrados

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

$$\text{Au 7^{eme} jour : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 13.91 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -1.99 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Au 14}^{\text{eme}} \text{ jour: } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 17.95 \text{MPa} \\ \overline{\sigma_{ts}} = -3.59 \text{MPa} \end{cases}$$

On prend 05 câbles :

$$P = 5 \times P_0 \times 0,94 = 2 \times 1,98 \times 0,9 = \mathbf{697,41 \text{ Mpa}}$$

$$\text{Au 7}^{\text{eme}} \text{ jour: } \begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = -1,622 \text{MPa} > -1.99 \text{MPa} \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ci}} = 23,71 \text{MPa} \leq 13.9 \text{MPa} \Rightarrow c.n.v \\ \text{ou } 8,017 \text{MPa} \leq 13.9 \text{MPa} \Rightarrow c..v \end{cases}$$

$$\text{Au 14}^{\text{eme}} \text{ jour: } \begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = 0.94 \text{MPa} > -3.59 \text{MPa} \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ci}} = 17.42 \text{MPa} \leq 17.95 \text{MPa} \Rightarrow c.v \end{cases}$$

Donc on peut tirer les cinq câbles à 100% à partir de 14 jours.

8.2.5. Principe de positionnement des câbles

On subdivise la moitié de la poutre en 3 zones :

Zone d'about : on les cinq es câble de telle sorte que le centre de gravité des (05) câble ou s'approche avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

Zone centrale : ou tous les câble sont placés à l'excentricité maximum (avec signe négatif) afin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respectant l'enrobage.

Zone intermédiaire : ou zone de relevage, ou les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about.

Positionnement des câbles : généralement les maximum des câbles est placé à l'about toute en respectant les conditions fixées par le règlement (c'est une avantage en point de vue économique et réalisation).

8.2.6. Distribution constructive des câbles :

8.2.6.1. La disposition des câbles à l'about :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la

précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about, nous avons une seule file d'ancrage à l'about, quatre (05) câbles disposés verticalement. [10]

Détermination de d, a', d'

Pour les ouvrages d'art.

D'après la condition fixe par document

SETRA

$$d \geq 16.5\text{cm} ; a' \geq 28\text{cm} ; d' \geq 16.5\text{cm}$$

- Pour N_1, N_4 et N_5

$$(P_1 + P_2). V' = P_2(a' + d) + P_1 \cdot d'$$

On prend: $a' = 93 \text{ cm}$

$$P_1 = P_2 \Rightarrow 2V' = a' + 2 \cdot d$$

$$d = \frac{2V' - a'}{2}$$

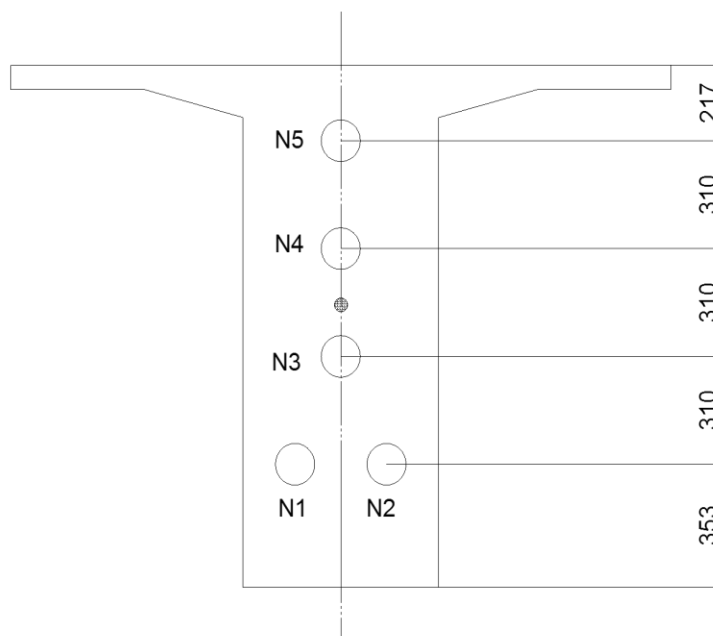
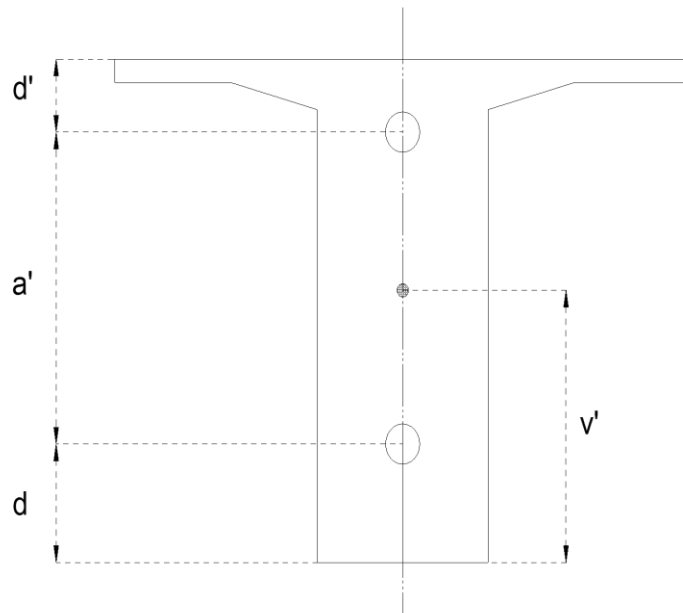
$$d = \frac{2 \times 81,606 - 93}{2} = 35,3 \text{ cm}$$

$$d' = 150 - (a' + d) = 21,17 \text{ cm}$$

- Pour N_2 et N_3 :

$$(P_1 + P_2). V' = P_2(a' + d) + P_1 \cdot d'$$

On prend: $a' = 31 \text{ cm}$



$$d = \frac{2V' - a'}{2}$$

$$d = \frac{2 \times 81,606 - 31}{2} = 66,106 \text{ cm}$$

$$d' = 150 - (a' + d) = 52,894 \text{ cm}$$

8.2.6.2. Disposition des câbles à mi travée :

a. Disposition constructive des câbles

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correcte et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure. [10]

➤ Groupement des câbles

Le nombre de conduites dans chaque paquet est limité.

$$\text{Sous horizontal: } \begin{cases} 2 \text{ si } \Phi \leq 5 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \Phi > 5 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Sens vertical: } \begin{cases} 3 \text{ si } \Phi \leq 5 \text{ cm} \\ 2 \text{ si } 5 \text{ cm} < \Phi < 10 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \Phi \geq 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

Φ : diamètre de la gaine.

Pour notre cas:

$$\Phi_{\text{gaine}} = 7,1 \text{ cm}$$

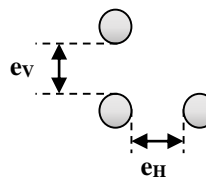
➤ Espacement des conduites

En section courante l'espacement (e_H : horizontal, e_v : vertical) des conduites.








Φ : diamètre de la gaine.

P : nombre de conduites accolées verticalement.

q : nombre de conduite accolés horizontalement.



Où des paquets de conduites doivent satisfaire aux conditions suivantes :

		$e_H \leq 5\text{cm}$	et	$e_V \leq 4\text{cm}$
		1	2	3
P \ q	q			
1	1	$e_H \geq \Phi$ $e_V \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 10\text{ cm}$ $e_H \geq \Phi$ $e_V \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_V > \Phi$ 
	2	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_V \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_V \geq 1.2 \Phi$  	$\Phi < 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_V \geq 1.2 \Phi$ 

Φ : diamètre de la gaine

Φ : 7,1 cm

$$e_h \geq 1,5 \Phi \implies e_h \geq 1,5 \times 8$$

$e_h \geq 14\text{cm}$ On prend : $e_h = 14\text{cm}$

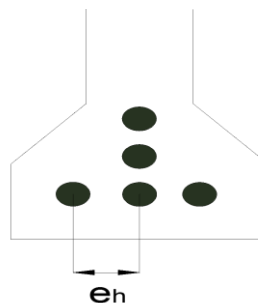


Figure.8.3 : disposition des câbles à mi travée

8.2.7. Les traces des câbles :

8.2.7.1. Équation et inclinaison des câbles d'about :

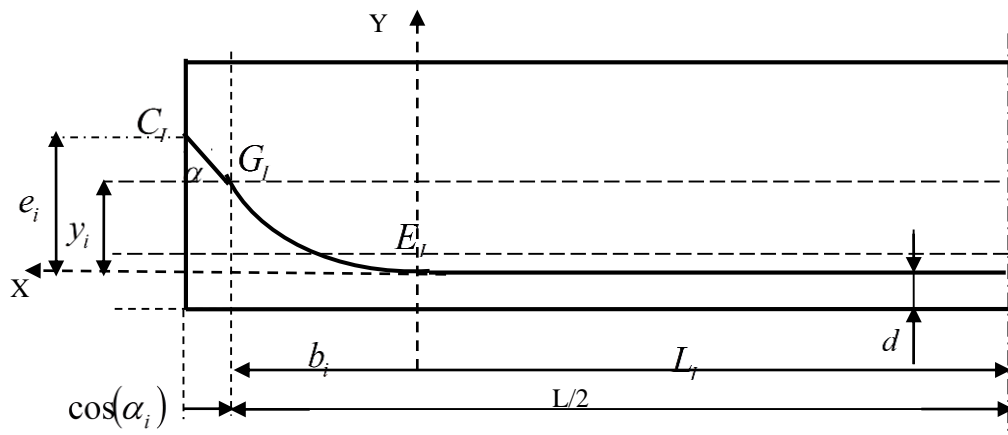


Figure.8.4: trace de câble à intrados

E_iG_i : tronçon parabolique.

G_iC_i : tronçon rectiligne.

E_i : point de relevage du câble.

α_i : angle d'inclinaison.

C_i : point d'ancrage du câble.

b_i : projection de la parabole sur l'horizontale.

Y_i : projection de la parabole sur la verticale.

C_iG_i : tronçon rectiligne sur **01** mètre afin de répartir la précontrainte convenablement, ce tronçon est incliné d'un angle (α) variant entre 2° à 20° pour limiter les pertes de précontrainte et l'effort tranchant (about) en suite le tronçon parabolique E_iG_i et puis redevenir rectiligne.

Au milieu de la travée, tous les câbles sont groupés dans le tronçon pour avoir un moment max, négatif puis ils sont relevés progressivement afin de ne pas créer de contrainte normale trop grandes en fibre inférieure et de diminuer l'effort tranchant.

- **Équation de la parabole :**

$$y^2 = a_i x^2 \quad \Rightarrow \quad \frac{d(y)}{d(x)} = 2a_i x \quad \text{Au point } G_i \quad \frac{d(y)}{d(x)}(G_i) = 2a_i b_i = \text{tg}(\alpha_i)$$

$$\text{Donc: } a_i = \frac{tg(\alpha_i)}{2b_i}$$

Calcul les angles α_i et les distances b_i :

(Selon le document de SETRA):

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

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

Comme les (L_i) forment une progression arithmétique de raison 1.5 (Principe de Guyon-Massonnet) donc en se fixe L_3 le 1^{er} câble au départ puis en calcul les autres afin de calculer les α_i .

$$\begin{cases} L_1 = L_2 = 13,45 - (1 + 4,425) = 8,01 \\ L_3 = 13,45 - (1 + 7,425) = 5,01 \\ L_4 = 13,45 - (1 + 9,425) = 3,01 \\ L_5 = 13,45 - (1 + 11,425) = 1,01 \end{cases}$$

Calcul de e_i :

$$\begin{cases} e_{1,2} = 35,3 - 11,4 = 24 \text{ cm} \\ e_3 = 67 - 11,4 = 55,6 \text{ cm} \\ e_4 = 98 - 23,9 = 74,1 \text{ cm} \\ e_5 = 130 - 36,4 = 55,6 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où:

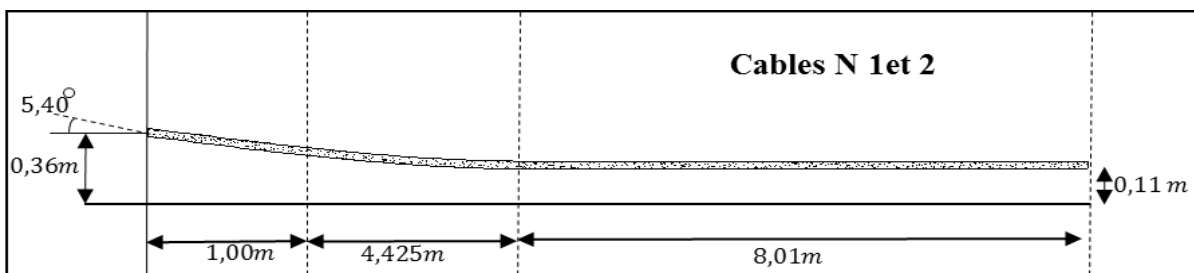
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg}(\alpha_{1,2}) = 0,085 \Rightarrow \alpha_{1,2} = 5,40\text{gr} \\ \text{tg}(\alpha_3) = 0,131 \Rightarrow \alpha_3 = 8,3\text{gr} \\ \text{tg}(\alpha_4) = 0,144 \Rightarrow \alpha_4 = 9,132\text{gr} \\ \text{tg}(\alpha_5) = 0,155 \Rightarrow \alpha_5 = 9,824\text{gr} \end{array} \right.$$

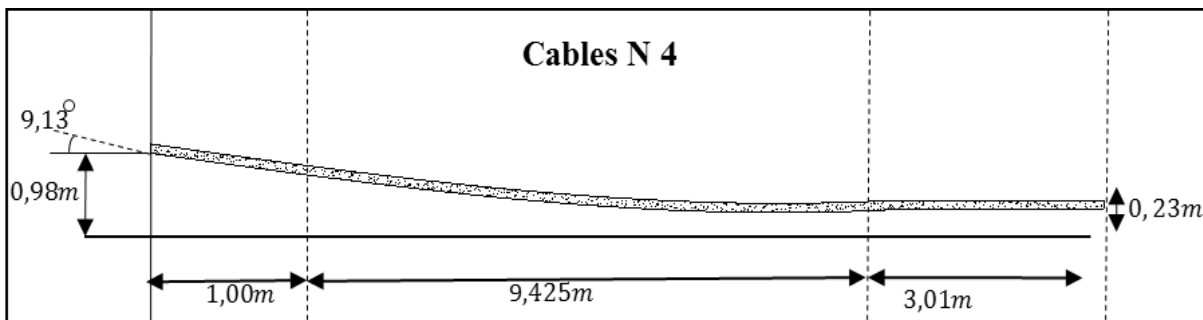
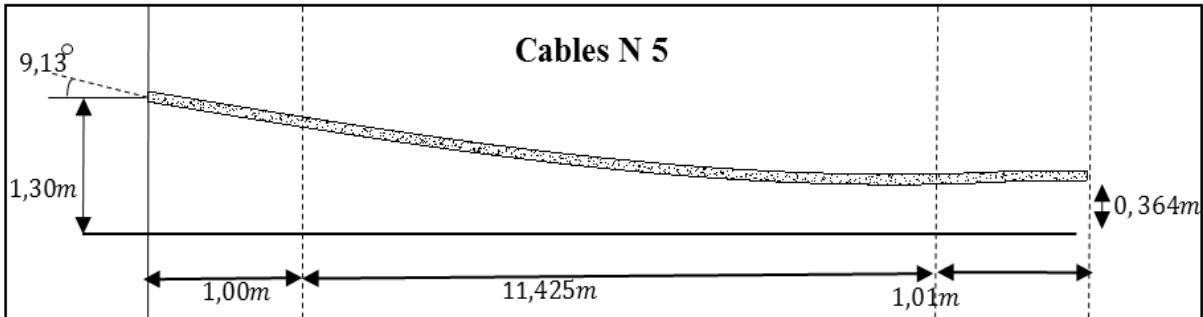
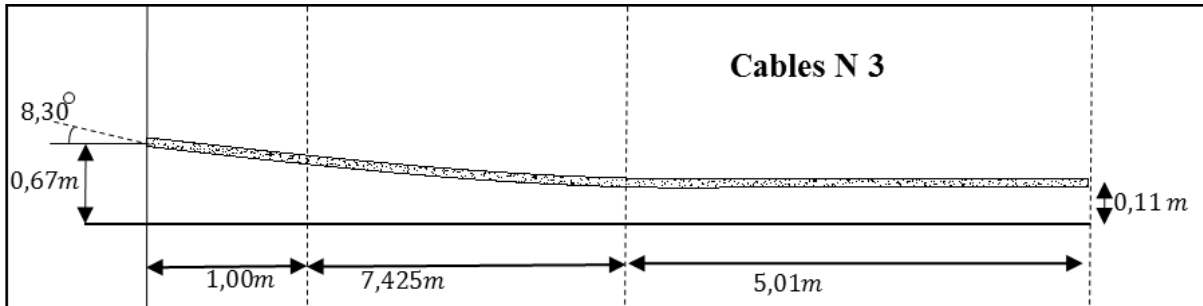
D'où:

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{1,2} = 4,975\text{m} \text{ et } a_{1,2} = 7,100 \times 10^{-3} \\ b_3 = 7,409\text{m} \text{ et } a_3 = 8,00 \times 10^{-3} \\ b_4 = 9,413\text{m} \text{ et } a_4 = 6,931 \times 10^{-3} \\ b_5 = 11,428\text{m} \text{ et } a_5 = 6,133 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

• Tableau récapitulatif :

N° des câbles	e_i (m)	d' (m)	α_i (gr)	$a_i \times 10^{-3}$	b_i (m)	l_i (m)
1	0,246	0,114	4,89	7,100	4,975	8,01
2	0,246	0,114	4,89	7,100	4,975	8,01
3	0,556	0,114	7,520	8,00	7,409	5,01
4	0,741	0,239	8,261	6,931	9,413	3,01
5	0,556	0,364	8,77	6,133	11,428	1,01





d. Longueur total du câble:

$$L_t = 2(L_r + L_c + L_d)$$

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_d : Longueur du tronçon droit du câble.

Les longueurs des câbles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble n°	L (m)	L_c (m)	L_i (m)	$L(total)$
1	1,003	4,3790	8,01	26,784
2	1,003	4,3790	8,01	26,784
3	1,108	7,2958	5,01	26,8276
4	1,010	9,2496	3,01	26,5392
5	1,012	11,2020	1,01	26,448

Tableau.8.2: Longueurs des câbles

8.2.8. Câble moyen fictif:

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peut être remplacée par leur résultante « P » appliquée en un point (E) de la section. L'ensemble des câbles peut être assimilé pour la section à un câble unique passant au point E tangent à 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 inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les sections suivantes :

Section	$y_i, \text{tg} \alpha_i$	Câble 1 et 2	Câble 3	Câble 4	Câble 5	Câble moy
Section d'appui $X = 0\text{m}$	y_i	0.36	0.67	0.98	1.30	0,734
	$\text{tg} \alpha_i$	0,076	0,118	0,130	0,138	0,094
	α_i	4,89	7,520	8,261	8,77	6,86
	y_i	0.253	0,563	0,873	1,183	0,625

Section à 1m de l'appui (câbles 1, 2, 3,4et 5)	tg α_i	0,070	0,118	0,130	0,082	0,094
	α_i	4,49	7,520	8,261	5,27	6,0062
Section à $\frac{L}{4}$ (6,425m) de l'appui (avec les câbles 1, 2, 3,4 et 5)	y_i	0,114	0,158	0,435	0,745	0,3132
	tg α_i	0	0,0118	0,053	0,183	0,0495
	α_i	0	0,757	3,370	6.553	2,136
Section à (10m) de l'appui (avec les câbles 1, 2 ,3,4 et 5)	y_i	0,114	0,114	0,239	0,420	0,2502
	tg α_i	0	0	0	0,1723	0,1723
	α_i	0	0	0	0,623	0.1246
Section médiane X =0,5L=16.7	y_i	0,114	0,114	0,23	0,364	0,164
	tg α_i	0	0	0	0	0
	α_i	0	0	0	0	0

Tableau 8.3. Position de câble moyen.

8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

❖ Composante de la précontrainte à la section d'appui

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum_i P_i \sin \alpha_i = P \sum_i \sin \alpha_i \\ N = \sum_i P_i \cos \alpha_i = P \sum_i \cos \alpha_i \end{cases}$$

Appelons Z_i la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ($Z_i = y_i$).

$$\sum M /_{\text{fibreinfer}} = N.Z \Rightarrow \sum_i Z_i \cdot P \cos \alpha_i = N.Z \Rightarrow Z = \frac{\sum_i Z_i \cos \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i}$$

	X=0 m				X=1 m			
N°câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05
α_{gr}	5,405	8,300	9,132	9,824	5,405	8,300	9,132	9,824
$\sin \alpha$	0,084	0,130	0,142	0,153	0,084	0,130	0,142	0,153
$\cos \alpha$	0,996	0,991	0,989	0,988	0,996	0,991	0,989	0,988
$Z_i(m)$	0,36	0,67	0,98	1,30	0,253	0,563	0,873	1,183
$Z_i \cos \alpha$	0,3586	0,6640	0,9692	1,2844	0,2520	0,5579	0,8634	1,1688
$Z_i^2 (m^2)$	0,1296	0,4489	0,9604	1,6900	0,0640	0,3170	0,7621	1,3995
$Z(m)$	0,990				0,970			

	X=6,425 m				X=10			
N°câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05
α_{gr}	0	9,768	10,396	10,582	0	0	0	10,864
$\sin \alpha$	0	0,152	0,162	0,165	0	0	0	0,169
$\cos \alpha$	1	0,988	0,986	0,982	1	1	1	0,985
$Z_i(m)$	0,114	0,158	0,435	0,745	0,114	0,114	0,239	0,420
$Z_i \cos \alpha$	0,114	0,1561	0,4289	0,7316	0,114	0,114	0,239	0,4137
$Z_i^2 (m^2)$	0,0130	0,0250	0,1892	0,5550	0,0130	0,0130	0,0571	0,1711
$Z(m)$	0,857341				0,306419			

	X=L/2			
N° câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05
α gr	0	0	0	0
$\sin \alpha$	0	0	0	0
$\cos \alpha$	1	1	1	1
$Z_i (m)$	0,114	0,114	0,23	0,364
$Z_i \cos \alpha$	0,114	0,114	0,23	0,252
$Z_i^2 (m^2)$	0,0130	0,0130	0,0529	0,1325
$Z (m)$	0,2055			

Tableau.8.4: Les distances du point d'application

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques des sections particulières, en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_g^2$$

Le moment d'inertie de la gaine, par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_g^2}{4} \sum_i Z_i^2 \quad S_{(\Delta)} = \sum B \cdot Z_i \text{ (Pour les trous des gaines).}$$

Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre :

- **A x=0,00m :**

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10234	197,85	10063,15	15688	197,85	15490,15
$Z(cm)$	/	99,0	/	/	99,0	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	854533	19587,15	834945,85	1746262	19587,15	1726674,8
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	93627698,1	1278395,9	92349302,6	239756720,2	1278395,9	238478324

Tableau 8.5. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=0.00m.

- **A x=1,00m :**

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10234	197,85	10036,15	15688	197,85	15490,15
$Z(cm)$	/	97.0	/	/	97.0	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	854533	19191,45	835341,55	1746262	19191,45	1727070,5
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	93627698.1	1006676,5	92621021,6	23975672	1006676,5	238750043,6

Tableau 8.6. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=1.00m$

- A $x=6,425m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(cm)$	/	85,734	/	/	85,734	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	538110,64	16962,471	521148,168	1429839,6	16962,47	1412877,1
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	62717757,8	309700,38	62408057,4	208846779,8	309700,3	208537079,4

Tableau 8.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=6.425m$

- A $x=10m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(cm)$	/	30,6419	/	/	30,6419	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	538110,6	6062,499	532048,1001	1429839,6	6062,499	1423777,1
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	62717757,8	100655,03	62617102,76	208846779,8	100655,0	208746124,8

Tableau 8.8. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=10m$

- A $x=L/2 m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(\text{cm}^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(\text{cm})$	/	20,55	/	/	20,55	/
$S_{\Delta}(\text{cm}^3)$	538110,6	4065,8175	534044,7825	1429839,64	4065,817	1425773,823
$I^{(\Delta)}(\text{cm}^4)$	62717757,8	83709,69	62634048,11	208846779,8	83709,69	208763070,1

Tableau 8.9. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=L/2m$

b. Les caractéristiques des différentes sections nettes:

$$v' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \quad , \quad v = h - v'$$

$$I_G = I^{(\Delta)} - B.v'^2 \quad , \quad \rho = \frac{I_G}{B.v.v'}$$

$$e_p = Z - v'$$

Les caractéristiques des différentes sections nettes sont illustrées dans le tableau suivant:

Section		B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)	h(cm)
d'about	p seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	41,11	15,99	150
	p+h	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	40,59	-12,49	177
À 1 m de l'about	p seule	10063,15	83,010	66,990	23279363,65	41,60	13,99	150
	p+h	15490,15	111,495	65,505	46190727,9	40,83	-14,49	177
À 6.425m	p seule	6396,15	81,478	68,522	19945730,38	55,85	4,26	150
	p+h	11850,15	119,229	57,771	40081677,66	49,11	-33,49	177
À 10.00m	p seule	6396,15	83,183	66,817	18359982,34	51,65	-52,54	150
	p+h	11850,15	120,148	56,852	37681519,61	46,55	-89,51	177
À L/2 m	p seule	6396,15	83,495	66,505	18044126,09	50,80	-62,94	150
	p+h	11850,15	120,317	56,683	37218322,33	46,05	-99,77	177

- **Fuseau limite :**

Le fuseau limite est la zone où on doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Il est limité par deux courbes, il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des deux courbes où les fuseaux limitent. Ce domaine est donné par la formule

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

Suivant :

$$-a' = \text{SUP} \begin{cases} \sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} - c' \\ -\sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} + c \end{cases} \quad a = \text{INF} \begin{cases} \sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} - c' \\ -\sigma_T \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} + c \end{cases}$$

$$C' = v' \times \rho, \quad C = v \times \rho, \quad \sigma_t = -2.7 \text{MPa} \quad \sigma_c = 21 \text{MPa} \quad P = K \cdot P_0 \cdot \sum \cos(\alpha_i)$$

$$P_0 = 144,782 \text{t} \quad K = 0,7 (\text{coef de perte})$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
$v'(cm)$	111,495	119,229	120,317
$v(cm)$	65,505	57,771	56,683
$\rho(\%)$	40,59	49,11	46,05
$C(cm)$	26,5884795	28,3713381	26,1025215
$C'(cm)$	45,2558205	58,5533619	55,4059785
$I(cm^4)$	45919008,56	40081677,66	37218322,33
$\sum \cos \alpha_i$	3,964	3,956	4
$P(t)$	430,038	429,176	433,944
$M_{\min}(t.m)$	0	325,440	433,915
$M_{\max}(t.m)$	0	588,480	696,693
$-a'(cm)$	-89,94	-102,200	-96,25

$-a'-M_{\min} / p(cm)$	-89,940	-75,590	-102,77
a	77,93	52,97	47,145
$a - M_{\max} / p(cm)$	77,930	-30,99	-88,220
$e_p(cm)$	-12,49	-33,49	-99,77
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

8.3. Les pertes et des chutes des tensions :

8.3.1 Introduction :

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, chutes de tension et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension, ces pertes et chutes sont les suivantes :[5]

✓ Pertes instantanées :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

✓ Pertes différées :

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

8.3.2. Les pertes instantanées :

a) Pertes par frottement :

On distingue deux types de frottement :

- ✓ **Frottement en courbe** : le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.

- ✓ **Frottement en lignes droites** : à cause des défauts de la réalisation en pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, donc elle présente des courbures d'où l'existence de frottement.

La tension en un point est donnée par :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot L_x}$$

Avec :

σ_{P_0} : Tension à l'origine : $\sigma_{P_0} = 1476 \text{ Mpa}$

f : Coefficient de frottement uniforme (rd^{-1}) = 0.18 rd^{-1} .

φ : Coefficient de frottement par unité de longueur (m^{-1}) = 0.002 m^{-1} .

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

La perte par frottement est donc : $\Delta\sigma_\varphi(L_x) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(L_x)$

sections	0.00	0,25 L	10 m	0.5 L
Abscisse (m)	0	6,425	10 m	20
Câble n°1	0	0,076	0,076	0,076
Câble n°2	0	0,076	0,076	0,076
Câble n°3	0	0,106	0,118	0,118
Câble n°4	0	0,076	0,129	0,129
Câble n°5	0	0,034	0,127	0,137

Tableau 8.11. Différentes valeurs de $\alpha(\text{rd})$

Abscisse (m)	0.00	0,25 L	10 m	0.5 L
Câble n°1	0	6,967	3,392	13,392
Câble n°2	0	6,967	3,392	13,392
Câble n°3	0	6,988	3,413	13,413
Câble n°4	0	7,142	3,269	13,269
Câble n°5	0	7,076	3,224	13,224

Tableau 8.12. Les longueurs L_x en (m).

- **Exemple de calcul :**

à $x = 6,425m$ pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.076rd$$

$$Lx = 6,967m$$

$$\sigma_p(0.25L) = 1476 \times e^{-0,18 \times 0,076 - 0,002 \times 6,967} = 1435,8MPa$$

$$\Delta\sigma_p(5) = \sigma_{p0} - \sigma_p(5) = 1476 - 1435,8 = 40,200MPa$$

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

sections	0.00	0.25L	10m	0.5L
Câble n°1	0	40,2007	29,8979	58,5326
Câble n°2	0	40,2007	29,8979	58,5326
Câble n°3	0	47,9931	40,8495	69,2674
Câble n°4	0	40,7031	43,2757	71,6456
Câble n°5	0	29,6202	42,6308	73,5402
Valeur moy	0	39,7435	37,3104	66,3037

Tableau 8.13. Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPA).

b) Les pertes par recul d'ancrage :

Après la mise en tension on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

$$d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \left(\frac{f \cdot \alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec : g : l'intensité du recul d'ancrage : $g = 6mm$

E_p : Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000MPa$.

L : longueur du câble en (m).

σ_{p0} : tension à l'origine : $\sigma_{p0} = 1476 \text{Mpa}$

f, φ : Coefficients de frottement ($f = 0.18 \text{rd}^{-1}$, $\varphi = 0.002 \text{m}^{-1}$).

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

Si $d \leq \frac{L}{2}$ il faut tirer le câble de deux ses extrémités afin d'obtenir une tension plus élevée.

Si $d > \frac{L}{2}$ (l'influence de glissement dépasse le mi travée de la poutre) il faut tirer le câble d'une seule extrémité.

N° câble	α^{rd}	L (m)	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	d (m)
1	0,076	26,784	0,00251	17,7684
2	0,076	26,784	0,00251	17,7684
3	0,118	26,8276	0,00279	16,8505
4	0,129	26,539	0,00287	16,6049
5	0,137	26,448	0,00293	16,4414

Tableau 8.14. Calcul de la longueur du câble.

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

$$\Delta\sigma' = 2\sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thales »appliqué au diagramme des tensions.

$$\Delta\sigma'_{\text{recul}} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right).$$

Avec :

$$\Delta\sigma' = 142,919 \text{Mpa} \quad \text{Pour câble (1).}$$

$$\Delta\sigma' = 144,848 \text{Mpa} \quad \text{Pour câble (2).}$$

$$\Delta\sigma' = 150,779 \text{Mpa} \quad \text{Pour câble (3).}$$

$\Delta\sigma' = 148,286\text{Mpa}$ Pour câble (4).

$\Delta\sigma' = 172,565\text{Mpa}$ Pour câble (5).

• **Exemple de calcul :**

à $x = 6,425\text{m}$ pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.076\text{rd}$$

$$Lx = 6,967\text{m}$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1476 \times 17,7684 \left(0.18 \frac{0,076}{26,784} + 0.002 \right) = 131,6946\text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 131,6946 \times \left(1 - \frac{6,425}{17,7684} \right) = 84,0742\text{Mpa}$$

• A $X = 10\text{ m}$ pour le câble n°5 :

$$Lx = 10\text{m}$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1476 \times \left(0.18 \frac{0,137}{16,4414} + 0.002 \right) = 142,3238\text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 142,3238 \times \left(1 - \frac{10,425}{16,4414} \right) = 52,08045\text{Mpa}$$

sections	0.00	0.25L	10m	0.5L
Câble n°1	131,6946	84,0742	54,42722	32,192
Câble n°2	131,6946	84,0742	54,42722	32,192
Câble n°3	138,8680	85,9185	52,95388	28,23039
Câble n°4	140,9224	86,3947	52,44747	26,98707
Câble n°5	142,3238	86,7062	52,08045	26,11115
Valeur moy pour 5 câbles	137,10068	85,43356	53,267248	29,142522

Tableau 8.15. Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.

c) Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Lorsque, dans un même élément plusieurs câbles sont tendus successivement le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension du $j^{\text{ème}}$ Câble provoque un raccourcissement du béton au droit des autres câbles tendus auparavant, ce qui entraîne une diminution de leur force de précontrainte.

La mise en tension des câbles se fera pour une seule famille en deux phases :

La 1^{ère} phase : elle constituée de 5 câbles ancrée à l'about, leur tirage à 50% lorsque la résistance à la compression du béton attend au moins 25 MPA.

La 2^{ème} phase : elle constituée de 5 câble ancrée à l'about, leur tirage à 100% lorsque la résistance à la compression du béton attend au moins 40 MPA

c.1) les pertes de câble :

- **Sous l'effet d'elles-mêmes :**

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension (raccourcissement élastique), la perte est donnée par la formule suivante :

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

n : le nombre des câbles.

E_p : module d'élasticité longitudinale de câble.

σ_{bn} : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de langue durée.

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

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1050 \text{ mm}^2$ pour 7T15.

I_G, B : moment d'inertie et aire de la section nette (poutre seule).

M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre.

e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section considérée.

$\sigma_{p_i}(x)$: Contrainte normale du câble après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0}(x) - [\Delta\sigma_{pf}(x) + \Delta\sigma_{pg}(x) + \Delta\sigma_{pracc}(x)] \dots \dots \dots (3)$$

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

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

Pour « n=5 » :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{2E_p}{5E_{ij}} \times \frac{M_g.e_p}{I_G} + \frac{2E_p}{5E_{ij}} \times \frac{n.A_p [\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{pf} - \Delta\sigma_{pg}(x)]}{B} \left[1 + \frac{B.e_p^2}{I_G} \right]$$

• **Exemple de calcul :**

Pour Section d'about :

$$B = 10063,15 \text{ cm}^2, \quad I = 23007644,33 \text{ m}^4, \quad e_p = 1.6 \text{ cm}, \quad A_p = 9.73 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPA}, \quad M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0) = \frac{(2)1.95.10^5}{5(35981,73)} \cdot \frac{4(9.73)(1476 - 0 - 137,10068)}{23007644,33} \left[1 + \frac{10063,15(15,99)^2}{23007644,33} \right]$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{p_i}(0) = 14,625 \text{ MPa}$$

Section	X=0.00 m	X=6,425 m	X=L/2 m
B (cm²)	10063,15	6396,15	6396,15
I_G (cm⁴) d	23007644,33	19945730,38	18044126,09
M_g (t.m)	0	119,373	159,162
e_p (cm)	15,99	4,26	-62,94
Δσ_{pf}(MPA)	0	39,7435	66,3037
Δσ_{pg}(MPA)	137,10068	85,43356	29,142522
Δσ_{pra}(x)(7T15)	14,6257	21,0023	51,3058

Tableau 8.16. Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections

❖ pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_0(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{p_i}(x)$$

Les pertes instantanées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0,000	10,000	20,000
Câble n°1	146,3203	145,2772	142,0304
Câble n°2	146,3203	145,2772	142,0304
Câble n°3	153,4937	154,9139	148,80359
Câble n°4	155,5481	148,1001	149,93847
Câble n°5	156,9495	137,3287	150,95715
Valeur moy .pour 5 câbles	151,72638	146,17942	146,752002

Tableau 8.17. Pertes instantanées totales aux différentes sections.

La perte initiale probable pour chaque câble et aux différentes sections est répertoriée dans le tableau ci-après :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	10	20
Câble n°1	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°2	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°3	1322,5063	1321,0861	1327,19641
Câble n°4	1320,4519	1327,8999	1326,06153
Câble n°5	1319,0505	1338,6713	1325,04285
Valeur moy .pour 5 câbles	1324,27362	1329,82058	1329,247998

Tableau 8.18. La tension probable dans différentes sections

8.3.3. Les pertes différées :

Elles sont dues à évaluation dans le temps de l'état de déformation et de contrainte des matériaux, en présence, retrait, fluage du béton et relaxation des aciers. [5]

a. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, qu'a pour conséquence de détendre les armatures, donc chute de tension.

La perte de tension engendrées par le retrait est donnée par :

$$\Delta\sigma_\gamma = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)] E_p$$

$$\text{Avec : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \quad r_m = \frac{B}{p}$$

ε_r : Retrait final pris égale à 3.10^{-4} pour le nord algérien.

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p=195000\text{MPa}$).

r_m : Rayon moyen de section du béton en (cm).

B, P : aire et périmètre de la section nette.

t_0 : le jour de la mise en tension des câbles.

t : le jour où nous voulons déterminer les pertes.

- **Pertes dans les câbles:**

Il y'a trois phases pour cette famille des câbles :

- De 14^{ème} jours au 28^{ème} jour :

La mise en tension à 100% des câbles au 14^{ème} jour jusqu'au 28^{ème} jour.

La section considérée est de la poutre seule.

a) Pour la section d'about (x=0.00) : B=10063,15cm² et P= 690 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10063,15}{690} = 14,584\text{cm}$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}}\text{jours} \quad r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 14,584} = 0.0963$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 14,584} = 0,175$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0,175 - 0,0963] \times 195000 = 4,603 \text{ MPa}$$

b) Pour les autres sections (x=6,425, x=L/2 m) : B=6396,15cm² et P= 737,486cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{6396,15}{737,486} = 8,672 \text{ cm}$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 8,672} = 0,152$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 8,672} = 0,264$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0,264 - 0,152] \times 195000 = 6,552 \text{ MPa}$$

▪ De 28^{ème} jours au 63^{ème} jours :

La mise en tension 100% des câbles aux 28^{ème} jours.

La section considérée est de la poutre seule.

c) Pour la section d'about (x=0.00) : B=10063,15cm² et P= 690 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10063,15}{690} = 14,584 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 14,584} = 0,175$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 14,584} = 0,324$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0,324 - 0,175] \times 195000 = 8,716 \text{ MPa}$$

d) Pour les autres sections (x=6,425 x= L/2m) : B=6396,15cm² et P= 737,486cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{6396,15}{737,486} = 8,672 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 8,672} = 0,264$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours} \quad r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 8,672} = 0,445$$

Donc : $\Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [0,445 - 0,264] \times 195000 = 10,588 MPa$

- Après le 63^{ème} jour :

Après le coulage de la dalle, la section considérée est de 'poutre + hourdis'.

e) Pour la section d'about (x=0.00) : B=15490,15cm² et P= 744 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{15490,15}{744} = 20,82cm$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 20,82} = 0,251$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

Donc : $\Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,251] \times 195000 = 43,816 MPa$

f) Pour les autres sections (x=6,425m, x=L/2 m) : B=11850,15cm² et P= 791,486 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{11850,15}{791,486} = 14,972cm$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 14,972} = 0,318$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

Donc : $\Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,318] \times 195000 = 39,897 MPa$

- **La perte moyenne due au retrait pour l'ensemble des câbles :**

Par exemple pour x=6,425m :

$$\Delta\sigma_r^m = \frac{5(57,037)}{5} = 57,037 MPa$$

Et en fin, on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Abcisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
moyenne	57,135	57,037	57,037

Tableau 8.19. Les pertes dues au retrait du béton en (MPa).

a. Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

- ❖ à relaxation normale, RN.
- ❖ à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, faite choisir en général les aciers TBR.

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

$\rho_{1000} = 2.5\%$: Valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1860$ MPA : Contrainte de la rupture garantie.

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	10	20
Câble n°1	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°2	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°3	1322,5063	1321,0861	1327,19641
Câble n°4	1320,4519	1327,8999	1326,06153
Câble n°5	1319,0505	1338,6713	1325,04285
Valeur moy .pour 5 câbles	1324,27362	1329,82058	1329,247998

➤ Exemple de calcul :

Pour le 1^{er} câble à la section d'abscisse $x = 6,425$ m :

$$\Delta\sigma_{pi}(10) = 1329,6797 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_p(10) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1329,6797}{1860} - 0.43 \right] \times 1329,6797 = \text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_p(10) = 56,8202 \text{ Mpa}$$

De même façon, on détermine les pertes de tension dues à la relaxation des aciers de chaque câble aux différentes sections.

Les valeurs des pertes sont représentées sur le tableau suivant :

Section		X=0.00 m	X=L/4 m	X=L/2 m
Câble n°1	$\sigma_{pi}(x)$	1329,6797	1330,7228	1333,9696
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	56,8202	56,9767	57,4650
Câble n°2	$\sigma_{pi}(x)$	1329,6797	1330,7228	1333,9696
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	56,8202	56,9767	57,4650
Câble n°3	$\sigma_{pi}(x)$	1322,5063	1321,0861	1327,19641
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,7486	55,5374	56,4483
Câble n°4	$\sigma_{pi}(x)$	1320,4519	1327,8999	1326,06153
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,4432	56,5535	56,2786
Câble n°5	$\sigma_{pi}(x)$	1319,0505	1338,6713	1325,04285
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,2353	58,1751	56,1266
Valeur moyenne totale		56,0135	56,8439	56,7567

Tableau 8.20. Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPa).

b. Pertes dues au fluage du béton :

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L 91 est donnée par la formule suivante :

[1]

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b(x) + \sigma_M(x)) \frac{E_P}{E_{bij}} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma_M(x)$: Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées).
 $\sigma_b(x)$ Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes).
 } Au niveau du câble moyen.

Avec :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p}{B} \cdot [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) : \text{Les pertes différées totales}$$

La simplification de l'expression (1) nous donne :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_P}{E_{bij}} \times \left(2\sigma_M(x) - n \cdot \frac{A_p}{B} \left[\Delta\sigma_{pr}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) \right] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \right)$$

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1181,5 \text{ mm}^2$

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

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

n : le nombre des câbles.

e_p : Excentricité du câble équivalent.

$\Delta\sigma_{pre}$; $\Delta\sigma_{pp}$: pertes moyennes dues au retrait du béton ; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

$$E_P = 195000 \text{ MPA}, \quad E_{bij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{41} = 37930,389 \text{ MPA}.$$

Des mêmes étapes de calcul, on obtient le tableau suivant donnant la perte moyenne aux différentes sections :

Section	X=0.00 m	X=L/4 m	X=L/2 m
B (cm ²)	15490,15	11850,15	11850,15
I _G (cm ⁴)	45919008,56	40081677,66	37218322,33
e _p (cm)	-12,49	-33,49	-99,77
M _g (t.m)	0	207,12	274,159
n (câbles)	5	5	5
$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1324,27362	1329,82058	1329,247998
$\sigma_M(x)$ (MPa)	4,518	7,270	18,752
$\Delta\sigma_{pre}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x)$ (MPa)	103,812	104,406	104,334
$\Delta\sigma_{pfl}$ (MPa)	47,1099	75,7051	193,5714

Tableau 8.21. Les pertes dues au fluage du béton en (MPa).

g) Les pertes différées totales :

Les pertes différées totales sont données par la formule

$$\text{On a: } \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_\gamma + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Les pertes différées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
Câble n°1	151,5951	180,2227	298,4959
Câble n°2	151,5951	180,2227	298,4959
Câble n°3	150,7021	179,0233	297,6487
Câble n°4	150,4476	179,8700	297,5073
Câble n°5	150,2743	181,2214	297,3806
Valeur moyenne totale	150,9228	180,1120	297,9057

Tableau 8.22. Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPa).

• **les pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{p_i, total} (MPa) = \Delta\sigma_{p_i, ins\ tan\ t} (MPa) + \Delta\sigma_{p_i, différ} (MPa)$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	6,425	13.435
$\Delta\sigma_{p_i \text{ ins tan } i} (MPa)$	151,72638	146,17942	146,7520
$\Delta\sigma_{p_i \text{ différ}} (MPa)$	150,9228	180,1120	297,9057
$\Delta\sigma_{p_i \text{ total}} (MPa)$	302,6492	326,2914	444,6577

Tableau 8.23. Les pertes totales moyennes dans les différentes sections.

Pourcentage des pertes totales :

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{p_i \text{ total}}}{\sigma_{p_0}} \times 100$$

σ_{p_0} : Tension à l'origine. ($\sigma_{p_0} = 1488 \text{ Mpa}$)

sections	0.00L	0.25L	0.5L
sections	0.00	6,425	13 ,435
Abcisse (m)	302,6492	326,2914	444,6577
$\Delta\sigma_{p_i \text{ total}} (MPa)$	20,5047	22,1065	30,1259

Tableau 8.24. La tension finale probable dans différentes sections.

- **Conclusion :**

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,5L$ (30,125%, le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 32% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

8.4. Vérification des contraintes normales :

Comme l'exécution de l'ouvrage est effectuée en plusieurs phases de construction et de mise en service, la vérification des contraintes normales engendrées par les sollicitations extérieure et le précontraint est nécessaire durant l'exécution de chaque phase.

On aura donc à faire des vérifications des contraintes au niveau des fibres extrêmes pour chaque phase d'exécution de la poutre.

- **1^{ère} phase :**

Coffrage puis bétonnage de la poutre, aucune vérification ne sera faite étant donné que la poutre n'est pas sollicitée.

- **2^{ème} phase (à 14^{ème} jour) :**

Mise en tension des (05) câbles ancrés à l'about, tirée à 100 % de la précontrainte, la section résistante est de la poutre seule, les contraintes seront engendrées par le poids propre de la poutre seul et la précontrainte, on tient compte seulement des pertes instantanées.

- **3^{ème} phase (à 28^{ème} jour) :**

La mise en tension des cinq (05) câbles est de 100 % du précontraint en estimant que 20 % des pertes différées sont consommées.

- **4^{ème} phase (à 56^{ème} jour) :**

Coulage de la dalle, la section résistante est celle de la poutre seule vu que l'hourdis n'aurait pas atteint encore son durcissement suffisant.

Les contraintes seront engendrées par :

- le poids propre de la poutre + hourdis.
- La précontrainte :
 - Force de précontrainte de 05 câbles.
 - Pertes instantanées des câbles (pour 05 câbles) +40% des pertes différées

- **5^{ème} phase (à 84^{ème} jours) :**

Mise en place de la superstructure (revêtement, corniche, glissière...).

- Les contraintes seront engendrées par :
- Le poids propre du tablier.
- La précontrainte.
 - Force de précontrainte des 05 câbles.
 - les Pertes totales.

- **6^{ème} phase (mise en service) > 90^{ème} jour :**

Vérification de l'ouvrage en service en classe **II**, les contraintes de traction sont tolérées, mais elles ne doivent pas dépasser les contraintes limites de cette classe.

Les contraintes seront engendrées par :

- Poids propre du tablier + Surcharges.

- Précontrainte des câbles.

a) Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L) :

La précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques :

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{p2} = 0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma_j$$

σ_{p0} : Tension à l'origine.

$\Delta\sigma_j$: Somme des pertes à l'âge considéré.

b) Les conditions limites des contraintes :

La classe de vérification est la classe II :

	La phase	En construction	En exploitation
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	$-f_{t28}$
	Hors section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	$-1,5f_{t28}$
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0,6.fcj$	$0,6fc28$

Dans les six premières phases (phases de construction) on va vérifier en fibre supérieure (hors la section d'enrobage) la contrainte de traction, et en fibre inférieure la contrainte de compression.

Dans la 7^{ème} phase (phase de la mise en service) on va vérifier en fibre supérieure la contrainte de compression, et en fibre inférieure (section d'enrobage) la contrainte de traction.

c) Les valeurs de f_{cj} , f_{tj} :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Avec : $f_{c28} = 35\text{Mpa}$

Jour	7	14	28
f_{cj} [MPa]	23,18	29,91	35
f_{tj} [MPa]	1,99	2,39	2,7

d) Les contraintes normales admissibles à chaque phase :

Phase	2	3	4	5	7
$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	-4.415	-4,59	-4,59	-4,59	24.6
$\bar{\sigma}_I(\text{MPa})$	23.428	24.6	24.6	24.6	-3.06

8.4.1. La vérification des contraintes :

$$P_1 = \sigma_{p1} \times A_p \dots\dots\dots (1)$$

$$P_2 = \sigma_{p2} \times A_p \dots\dots\dots (2)$$

Pour les six premières phases on utilise P₁ (La force qui donne le cas le plus défavorable sur ces phases).

Pour la 7^{ème} phase on utilise l'équation P₂.

- Pour les six premières phases :

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B} + \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{Mn} \cdot V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{TS}$$

$$\sigma_I = \frac{N_1}{B} - \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{Mn} \cdot V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{CS}$$

- Pour la phase sept (07) :

$$\sigma_s = \frac{N_2}{B} + \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{CS}$$

$$\sigma_I = \frac{N_2}{B} - \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{TI}$$

Avec : $N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i$; $N_2 = P_2 \times \sum \cos \alpha_i$

• **Exemple de calcul :**

- **La phase N° 03 :**

Pour **x=0.00m** :

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_{28}$$

$\sigma_{28} = 181,910\text{MPa}$ (Pertes instantanées totales de la 1^{ère} famille plus 20% de ces pertes différées)

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1476 - 0,8 \times 181,910 = 1359,992\text{MPa}.$$

$$P_1 = A_p \cdot \sigma_{p1} = 1359,992 \times 973 = 1323272216\text{N}$$

$$N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i = 1323272216 \times 3,964 = 5,245\text{MN}$$

$$B = 10063,15\text{cm}^2, M_{min} = 0\text{t.m}$$

$$\sigma_i = \frac{5,245 \times 10^4}{10063,15} - \frac{5,245 \times 15,99 \times 83,010}{23007644,3} \times 10^4 = 2,186\text{Mpa} \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.59\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{5,245 \times 10^4}{10063,15} - \frac{5,245 \times 15,99 \times 66,99}{23007644,3} \times 10^4 = 7,654\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{CS}} = 24.6\text{Mpa}$$

$$\sigma_i = 2,186\text{Mpa} \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.59\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{(C. vérifier).}$$

$$\sigma_s = 7,654\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{CS}} = 24.6\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{(C. vérifier).}$$

- La section d'about (x=0.00 m) :

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	15,99
poutre+hourdis	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	-12,49

Tableau 8.25. Caractéristiques géométriques de la section à x=0.00m.

Les résultats de vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M _{min} (t.m)	0	0	0	0	0
M _{max} (t.m)	/	/	/	/	/
Δσ _p (MPa)	151,726	181,910	212,095	302,649	302,649
Σ cos α _i	3,964	3,964	3,964	3,964	3,964
σ _{p1}	1384,139	1359,99 2	1335,844	1263,401	/

σ_{P2}	/	/	/	/	1083,301
N(MN)	5,339	5,245	5,152	4,873	4,178
σ_S (MPA)	7,791	7,655	7,519	4,014	3,442
σ_i (MPA)	2,225	2,186	2,148	1,668	1,430
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- La section d'abscisse $x=6,426m$:

Section	B (cm ²)	V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	6396,15	81,478	68,522	19945730,38	4,26
poutre+hourdis	11850,15	119,229	57,771	40081677,66	-33,49

Tableau 8.26. Caractéristiques géométriques de la section à $x=13,435m$.

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{min} (t.m)	119,373	119,373	207,12	207,12	325,440
M_{max} (t.m)	/	/	/	/	522,521
$\Delta\sigma_p$ (MPA)	146,17942	182,201	218,224	254,247	444,658
$\Sigma \cos\alpha_i$	3,956	3,956	3,956	3,956	3,956
σ_{P1}	1388,576	1359,75 9	1330,941	1302,123	/
σ_{P2}	/	/	/	/	912,891
N(MN)	5,345	5,234	5,123	5,012	3,514
σ_S (MPA)	13,282	13,007	12,765	6,679	8,411
σ_i (MPA)	6,744	6,603	6,421	-12,003	1,830
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.27. Vérification des contraintes à $x=6.425m$.

- La section d'abscisse $x=20m$:

Section	B (cm ²)	V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	6396,15	83,495	66,505	18044126,09	-62,94
poutre+hourdis	11850,15	120,317	56,683	37218322,33	-99,77

Tableau 8.28. Caractéristiques géométriques de la section à x=20m

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{min} (t.m)	159,162	159,162	276.159	276.159	433,915
M_{max} (t.m)	/	/	/	/	696,693
Δσ_p (MPA)	146,752	206,333	265,914	325,495	444,658
Σ cosα_i	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
σ_{p1}	1388,118	1340,45 4	1292,789	1245,124	/
σ_{p2}	/	/	/	/	912,891
N(MN)	5,403	5,217	5,032	4,846	3,553
σ_s(MPA)	13,425	12,965	12,538	6,458	8,503
σ_i(MPA)	6,818	6,582	6,305	-11,607	-1,850
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.29. Vérification des contraintes à x=20.

- **Conclusion :** Les contraintes limites sont respectées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage, soit en service ou en construction.

8.4.2. Ferrailage passif longitudinal :

On a deux types des armatures :

- Armatures de peau.
- Armatures dans les zones tendues.

a) Armatures longitudinales de peau :

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiel et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_{L\min} = \max \begin{cases} 3\text{cm}^2 & \text{par 1m de longueur mesuré perpendiculairement à leur direction} \\ 0,1\% & \text{de la section de béton de la poutre} \end{cases}$$

$$A_{L\min} = 0,1\% \cdot B = \frac{0,1 \times 6594}{100} = 6,594\text{cm}^2$$

On adopte comme armature des HA10 tous les 15cm.

b) Armatures dans la zone tendue :

D'une façon analogue, on dispose des armatures passives dans les zones tendues du béton pour limiter à l'ouvrage des fissures et des déformations excessives, dès que la hauteur fixe de cette partie tendue dépasse 5cm.

La section sera égale :
$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{ij}}{\sigma_{bt}}$$

B_t : Section du béton tendu.

N_{Bt} : Résultante de la traction du béton tendu.

f_e : La limite élastique de l'acier passif utilisé.

Cette formule, conduit en pratique à des sections d'acier représentant 0,4% à 0,7% de l'aire de la zone tendue.

La section d'armatures tendues n'est pas à cumuler avec celle des armatures de peau

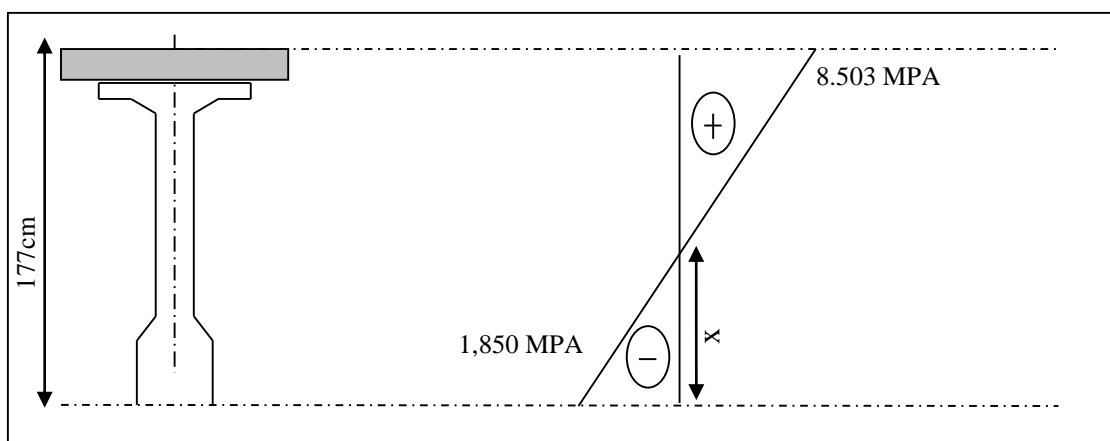


Figure 8.5 : Diagramme des contraintes normales (phase 5).

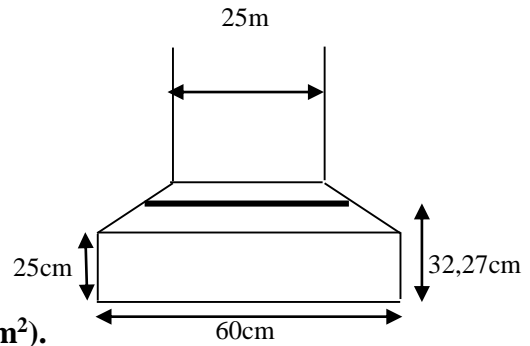
$$\frac{1,850}{x} = \frac{8,503}{177 - x} \Rightarrow x = 32,27\text{cm}$$

$$Bt = 31.62 \times 60 = 1936.2 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{1936.2 \times 1,850}{2 \times 10^4} = 0,179 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1936.2}{1000} + \frac{0,179}{500} \times \frac{2,7}{1,850} \times 10^4 = 7,161 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons comme section : **5HA14 (As=7.70cm²)**.



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]

$$\begin{cases} Ac \cdot f_e \geq c \cdot t \cdot f_{c28} & \text{si } \phi_{ext(gaine)} < c < 1,3\phi_{ext(gaine)} \\ Ac \cdot f_e \geq 1,3 \cdot t \cdot f_{c28} \cdot \phi_{ext(gaine)} & \text{si } c > 1,3\phi_{ext(gaine)}. \end{cases}$$

Avec : t : espacement des armatures.

C=11cm (enrobage des câbles).

$$\phi_{ext(gaine)} = 7.1 \text{ cm}, \Rightarrow c > 1,3 \times \phi_{ext(gaine)} = 1,3 \times 7.1 \text{ cm} = 9.23 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{Ac}{t} = \frac{1,3 \cdot \phi_{ext} \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{1,3 \times 7.1 \times 2.7}{500} = 0.0498 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section : cadre **HA12 (As=2,26cm²)**

$$\Rightarrow t \leq 39.45 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } t=25 \text{ cm}$$

8.4.4. Justification aux E.L.U :

Les justifications de la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M, N) sont données par les règles B.P.E.L 9.

• Hypothèses de calcul :

- Non intervention du béton tendu.
- Conservation de la planéité des sections droites.
- Absence de glissement entre les aciers et le béton.
- Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots.

- **Principe de la méthode de justification:**

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation \bar{S}_u qu'équilibre ces contraintes.

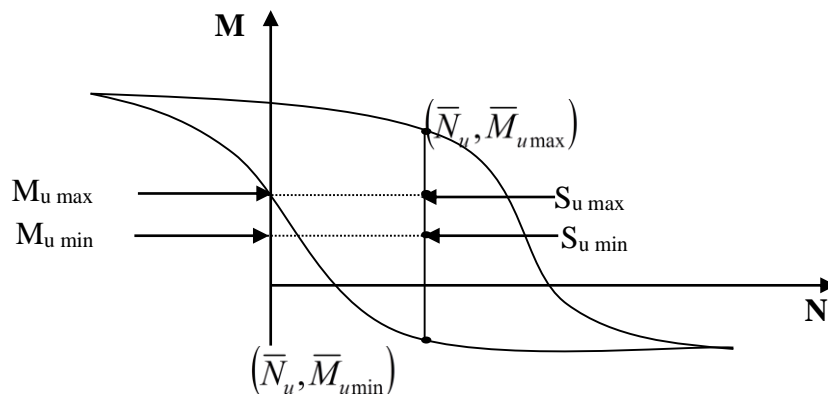


Figure 8.6 : Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_u(\bar{M}_u, \bar{N}_u)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M) , et on définit une courbe fermée dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation S_u n'a pas atteint L'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_u(N_u, M_u)$ est bien à l'intérieur de ce domaine.

- **Démarche à suivre :**

- On fixe \bar{N}_u .
- On détermine les deux moments résistant ultimes $(\bar{M}_{u\min}, \bar{M}_{u\max})$ correspondants à N_u .
- On procède à la justification sur le moment M_u et on doit avoir :

$$\bar{M}_{u\min} \leq M_u \leq \bar{M}_{u\max}$$

Avec :

$$M_{u \max} \leq \overline{M}_{u \max} \text{ et } M_{u \min} \leq \overline{M}_{u \min}$$

• les sollicitations à L'E.L.U :

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

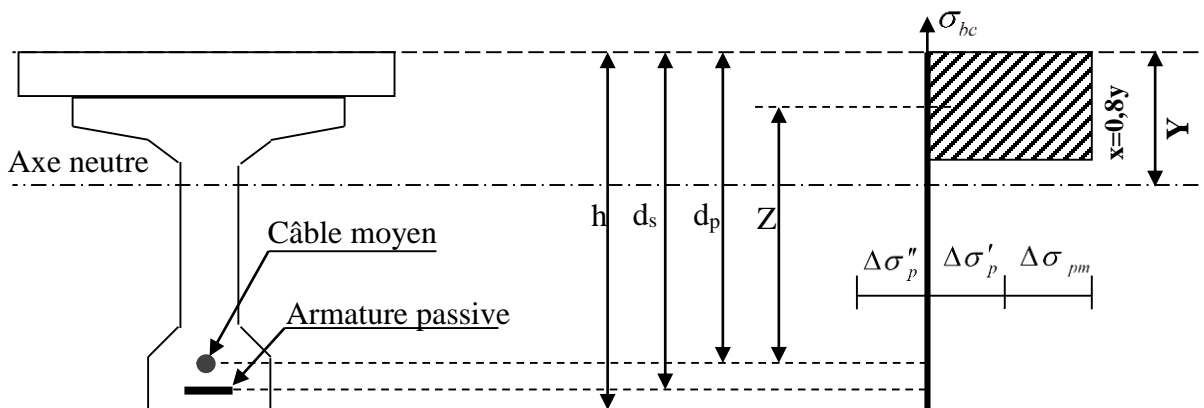


Figure 8.7 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.

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 :

$$N_u = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s \quad (1)$$

$$M'_{u \max} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad (2)$$

(1) et (2) constituent les équations d'équilibres.

Avec :

$A_p \times \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte.

$A_s \times \Delta\sigma_s$: Tension dans les armatures passives.

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

• **Equations liées à l'hypothèse des sections planes :**

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8d_p}{x} - 1 \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8d_s}{x} - 1 \quad (4)$$

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des domaines (1) ou (2), c'est-à-dire pivot (A) ou pivot (B).

• **Équations traduisant le comportement de l'acier :**

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \quad (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta \sigma_p = f \cdot (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \quad (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues : $\Delta \sigma_p, \sigma_s, y, \Delta'' \varepsilon_p, \varepsilon_p, \varepsilon_s, \bar{M}_u$ donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_b = 3,5\%$$

A partir de ces valeurs :

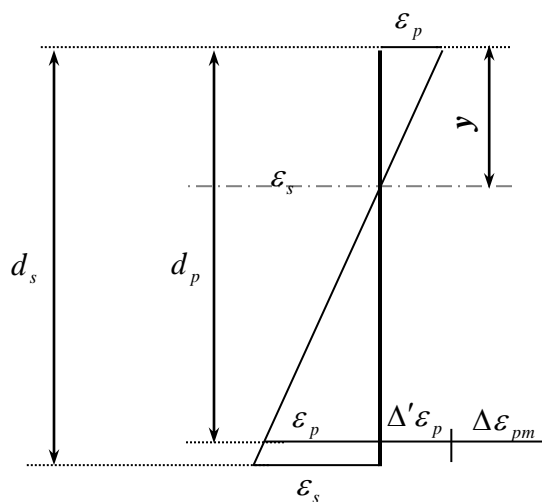


Figure 8.8 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

L'équation (4) donne : y .

L'équation (3) donne ($\Delta \varepsilon_{pm}$).

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

Nous avons dans (1) :
$$N_{ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \sigma_s = \bar{N}_u$$

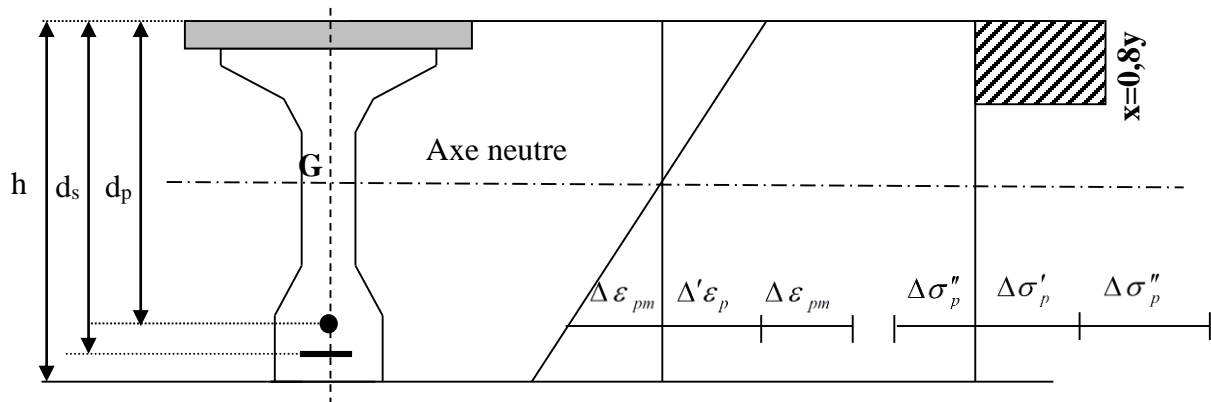
On fait une comparaison entre N_{ul} et N_u :

☞ Si $N_{ul} = N_u$: on calcule directement M_u .

☞ Si $N_{ul} > N_u$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de A, c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_{bc} .

☞ Si $N_{ul} < N_u$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant ε_{bc} autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{ul} = N_u$.

• Application au projet : à $x = 0.5 L$ (mi travée) :



À l'ELU : $M_{min} = 1.35 M_g$ et $M_{max} = 1.35 M_g + 1.35 M_q$ (le moment max sous **D240**)

h (cm)	ep (cm)	ds (cm)	dp (cm)	$A_p (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$M_{u_{min}} (t.m)$	$M_{u_{max}} (t.m)$
177	-99,77	172	162	48.65	7,70	585,785	904,536

Donc : $N_u = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma)n.A_p \Rightarrow N_u = (1476 - 444,6577) \times 48,65 \times 10^{-4} = 5.0174 MN$

Dans (1) : $N_{ul} = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 4,864 \cdot \Delta\sigma_p - 0,77 \cdot \sigma_s$

$5017,4 = B(x) \times 19,83 \times 10^3 - 4,865 \times \Delta\sigma_p - 0,77 \times \sigma_s$

Dans (2) : $\bar{M}_{u\max} = B(x) \cdot 19,83 \cdot Z + 0,770 \times (0,100) \times \sigma_s$

- Équations liées le l'hypothèse des sections planes :

De (3) : $\frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{162 - y}{y} = \frac{129,1}{x} - 1$

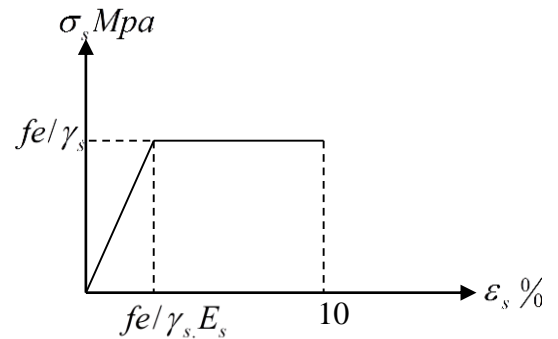
De (4) : $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 172}{x} - 1 = \frac{136,6}{x} - 1$

- Équation traduisant le comportement des aciers

- Armatures passives (FeE50) :

$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

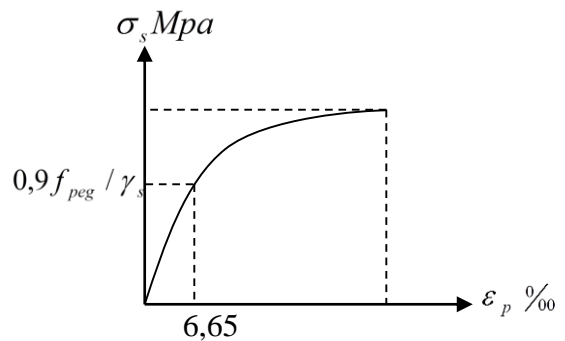


- Armature actives (torons) :

$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$

$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$

$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1283,478 Mpa$



Donc : $\Delta\sigma_p = \sigma_p (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - \sigma_p (\varepsilon_{pm})$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 1031,342 \text{ MPA}$$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1031,342}{195000} = 5,288 \cdot 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte.).

$$\begin{aligned} \sigma_{bpm} &= \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{u\min}) \cdot \frac{e_p}{I} \\ &= \frac{5032,073 \times 10^3}{1185015} + (5032,073 \times 10^3 \cdot (-0,9977) + 585,785 \cdot 10^4) \cdot \frac{(-99,77)}{3721832233} \\ &\Rightarrow \sigma_{bpm} = 2,002 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} :

$$\varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \times \sigma_{bpm}}{E_b \times E_p} \quad \text{Avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{bpm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 0,5133 \times 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{De l'équation (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \frac{10}{3,5} = \frac{172 - y}{y} \Rightarrow y = \frac{172}{3,857} = 44,594 \text{ cm}$$

$$\text{De l'équation (5) : } \sigma_s = 435 \text{ Mpa}$$

$$\text{De l'équation (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{162 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{5,288 \times 10^{-3} (162 - 44,594)}{44,594}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 13,922 \times 10^{-3}$$

De(6) :

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p \text{ pour : } (13,992 \cdot 10^{-3} + 0,05133 \cdot 10^{-3} + 5,288 \cdot 10^{-3} = 19,331 \times 10^{-3}) - \sigma_p \text{ pour } (5,288 \cdot 10^{-3})$$

Déterminations de σ_p

$$5,537 \times 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6,581 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \Rightarrow \sigma_p (5,288 \times 10^{-3}) = 1,95 \times 10^5 \times 5,288 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (5,288 \cdot 10^{-3}) = 1031,160 \text{ Mpa}$$

$$19,331 \times 10^{-3} > 6,581 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (19,331 \times 10^{-3}) = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \quad \text{Avec } y = 0,4459 \text{ m}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis+table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{2,02 + 2,02}{2} = 2,02 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,4459 \times 2,02 = 0,7205 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{uL} = 14,256 \text{ MN}$$

$$N_{uL} = 14,256 \text{ MN} \geq N_u = 5,0174 \text{ MN}$$

• **Conclusion :**

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A.

Il faudra calculer N_{uL} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_b

ε_b	Y (cm)	$\Delta \varepsilon''$	B(x)	Nul
2	24,701	0,02917	2450,325	2,548
2,5	34,000	0,01977	3372,800	4,377
2,6	35,079	0,01900	3479,873	4,590
2,65	35,613	0,01864	3532,775	4,695
2,7	36,142	0,01829	3585,260	4,799
2,865	37,859	0,01722	3755,566	5,1

D'après le tableau au-dessus, pour $\varepsilon_b = 2,865\%$ $N_{uL} = 5,1 \text{ MN} \approx N_u = 5,0174 \text{ MN}$.

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 2,865\text{‰} \end{cases}$$

$$\bar{M}_{u\max} = B(x)19,83.Z + 0.4865 \times (0.07) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0.8 \times y = 162 - 0.8 \times 37,859 = 131,713 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{u\max} = 3755,566 \times 19,83 \times 132,713 + 3,39 \times (7) \times 348 = 987,4 \text{ t.m}$$

$$M_{u\max} = 904,65 \text{ t.m} < \bar{M}_{u\max} = 987,4 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

8.5. Justifications des contraintes tangentielles :

8.5.1. Introduction :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, celui-ci sera donc dimensionné pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armatures et les gaines de précontrainte.
- Selon le B.P.E.L.91 [5], 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 :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{tj} - \sigma_x - \sigma_t) \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

Si $\sigma_x < 0$ Alors les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots (2)$$

Puisque $\sigma_t = 0$ dans notre cas, alors (1) et (2) peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x) \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x) \right] \end{cases} \dots\dots\dots (1)'$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} f_{cj} \dots\dots\dots(2)'$$

Et comme σ_x au niveau du centre de gravité (G) est strictement positive, donc on applique le système $\rightarrow (1)'$

• **Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :**

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_V(y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

Avec : $V_{red} = V - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \sin \alpha_i$

S: Moment statique par rapport à l'axe G_Z .

b_n : Largeur de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \Phi$

Avec : $\begin{cases} m : \text{Nombre de câbles par lit.} \\ K = 0,50 \end{cases}$

Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe G_Z .

- **en résumé :**

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, quatre (04) câbles qu'y arrivant.

La vérification des contraintes se fera par phases de construction.

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	15,99
poutre+hourdis	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	-12,49

Tableau 8.30. Caractéristiques géométriques de la section nette à X=0,00L.

- **Exemple de vérification à la Phase (II) :**

- **J=28Jours:**

Les câble de la 1^{ère} famille est de 100 % de la Mise en tension :

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa} , \Delta\sigma_{28} = 151,726 \text{ MPa}$$

$$g = 1,85 \text{ t/ml} \Rightarrow V_{gl} = \frac{g \cdot L}{2} = 24,235 \text{ t}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1476 - 0,8 \times 151,726 = 1384,14 \text{ MPa}$$

$$P_1 = 2 \times 9,73 \times 1384,14 \times 10^{-2} = 269,353 \text{ t}$$

$$V_{red} = V_{gl} - P_1 \sum_{i=1}^2 \frac{\sin \alpha_i}{n} = 24,235 - 269,353 \times \frac{0,509}{5} \Rightarrow V_{red} = -3,15 \text{ t}$$

- **Contrainte de cisaillement (τ) :**

$$\text{Approximativement : } S = \frac{I_G}{0,8.h} \Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8.h}$$

$$\text{Avec : } b_n = b_0 - \frac{\Phi}{2} = 60 - \frac{7,1}{2} = 56,4 \text{ Cm}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-3,15 \times 10^{-1}}{0,564 \times 0,8 \times 1,5} = -0,470 \text{ MPa}$$

- **Contrainte du centre de gravité (σ_G)(au niveau de l'axe neutre) :**

$$\sigma_s = \frac{N_l}{B} \left(1 - \frac{e_p \cdot V}{r^2} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{N_l}{B} \left(1 + \frac{e_p \cdot V'}{r^2} \right)$$

$$\text{Avec : } N_l = \frac{P_l}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \Rightarrow N_l = 2,6935 \times \frac{3,964}{5} = 2,135 \text{ MN}$$

$$r^2 = v \cdot v' \cdot \rho = 0,411 \times 83,01 \times 66,99 = 2285,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 1,127 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = 3,776 \text{ Mpa}$$

Au niveau du centre de gravité G :

$$\Rightarrow \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 1,127 + \frac{3,776 - 1,127}{150} \times 66,99 = 2,310 \text{ MPa}$$

A partir des résultats trouvés, on doit vérifier les inégalités de la formule (1').

$$\left\{ \begin{array}{l} (-0,047)^2 < 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 2,310 \right) \\ (-1,047)^2 < 2 \times \frac{2,7}{35} (0,6 \times 35 - 2,310) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 2,310 \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (-0,47)^2 < 4,57 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ (-0,47)^2 < 12,226 \end{array} \right.$$

De même procédée on fait la vérification pour toutes les phases d'exécution :

N° phase	N (t)	P (t)	$v_{red}(t)$	$\tau(y)(Mpa)$	$\sigma_G(Mpa)$	vérification	
						Inéquation 1	Inéquation 2
2	2,310	269,353	-3,15	-0,4706	2,310	0,2215<4,3960	0,2215<11,8972
3	41.823	264,6544	-2,7068	-0,3999	2,0197	0,1600<4,3702	0,1600<11,8497
4	78.581	259,9552	-2,2284	-0,3293	1,9839	0,1084<4,3444	0,1084<11,8019
5	78.581	245,8578	-0,7933	-0,1172	1,8763	0,0137<4,2669	0,0137<11,6571
6	92.82	245,8578	-0,7933	-0,1172	1,8763	0,0137<4,2669	0,0137<11,6571

Tableau 8.31. Vérification des contraintes de cisaillement. <

- **Conclusion :**

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage.

8.5.3 Justifications à l'E.L. U :

A) Minimum d'armatures transversales :

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t).

$$S_t \leq \min\{1m; 0,8.h; 3b_0\} = \min\{1m; 0,8 \times 2; 3 \times 0,6\} \Rightarrow S_t \leq 1m$$

b_0 : Largeur du talon ($b_0 = 60\text{cm}$).

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6.b_n.\gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 56,4 \times 1,15}{500 \times 10^{-2}} = 7,7832 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Dans la zone médiane :**

D'après les règlements BPEL [6], la section de ces armatures doit être au moins $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement.

On prend un cadre HA12 soit; $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.0778 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.0778} = \frac{2.26}{0.0778} = 29.04 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Dans la zone d'appuis :**

Compte tenu de la position des gaines dans cette zone, et l'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend 2HA12 et 2HA14 (un cadre de HA12 et un cadre de HA14).

$$\Rightarrow A_t = 5,340 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } \frac{A_t}{S_t} \geq 0.0778 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.0778} = \frac{5.34}{0.0778} = 68.637 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

B) Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \overline{\tau}_U = \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \text{Cotg} \beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

- Le BPEL91 [6] donne : 2

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n}, \quad V_{red}^u = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \text{Sin} \alpha_i$$

$$P_u = \sigma_p(0,00) \times A_p$$

$$\sigma_p(0,00) = \sigma_{p0}(0,00) - \Delta \sigma_p(0,00) = 1476 - 302,649 = 1173,531 \text{ MPa}$$

$$A_p = 9,73 \times 2 = 19,46 \text{ cm}^2 \quad P_u = 1173,53 \times 19,46 \times 10^{-4} = 2,283 \text{ MN}$$

$$V_u = V_{u \max} = 73,266 \text{ t} \quad V_{red}^u = 0,732 - \frac{2,283}{5} \times 0,509 = 0,170 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_{red}^u = \frac{0,170}{0,564 \times 0,8 \times 1,77} = 0,213 \text{ MPa}$$

✓ **Angle d'inclinaison β_u :**

$$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i = \frac{2,283}{5} \times 3,964 = 1,81 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{1810 \times 10}{15490,15} \times \left(1 - \frac{124,9 \times 655,05}{2964,48 \times 100} \right) = 0,845 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{1810 \times 10}{15490,15} \times \left(1 + \frac{124,9 \times 1114,95}{2964,48 \times 100} \right) = 1,717 \text{ MPa}$$

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 0,845 + \frac{1,717 - 0,845}{177} \times 65,505 = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 0,213}{1,167 - 0} = 0,365 \Rightarrow \beta_u \approx 10,026^\circ$$

$$\bar{\tau}_u = 2,32 \text{ MPa} > 0,213 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins 2 cm²/ml, soit un cadre HA10 tous les 25 cm.

C) Justification des bielles de compression du béton (B.P.E.L 91) [6] :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{red}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,213)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,0453 < 57,89 \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

• **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 β_u**.

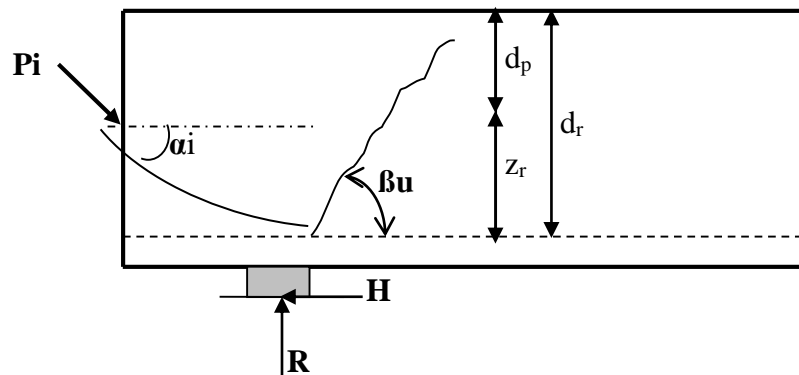
✓ Un effort incliné : **R/sin B.**

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal, et couder 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 : $R_u = 73,266t \Rightarrow \tau = \frac{R_u}{0,8.h.b_n} = \frac{73,266}{0,8 \times 177 \times 56,4} \times 100 = 0,917MPa$

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \begin{cases} 1,2 \sigma_{pm} = 1,2 \times 1173,53 = 1408,236MPa \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1860}{1,15} = 1617,39MPa \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_i = 1408,236 \times 9,73 \times 10^{-4} = 1,370 MN$$

On prend $\beta_u = 30^\circ$

Câble	α_i en (gr)	cos α_i	sin α_i	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$
1	4,890	0,997	0,076	1,3659	0,1041
2	4,890	0,997	0,076	1,3659	0,1041
3	7,520	0,993	0,117	1,3604	0,1603
4	8,261	0,991	0,129	1,3577	0,1767
5	8,770	0,990	0,137	1,3563	0,1877

Tableau 8.32. Calcul P_i .

- Calcul de H_u :

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC, l'accélération sismique horizontale est égale à 10%G (G le poids du tablier).

$$H_{ui} = 0,1 \times 687,6954 t/ml = 68,769 t/ml$$

- Recherche du niveau 'r' :

Pour : $r = 1$ (cable1) :

$$H = \sum_i P_i \cos \alpha_i - H_u = 1370 \times 3,964 - 687,695 = 4742,985 KN$$

$$R = \left(R_u - \sum_i P_i \sin \alpha_i \right) \cot \beta_u = (732,66 - 104,1) \times \cot 30^\circ = 1088,7 KN$$

Donc : $4742,985 \geq 1088,7$

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.

$dp = \frac{h}{10}$: Hauteur de la membrane comprimée.

$d_r = h - y_r$: Distance de R à la fibre supérieure.

y_r : distance entre le câble du niveau r et la fibre inférieure.

$z_r = d_r - d_p$: 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 est suffisante sur une longueur $Z \cot g B_u$.

➤ **Pour notre cas :**

$$d_p = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

$$y_r = (35,3 - 50 \text{ tg } 4,89 \text{ gr}) = 31,45 \text{ cm}$$

$$d_r = 150 - 31,45 = 118,55 \text{ cm}$$

$$Z_r = 118,55 - 15 = 103,55 \text{ cm}$$

$$Z = 0,8H = 0,8 \times 150 = 120 \text{ cm}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{Z}{Z_r}$.

Cette section est répartie sur une longueur L ($L = Z_r \cot g \beta_u$) à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Donc : } L = 103,55 \times \cot g 30^\circ = 179,353 \text{ cm.}$$

$$\frac{Z}{Z_r} = \frac{120}{103,55} = 1,158$$

$$\text{Donc : } A_t = 3,83 \times 1,158 = 4,435 \text{ cm}^2$$

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 $L = 1,158 \text{ m}$.

• **Équilibre du coin inférieur :**

$$R = Ru - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -Hu + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normale à P_1 est inférieur à l'angle de frottement interne du béton.

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi \quad \text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{R \cdot \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \cdot \sin \theta + H \cdot \cos \theta}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - \operatorname{tg} \theta)}{1 + 1,5 \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad \text{-----(1)}$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontale A_1 tel que :

$$H + A_1 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \operatorname{tg} \theta)}{1 + 1,5 \cdot \operatorname{tg} \theta}$$

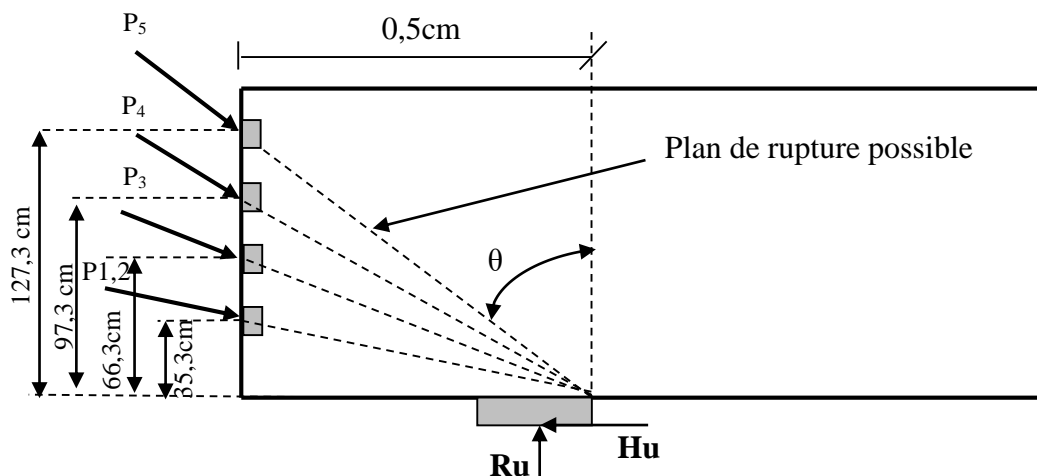


Figure 8.9 : Rupture du coin inférieur.

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.

$$A_{r \min} = \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ Application de projet :

H = 4742,985 KN et R = 1690KN

$$\text{Câble (1,2)} : \theta = \arctan\left(\frac{0,5}{0,353}\right) = 54,777^\circ$$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \tan\theta}{1 + 1,5\tan\theta} = 29,267 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

$$\text{Câble (3)} : \theta = \arctan\left(\frac{0,5}{0,663}\right) = 37,021^\circ \quad \mathbf{R=991.356 \text{ KN}}$$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \tan\theta}{1 + 1,5\tan\theta} = 346,952 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

$$\text{Câble (4)} : \theta = \arctan\left(\frac{0,5}{0,973}\right) = 27,197^\circ \quad \mathbf{R=962,950 \text{ KN}}$$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \tan\theta}{1 + 1,5\tan\theta} = 536,255 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

$$\text{Câble (5)} : \theta = \arctan\left(\frac{0,5}{1,273}\right) = 21,443^\circ \quad \mathbf{R=943,598 \text{ KN}}$$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \tan\theta}{1 + 1,5\tan\theta} = 657,578 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

Donc :

L'équilibre du coin inférieur est vérifié suivant les cinq(05) plans de rupture possible.

La section d'armatures de couture est négligeable, néanmoins le BPEL [6] proposé une section minimale en vue de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

La section $A_{\ell_{\min}}$:

$$A_{\ell_{\min}} \geq \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $K=0.5$

$$\text{Donc : } A_{\ell_{\min}} \geq \frac{0,04 \times 0,732 \times 1,15}{500 \times 10^{-4}} (5 - 4 \times 0,5) = 2,020 \text{ cm}^2$$

Soit deux (02) cadre **HA10** ($A=2,26 \text{ cm}^2$). 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.

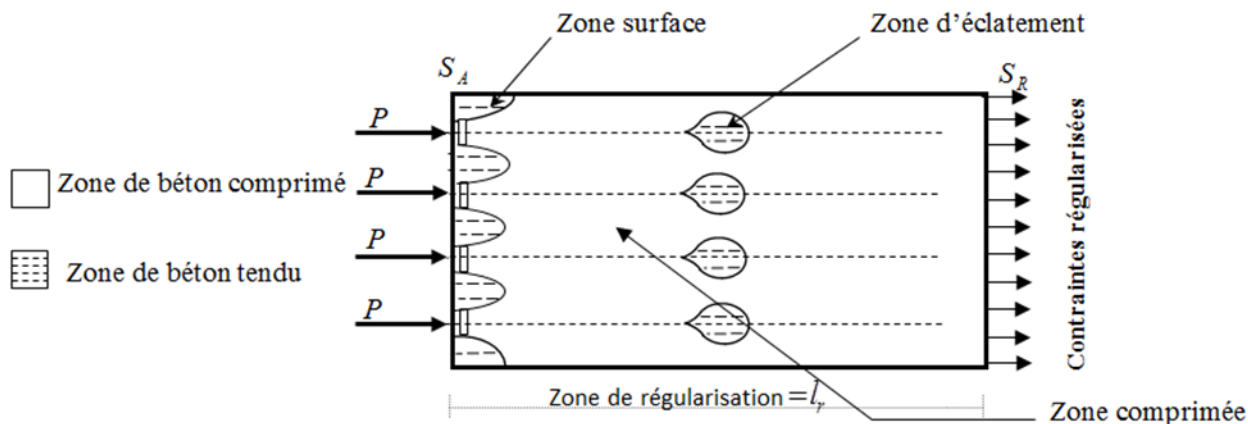


Figure.8.10: les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et zone de régularisation.

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique de dimensions $(d \times d)$, et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (Effort d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).
- **Effet de la surface :**

Au voisinage de la section (S_A) , il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{\text{Max}(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \quad (8)$$

Avec :

F_{j0} : Force à l'origine du câble au niveau (j).

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

- **Plan Horizontal :**

Sur le plan de diffusion horizontal, la force F_{j0} considéré est celle résulte des quatre (05) câbles.

$$F_{j0} = 2 \times \sigma_{p0} \times Ap = 2 \times 1476 \times 973 = 2872,296KN$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2 \times 1476 \times 9,73}{\frac{2}{3} \times 500} = 3,45Cm^2$$

On prend trois (04) cadres HA12 autour de chaque ancrage avec $A_v=4,52 \text{ cm}^2$.

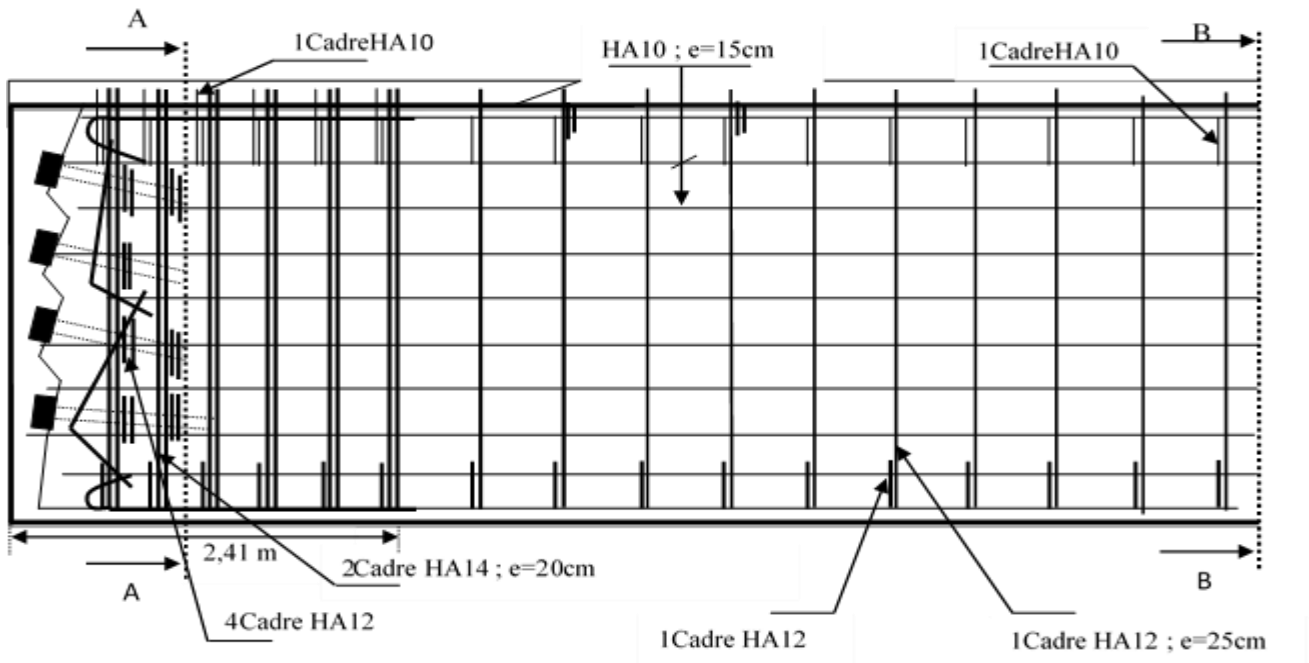
- **Plan vertical :**

$F_{j0} = \sigma_{p0} \times Ap$, $Ap = 1390 \text{ mm}^2$ (section de câble 7T15).

$$MaxF_{j0} = 2051,64KN$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2051,64 \times 10}{\frac{2}{3} \times 500} = 2,461Cm^2$$

On prend deux (02) cadres HA12 avec $A_s=4,52 \text{ cm}^2$



• **Transversalement :**

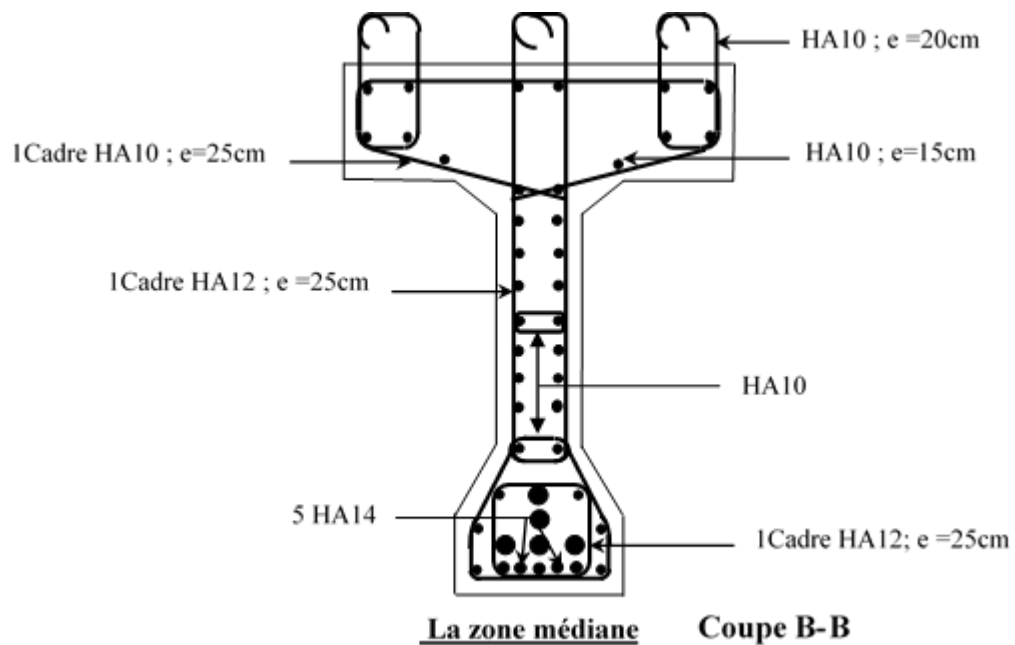
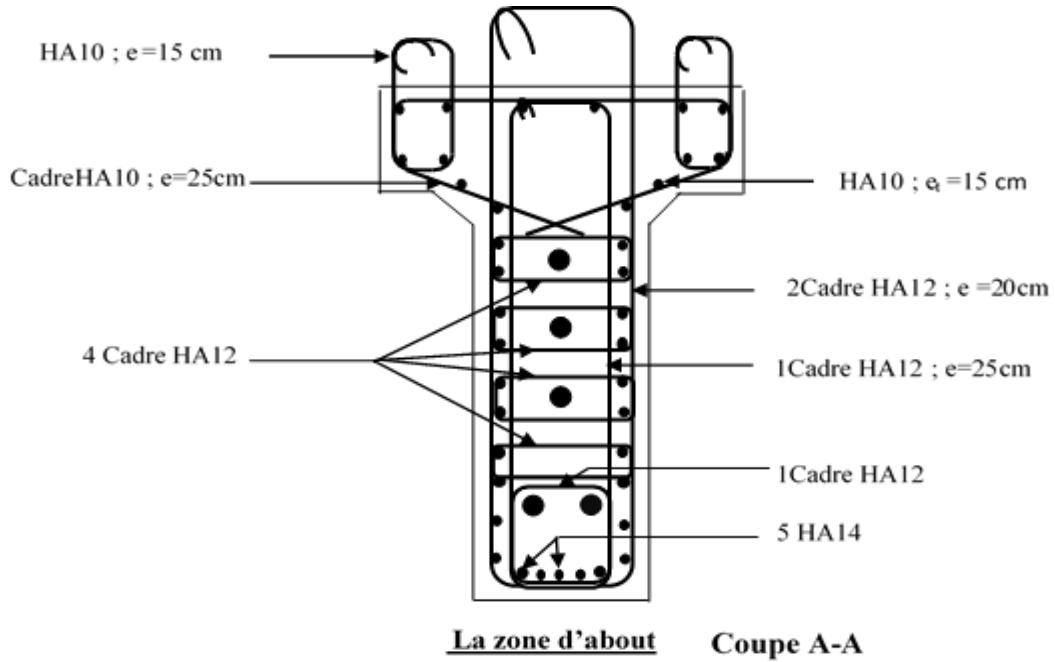


Figure 8.11: Le ferrailage de la poutre.

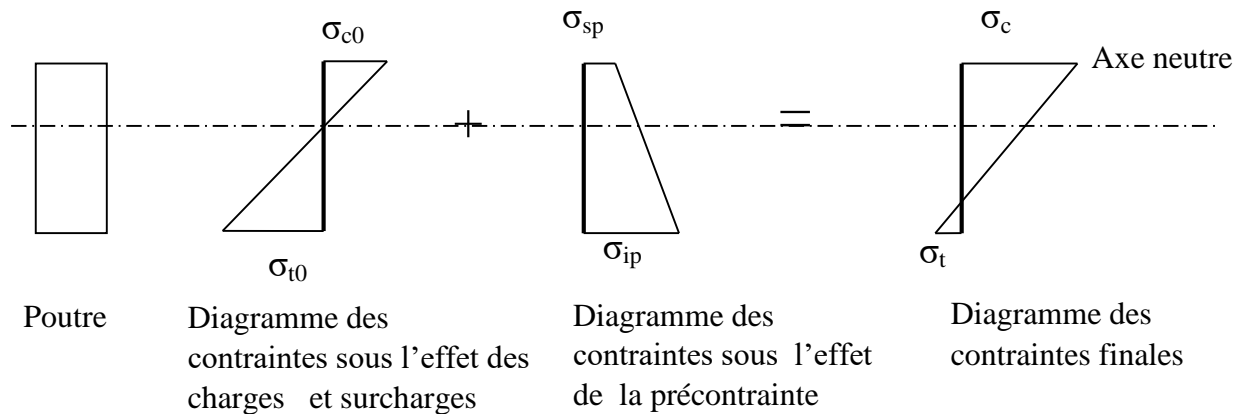
8.4. Conclusion :

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.

8.1. Introduction :

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression, mais par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser à pleine la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Le principe de la précontrainte :Le principe du précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la construction (la poutre) avant la mise en service à l'aide des forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisait naitre de la traction ne provoque qu'une décompression du matériau, afin de limiter la traction en valeurs vérifiées les conditions de sécurités.



$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad \text{et} \quad \sigma_t > \bar{\sigma}_t$$

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. [7]

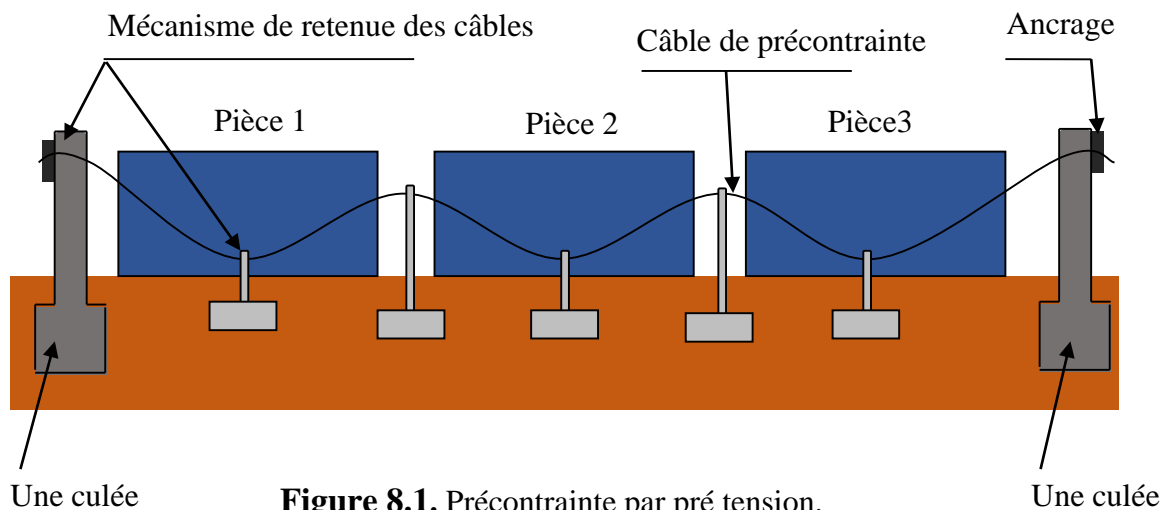
Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

- La précontrainte par pré-tension.
- La précontrainte par post-tension

a. Précontrainte par pré-tension :

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doive 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.



b. Précontrainte par post-tension :

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide des vérins prenant appuis 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.

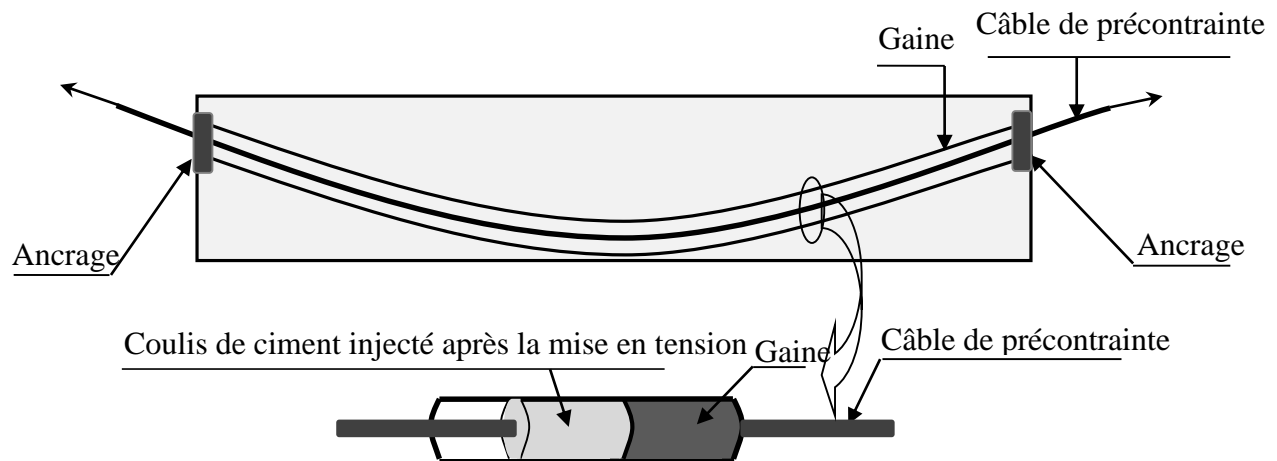


Figure 8.2. Précontrainte par post-

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 **P4**).

section	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	c' = I / B. V (cm)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	6264,300	16924189,28	69,39	81,606	38,933	47,708	150
Poutre + dalle	11445,6	35239885,98	58,321	118,67 8	52,792	44,483	177

Tab.8.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0.5L).

C': Centre de pression.

✓ **L'enrobage :**

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{177}{10} = 17,7 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad d = 10 \text{ cm}$$

8.2.2. L'effort de précontraint minimum :

La résistance caractéristique à 28 jours égale a $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible du béton:

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

➤ En exploitation

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

- Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa .}$$

➤ En construction (à 14 jours)

$$f_{c14} = 29.915 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 17.94 \text{ MPa.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1.5f_{t14} = -1.5(0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -3.592 \text{ MPa.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = (0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -2.39 \text{ MPa.}$$

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

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (V \cdot \overline{\sigma_{ti}} + V' \cdot \overline{\sigma_{ts}})$$

$$\Delta M = M_{Max} - M_{Min} = 704,06 - 433,915 = \mathbf{270,145t.m}$$

$$P_1 = \frac{704,06}{0,4448 \times 1,77} + \frac{1,14456}{1,77} [0,5832 \times (-270) + 1,1867 \times (-405)] = \mathbf{-69,478 t}$$

$$P_2 = \frac{M_{Max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{\rho \cdot V + V' - d'} = \frac{704,06 + 0,4448 \times 1,1445 \times 0,5832 \times (-270)}{0,4448 \times 0,5832 + 1,1867 - 0,10} = \mathbf{463,484t}$$

Donc : $\begin{cases} P_1 = -69,478 \text{ t} \\ P_2 = 463,484 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1$ (la section est sur critique).

Alors : $P_{min} = \text{Max}(-69,478 ; 463,484) = \mathbf{463,484t}$

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

$$e_0 = -(V' - d') = -(118,67 - 10) = \mathbf{108,67cm}$$

8.2.3. Calcul du nombre des câbles :

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

$$0,68 \times P_0 = P_{min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0,68} = \frac{463,484}{0,68} = 681,594t.$$

$$P_0 = \mathbf{681,594t.}$$

➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles 7T15 les torons de classe 1770 à très basse relaxation (TBR).

- Section nominale de l'acier : $A_p = 139 \text{ mm}^2$
- Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1640 \text{ Mpa}$;
- Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$;
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- -Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\%$
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000 \text{ Mpa}$.

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

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

$$\sigma_{p0} = \min\{1488 ; 1476\} = 1476 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \min\{0,8 f_{prg} A_p ; 0,9 f_{peg} A_p\} = 144,782t$$

$$P \geq n \cdot P_0 \Rightarrow n \geq \frac{P}{P_0} \geq \frac{673,545}{154,98} \geq 4,6526$$

On adapte 5 câbles de 7T15 ce qui donne : $P_n = 5(144,782t) = 723,9t. = 7,239 \text{ Mn}$

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 limité 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 limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 29,915 \text{ MPA} \\ f_{t14} = 2,395 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \times f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = 17,95 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -3,60 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,395 \text{ MPA} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{ci}, \bar{\sigma}_{cs}$ 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 Perte instantané sont estimées à 6% :

$$P = 0,9P \Rightarrow P = 0,9 \times 774,9t \Rightarrow P = 728,406t$$

➤ **En fibre supérieure**

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

$$M_{\text{min}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 159,185 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(81,606 - 11) \Rightarrow e_0 = -70,606 \text{ cm}$$

Donc : 9

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = -1,437 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -3,59 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C V})$$

❖ **En fibre inférieure**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{min}} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right) = 7,661 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 17,95 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C V})$$

On peut disposer les 5 câbles à l'about, donc la mise en tension se fera par une seule famille des câbles, cinq câbles à l'about (intrados) leur mise en tension s'effectuera à **50 %**. Après le septième jour.

B) détermination du nombre de câbles ancrés en intrados

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

$$\text{Au 7^{eme} jour : } \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{ci}} = 13.91MPa \\ \overline{\sigma_{ts}} = -1.99MPa \end{array} \right.$$

$$\text{Au 14^{eme} jour: } \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{ci}} = 17.95MPa \\ \overline{\sigma_{ts}} = -3.59MPa \end{array} \right.$$

On prend 05 câbles :

$$P = 5 \times P_0 \times 0,94 = 2 \times 154,98 \times 0,9 = \mathbf{697,41 Mpa}$$

$$\text{Au 7^{eme} jour : } \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{ts}} = -1,622MPa > -1.99MPa \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ci}} = 23,711MPa \leq 13.91MPa \Rightarrow c.n.v \\ \text{ou } 8,017MPa \leq 13.91MPa \Rightarrow c..v \end{array} \right.$$

$$\text{Au 14^{eme} jour : } \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{ts}} = 0.94MPa > -3.591MPa \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ci}} = 17.421MPa \leq 17.95MPa \Rightarrow c.v \end{array} \right.$$

Donc on peut tirer les cinq câbles à 100% à partir de 14 jour.

8.2.5. Principe de positionnement des câbles

On subdivise la moitié de la poutre en 3 zones :

Zone d'about : on les cinq es câble de telle sorte que le centre de gravité des (05) câble ou s'approche avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

Zone centrale : ou tous les câble sont placés à l'excentricité maximum (avec signe négatif) afin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respectant l'enrobage.

Zone intermédiaire : ou zone de relevage, ou les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about.

Positionnement des câbles : généralement les maximum des câbles est placé à l'about toute en respectant les conditions fixées par le règlement (c'est une avantage en point de vue économique et réalisation).

8.2.6. Distribution constructive des câbles :

8.2.6.1. La disposition des câbles à l'about :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about, nous avons une seule file d'ancrage à l'about, quatre (05) câbles disposés verticalement.

Détermination de d, a', d'

Pour les ouvrages d'art.

D'après la condition fixe par document

SETRA

$$d \geq 16.5 \text{ cm} ; a' \geq 28 \text{ cm} ; d' \geq 16.5 \text{ cm}$$

- Pour N_1, N_4 et N_5

$$(P_1 + P_2) \cdot V' = P_2(a' + d) + P_1 \cdot d'$$

On prend: $a' = 93 \text{ cm}$

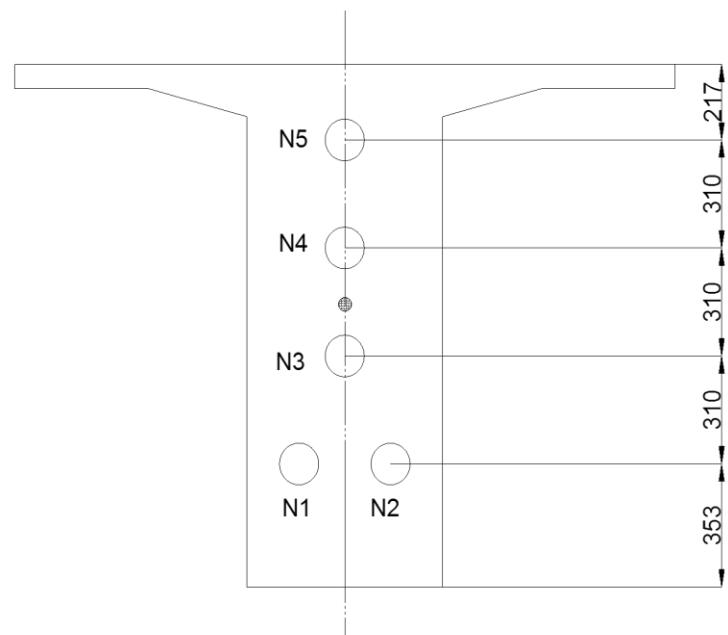
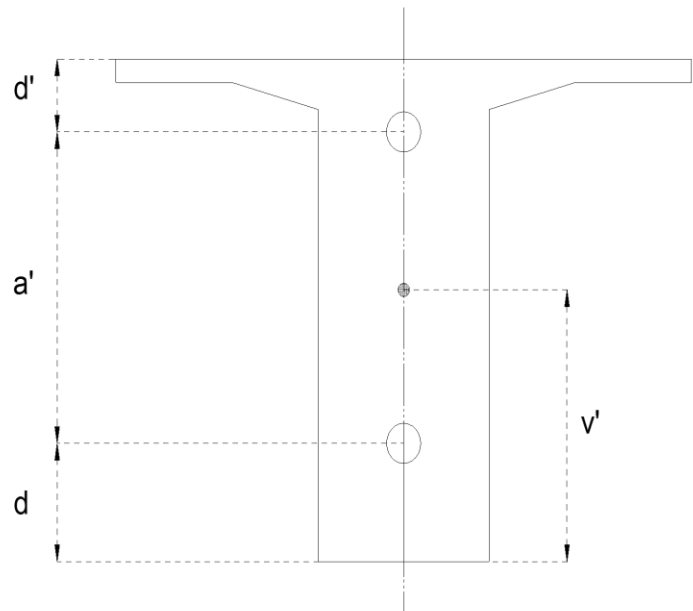
$$P_1 = P_2 \Rightarrow 2V' = a' + 2 \cdot d$$

$$d = \frac{2V' - a'}{2}$$

$$d = \frac{2 \times 81,606 - 93}{2} = 35,3 \text{ cm}$$

$$d' = 150 - (a' + d) = 21,17 \text{ cm}$$

- Pour N_2 et N_3 :



$$(P_1 + P_2).V' = P_2(a' + d) + P_1.d'$$

On prend: $a' = 31 \text{ cm}$

$$d = \frac{2V' - a'}{2}$$

$$d = \frac{2 \times 81,606 - 31}{2} = 66,106 \text{ cm}$$

$$d' = 150 - (a' + d) = 52,894 \text{ cm}$$

8.2.6.2. Disposition des câbles à mi travée :

a. Disposition constructive des câbles

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correcte et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure.

➤ Groupement des câbles

Le nombre de conduites dans chaque paquet est limité.

$$\text{Sous horizontal: } \begin{cases} 2 \text{ si } \Phi \leq 5 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \Phi > 5 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Sens vertical: } \begin{cases} 3 \text{ si } \Phi \leq 5 \text{ cm} \\ 2 \text{ si } 5 \text{ cm} < \Phi < 10 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \Phi \geq 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

Φ : diamètre de la gaine.

Pour notre cas:

$$\Phi_{\text{gaine}} = 7,1 \text{ cm} \begin{cases} \text{Sens horizontal 01 conduite} \\ \text{Sens vertical 02 conduites} \end{cases}$$

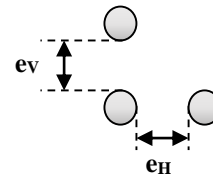
➤ **Espacement des conduites**

En section courante l'espacement (e_H : horizontal, e_v : vertical) des conduites.







Φ : diamètre de la gaine.

P : nombre de conduites accolées verticalement.

q : nombre de conduite accolés horizontalement.



Où des paquets de conduites doivent satisfaire aux conditions suivantes :

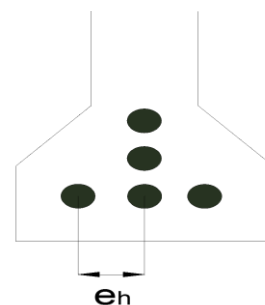
		$e_H \leq 5\text{cm}$	et	$e_v \leq 4\text{cm}$
		1	2	3
P \ q	q			
1	1	$e_H \geq \Phi$ $e_v \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 10\text{ cm}$ $e_H \geq \Phi$ $e_v \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_v > \Phi$ 
2	2	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_v \geq \Phi$ 	$\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_v \geq 1.2 \Phi$ 	$\Phi < 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1.5 \Phi$ $e_v \geq 1.2 \Phi$ 

Φ : diamètre de la gaine

Φ : 7,1 cm

$e_h \geq 1,5 \Phi \Rightarrow e_h \geq 1,5 \times 8$

$e_h \geq 14\text{cm}$ On prend : $e_h = 14\text{cm}$



8.2.7. Les traces des câbles :

8.2.7.1. Équation et inclinaison des câbles d'about :

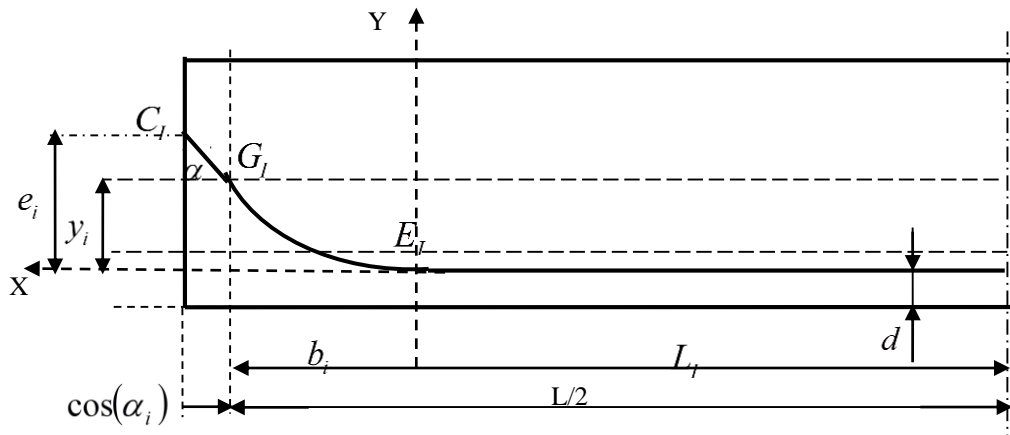


Fig.8.4: trace de câble à intrados

$E_i G_i$: tronçon parabolique.

$G_i C_i$: tronçon rectiligne.

E_i : point de relevage du câble.

α_i : angle d'inclinaison.

C_i : point d'ancrage du câble.

b_i : projection de la parabole sur l'horizontale.

Y_i : projection de la parabole sur la verticale.

$C_i G_i$: tronçon rectiligne sur **01** mètre a fin de répartie la précontrainte convenablement, ce tronçon est incliné d'un angle (α) variant entre 2° à 20° pour limiter les pertes de précontrainte et l'effort tranchant (about) en suite le tronçon parabolique $E_i G_i$ et puis redevenir rectiligne.

Au milieu de la travée, tous les câbles sont groupés dans le tronçon pour avoir un moment max, négatif puis ils sont relevée progressivement afin de ne pas créer de contrainte normale trop grandes en fibre inférieur et de diminuer l'effort tranchant.

- **Équation de la parabole :**

$$y^2 = a_i x^2 \quad \Rightarrow \quad \frac{d(y)}{d(x)} = 2a_i x \quad \text{Au point } G_i \quad \frac{d(y)}{d(x)}(G_i) = 2a_i b_i = \text{tg}(\alpha_i)$$

$$\text{Donc: } a_i = \frac{tg(\alpha_i)}{2b_i}$$

Calcul les angles α_i et les distances b_i :

(Selon le document de SETRA):

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

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

Comme les (L_i) forment une progression arithmétique de raison 1.5 (Principe de Guyon-Massonnet) donc en se fixe L_3 le 1^{er} câble au départ puis en calcul les autres afin de calculer les α_i .

$$\begin{cases} L_1 = L_2 = 13,45 - (1 + 4,425) = 8,01 \\ L_3 = 13,45 - (1 + 7,425) = 5,01 \\ L_4 = 13,45 - (1 + 9,425) = 3,01 \\ L_5 = 13,45 - (1 + 11,425) = 1,01 \end{cases}$$

Calcul de e_i :

$$\begin{cases} e_{1,2} = 35,3 - 11,4 = 24 \text{ cm} \\ e_3 = 67 - 11,4 = 55,6 \text{ cm} \\ e_4 = 98 - 23,9 = 74,1 \text{ cm} \\ e_5 = 130 - 36,4 = 93,6 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où:

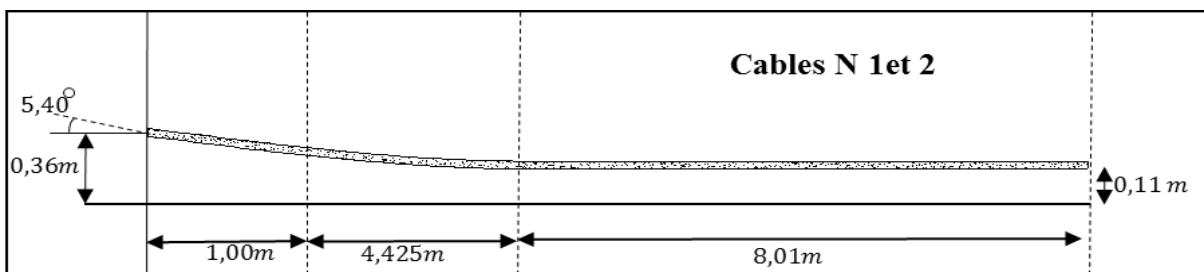
$$\left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg}(\alpha_{1,2}) = 0,085 \Rightarrow \alpha_{1,2} = 5,40 \text{ gr} \\ \operatorname{tg}(\alpha_3) = 0,131 \Rightarrow \alpha_3 = 8,3 \text{ gr} \\ \operatorname{tg}(\alpha_4) = 0,144 \Rightarrow \alpha_4 = 9,132 \text{ gr} \\ \operatorname{tg}(\alpha_5) = 0,155 \Rightarrow \alpha_5 = 9,824 \text{ gr} \end{array} \right.$$

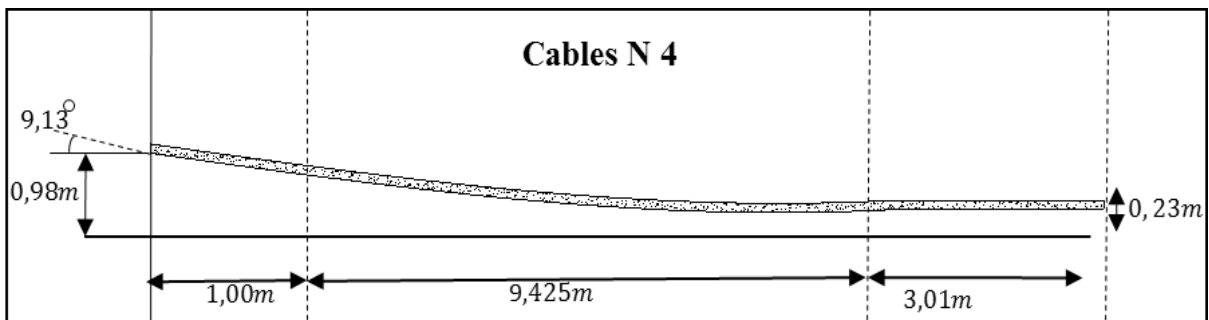
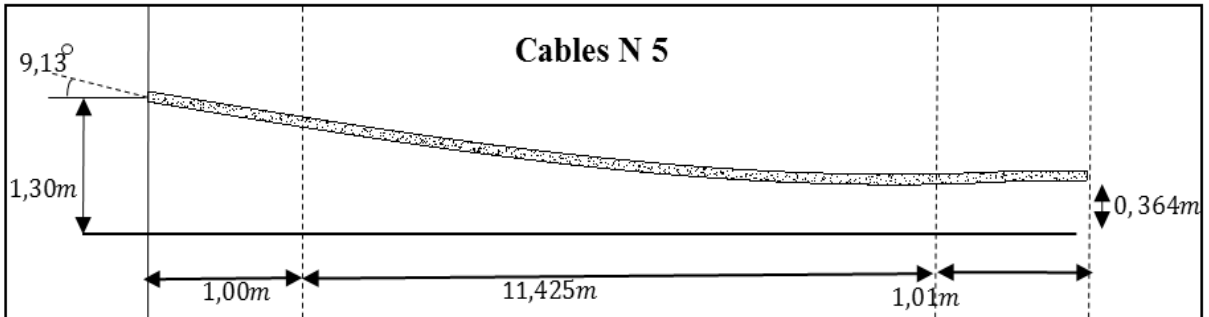
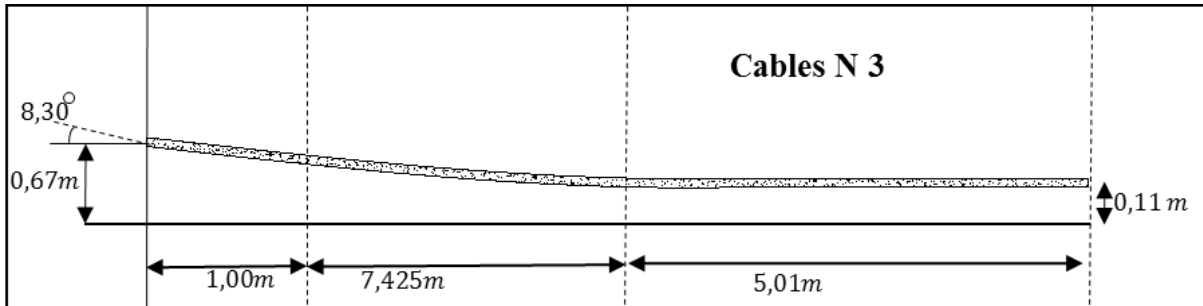
D'où:

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{1,2} = 4,975 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_{1,2} = 7,100 \times 10^{-3} \\ b_3 = 7,409 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_3 = 8,00 \times 10^{-3} \\ b_4 = 9,413 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_4 = 6,931 \times 10^{-3} \\ b_5 = 11,428 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_5 = 6,133 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

• **Tableau récapitulatif :**

N ^o des câbles	e_i (m)	d' (m)	α_i (gr)	$a_i \times 10^{-3}$	b_i (m)	l_i (m)
1	0,246	0,114	4,89	7,100	4,975	8,01
2	0,246	0,114	4,89	7,100	4,975	8,01
3	0,556	0,114	7,520	8,00	7,409	5,01
4	0,741	0,239	8,261	6,931	9,413	3,01
5	0,556	0,364	8,77	6,133	11,428	1,01





d. Longueur total du câble:

$$L_t = 2(L_r + L_c + L_d)$$

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_d : Longueur du tronçon droit du câble.

Les longueurs des câbles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble n°	L (m)	L_c (m)	L_i (m)	$L(total)$
1	1,003	4,3790	8,01	26,784
2	1,003	4,3790	8,01	26,784
3	1,108	7,2958	5,01	26,8276
4	1,010	9,2496	3,01	26,5392
5	1,012	11,2020	1,01	26,448

Tableau.8.2: Longueurs des câbles

8.2.8. Câble moyen fictif:

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peut être remplacée par leur résultante « P » appliquée en un point (E) de la section. L'ensemble des câbles peut être assimilé pour la section a un câble unique passant au point E tangent a la ligne d'action de « P ».le lieu de tous les points (M) le long de la poutre donne le tracé du câble dit « câble moyen fictif équivalent » .Il se détermineront dans chaque section par le calcul de la distance « e » du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les sections suivantes :

Section	$y_i, tg\alpha_i$	Câble 1 et 2	Câble 3	Câble 4	Câble 5	Câble moy
Section d'appui $X = 0m$	y_i	0.36	0.67	0.98	1.30	0,734
	$tg \alpha_i$	0,076	0,118	0,130	0,138	0,094
	α_i	4,89	7,520	8,261	8,77	6,86
	y_i	0.253	0,563	0,873	1,183	0,625

Section à 1m de l'appui (câbles 1, 2, 3,4et 5)	tg α_i	0,070	0,118	0,130	0,082	0,094
	α_i	4,49	7,520	8,261	5,27	6,0062
Section à $\frac{L}{4}$ (6,425m) de l'appui (avec les câbles 1, 2, 3,4 et 5)	y_i	0,114	0,158	0,435	0,745	0,3132
	tg α_i	0	0,0118	0,053	0,183	0,0495
	α_i	0	0,757	3,370	6.553	2,136
Section à (10m) de l'appui (avec les câbles 1, 2 ,3,4 et 5)	y_i	0,114	0,114	0,239	0,420	0,2502
	tg α_i	0	0	0	0,1723	0,1723
	α_i	0	0	0	0,623	0.1246
Section médiane X =0,5L=16.7	y_i	0,114	0,114	0,23	0,364	0,164
	tg α_i	0	0	0	0	0
	α_i	0	0	0	0	0

Tableau 8.3. Position de câble moyen.

8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

❖ Composante de la précontrainte à la section d'appui

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum_i P_i \sin \alpha_i = P \sum_i \sin \alpha_i \\ N = \sum_i P_i \cos \alpha_i = P \sum_i \cos \alpha_i \end{cases}$$

Appelons Z_i la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ($Z_i = y_i$).

$$\sum M /_{\text{fibre inf}} = N.Z \Rightarrow \sum_i Z_i \cdot P \cos \alpha_i = N.Z \Rightarrow Z = \frac{\sum_i Z_i \cos \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i}$$

	X=0 m				X=1 m			
N° câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05
α_{gr}	5,405	8,300	9,132	9,824	5,405	8,300	9,132	9,824
$\sin \alpha$	0,084	0,130	0,142	0,153	0,084	0,130	0,142	0,153
$\cos \alpha$	0,996	0,991	0,989	0,988	0,996	0,991	0,989	0,988
$Z_i(m)$	0.36	0.67	0.98	1.30	0.253	0,563	0,873	1,183
$Z_i \cos \alpha$	0,3586	0,6640	969,2200	1,2844	0,2520	0,5579	863,3970	1,1688
$Z_i^2 (m^2)$	0,1296	0,4489	0,9604	1,6900	0,0640	0,3170	0,7621	1,3995
$Z(m)$	0,990				0,970			

	X=6,425 m				X=10			
N° câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05	N° :1,2	N° :03	N° :04	N° :05
α_{gr}	0	9,768	10,396	10,582	0	0	0	10,864
$\sin \alpha$	0	0,152	0,162	0,165	0	0	0	0,169
$\cos \alpha$	1	0,988	0,986	0,982	1	1	1	0,985
$Z_i(m)$	0,114	0,158	0,435	0,745	0,114	0,114	0,239	0,420
$Z_i \cos \alpha$	0,114	0,1561	0,4289	0,7316	0,114	0,114	0,239	0,4137
$Z_i^2 (m^2)$	0.0130	0,0250	0,1892	0,5550	0,0130	0,0130	0,0571	0,1711
$Z(m)$	0,857341				0,306419			

	X=L/2			
N° câble	N° :01,2	N° :03	N° :04	N° :05
α gr	0	0	0	0
$\sin \alpha$	0	0	0	0
$\cos \alpha$	1	1	1	1
$Z_i(m)$	0,114	0,114	0,23	0,364
$Z_i \cos \alpha$	0,114	0,114	0,23	0,252
$Z_i^2 (m^2)$	0,0130	0,0130	0,0529	0,1325
$Z(m)$	0,2055			

Tableau.8.5: Les distances du point d'application

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques des sections particulières, en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_g^2$$

Le moment d'inertie de la gaine, par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_g^2}{4} \sum_i Z_i^2 \quad S_{(\Delta)} = \sum B \cdot Z_i \text{ (Pour les trous des gaines).}$$

Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre :

- **A x=0,00m :**

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10234	197,85	10063,15	15688	197,85	15490,15
$Z(cm)$	/	99,0	/	/	99,0	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	854533	19587,15	834945,85	1746262	19587,15	1726674,8
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	93627698,1	1278395,9	92349302,6	239756720,2	1278395,9	238478324

Tableau 8.5. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=0.00m.

- A $x=1,00m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10234	197,85	10036,15	15688	197,85	15490,15
$Z(cm)$	/	97.0	/	/	97.0	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	854533	19191,45	835341,55	1746262	19191,45	1727070,5
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	93627698.1	1006676,5	92621021,6	23975672	1006676,5	238750043,6

Tableau 8.6. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=1.00m$

- A $x=6,425m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(cm)$	/	85 ,734	/	/	85 ,734	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	538110,64	16962,471	521148,168	1429839,6	16962,47	1412877,1
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	62717757,8	309700,38	62408057,4	208846779,8	309700,3	208537079,4

Tableau 8.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=6.425m$

- A $x=10m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(cm)$	/	30,6419	/	/	30,6419	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	538110,6	6062,499	532048,1001	1429839,6	6062,499	1423777,1
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	62717757,8	100655,03	62617102,76	208846779,8	100655,0	208746124,8

Tableau 8.8. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=10m$

- A $x=L/2$ m :

Désignation	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(\text{cm}^2)$	6594	197,85	6396,15	12048	197,85	11850,15
$Z(\text{cm})$	/	20,55	/	/	20,55	/
$S_{\Delta}(\text{cm}^3)$	538110,6	4065,8175	534044,7825	1429839,64	4065,817	1425773,823
$I^{(\Delta)}(\text{cm}^4)$	62717757,8	83709,69	62634048,11	208846779,8	83709,69	208763070,1

Tableau 8.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=L/2$ m

b. Les caractéristiques des différentes sections nettes:

$$v' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \quad , \quad v = h - v'$$

$$I_G = I^{(\Delta)} - B.v'^2 \quad , \quad \rho = \frac{I_G}{B.v.v'}$$

$$e_p = Z - v'$$

Les caractéristiques des différentes sections nettes sont illustrées dans le tableau suivant:

Section		B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)	h(cm)
d'about	p seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	41,11	15,99	150
	p+h	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	40,59	-12,49	177
À 1 m de l'about	p seule	10063,15	83,010	66,990	23279363,65	41,60	13,99	150
	p+h	15490,15	111,495	65,505	46190727,9	40,83	-14,49	177
À 6.425m	p seule	6396,15	81,478	68,522	19945730,38	55,85	4,26	150
	p+h	11850,15	119,229	57,771	40081677,66	49,11	-33,49	177
À 10.00m	p seule	6396,15	83,183	66,817	18359982,34	51,65	-52,54	150
	p+h	11850,15	120,148	56,852	37681519,61	46,55	-89,51	177

À L/2 m	p seule	6396,15	83,495	66,505	18044126,09	50,80	-62,94	150
	p+h	11850,15	120,317	56,683	37218322,33	46,05	-99,77	177

- **Fuseau limite :**

Le fuseau limite est la zone ou on doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Il est limité par deux courbes, il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des deux courbes où les fuseaux limitent. Ce domaine est donné par la formule

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

Suivant :

$$-a' = SUP \begin{cases} \sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} - c' \\ -\sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} + c \end{cases} \quad a = INF \begin{cases} \sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} - c' \\ -\sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} + c \end{cases}$$

$$C' = v' \times \rho, \quad C = v \times \rho, \quad \sigma_t = -2.7 \text{MPa} \quad \sigma_c = 21 \text{MPa} \quad P = K \cdot P_0 \cdot \sum \cos(\alpha_i)$$

$$p_0 = 154,98 \text{t} \quad K = 0,7 (\text{coef de perte})$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
$v'(cm)$	111,495	119,229	120,317
$v(cm)$	65,505	57,771	56,683
$\rho(\%)$	40,59	49,11	46,05
$C(cm)$	26,5884795	28,3713381	26,1025215
$C'(cm)$	45,2558205	58,5533619	55,4059785
$I(cm^4)$	45919008,56	40081677,66	37218322,33
$\sum \cos \alpha_i$	3,964	3,956	4

$P(t)$	430,038	429,176	433,944
$M_{\min}(t.m)$	0	325,440	433,915
$M_{\max}(t.m)$	0	588,480	696,693
$-a'(cm)$	-89,94	-102,200	-96,25
$-a'-M_{\min} / p(cm)$	-89,940	-75,590	-102,77
a	77,93	52,97	47,145
$a - M_{\max} / p(cm)$	77,930	-30,99	-88,220
$e_p(cm)$	-12,49	-33,49	-99,77
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

8.3. Les pertes et des chutes des tensions :

8.3.1 Introduction :

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, chutes de tension et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension, ces pertes et chutes sont les suivantes :

✓ Pertes instantanées :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

✓ Pertes différées :

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

8.3.2. Les pertes instantanées :

a) Pertes par frottement :

On distingue deux types de frottement :

- ✓ **Frottement en courbe** : le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.
- ✓ **Frottement en lignes droites** : à cause des défauts de la réalisation en pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, donc elle présente des courbures d'où l'existence de frottement.

La tension en un point est donnée par :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot L_x}$$

Avec :

σ_{P_0} : Tension à l'origine : $\sigma_{P_0} = 1476 \text{ Mpa}$

f : Coefficient de frottement uniforme (rd^{-1}) = 0.18 rd^{-1} .

φ : Coefficient de frottement par unité de longueur (m^{-1}) = 0.002 m^{-1} .

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

La perte par frottement est donc : $\Delta\sigma_\varphi(L_x) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(L_x)$

sections	0.00	0,25 L	10 m	0.5 L
Abscisse (m)	0	6,425	10 m	20
Câble n°1	0	0,076	0,076	0,076
Câble n°2	0	0,076	0,076	0,076
Câble n°3	0	0,106	0,118	0,118
Câble n°4	0	0,076	0,129	0,129
Câble n°5	0	0,034	0,127	0,137

Tableau 8.11. Différentes valeurs de $\alpha(\text{rd})$

Abcisse (m)	0.00	0,25 L	10 m	0.5 L
Câble n°1	0	6,967	3,392	13,392
Câble n°2	0	6,967	3,392	13,392
Câble n°3	0	6,988	3,413	13,413
Câble n°4	0	7,142	3,269	13,269
Câble n°5	0	7,076	3,224	13,224

Tableau 8.12. Les longueurs Lx en (m).

• **Exemple de calcul :**

à $x = 6,425m$ pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.076rd$$

$$Lx = 6,967m$$

$$\sigma_p(0.25L) = 1476 \times e^{-0,18 \times 0,076 - 0,002 \times 6,967} = 1435,8MPa$$

$$\Delta\sigma_p(5) = \sigma_{p0} - \sigma_p(5) = 1476 - 1435,8 = 40,200MPa$$

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

sections	0.00	0.25L	10m	0.5L
Câble n°1	0	40,2007	29,8979	58,5326
Câble n°2	0	40,2007	29,8979	58,5326
Câble n°3	0	47,9931	40,8495	69,2674
Câble n°4	0	40,7031	43,2757	71,6456
Câble n°5	0	29,6202	42,6308	73,5402
Valeur moy	0	39,7435	37,3104	66,3037

Tableau 8.13. Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPA).

b) **Les pertes par recul d'ancrage :**

Après la mise en tension on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

$$d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot \left(\frac{f \cdot \alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec : **g** : l'intensité du recul d'ancrage : $g = 6mm$

E_p : Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000Mpa$.

L : longueur du câble en (m).

σ_{p0} : tension à l'origine : $\sigma_{p0} = 1476Mpa$

f,φ : Coefficients de frottement ($f = 0.18rd^{-1}$, $\varphi = 0.002m^{-1}$).

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

Si $d \leq \frac{L}{2}$ il faut tirer le câble de deux ses extrémités afin d'obtenir une tension plus élevée.

Si $d > \frac{L}{2}$ (l'influence de glissement dépasse le mi travée de la poutre) il faut tirer le câble d'une seule extrémité.

N° câble	α rd	L (m)	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	d (m)
1	0,076	26,784	0,00251	17,7684
2	0,076	26,784	0,00251	17,7684
3	0,118	26,8276	0,00279	16,8505
4	0,129	26,539	0,00287	16,6049
5	0,137	26,448	0,00293	16,4414

Tableau 8.14. Calcul de la longueur du câble.

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

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thales »appliqué au diagramme des tensions.

$$\Delta\sigma'_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right).$$

Avec :

$$\Delta\sigma' = 142,919 \text{Mpa} \quad \text{Pour câble (1).}$$

$$\Delta\sigma' = 144,848 \text{Mpa} \quad \text{Pour câble (2).}$$

$$\Delta\sigma' = 150,779 \text{Mpa} \quad \text{Pour câble (3).}$$

$$\Delta\sigma' = 148,286 \text{Mpa} \quad \text{Pour câble (4).}$$

$$\Delta\sigma' = 172,565 \text{Mpa} \quad \text{Pour câble (5).}$$

- **Exemple de calcul :**

à $x = 6,425 \text{m}$ pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.076 \text{rd}$$

$$Lx = 6,967 \text{m}$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1476 \times 17,7684 \left(0.18 \frac{0,076}{26,784} + 0.002 \right) = 131,6946 \text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma'_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 131,6946 \times \left(1 - \frac{6,425}{17,7684} \right) = 84,0742 \text{Mpa}$$

- **A X= 10 m** pour le câble n°5 :

$$Lx = 10 \text{m}$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1476 \times \left(0.18 \frac{0,137}{16,4414} + 0.002 \right) = 142,3238 \text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma'_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 142,3238 \times \left(1 - \frac{10,425}{16,4414} \right) = 52,08045 \text{Mpa}$$

sections	0.00	0.25L	10m	0.5L
Câble n°1	131,6946	84,0742	54,42722	32,192
Câble n°2	131,6946	84,0742	54,42722	32,192
Câble n°3	138,8680	85,9185	52,95388	28,23039
Câble n°4	140,9224	86,3947	52,44747	26,98707
Câble n°5	142,3238	86,7062	52,08045	26,11115
Valeur moy pour 5 câbles	137,10068	85,43356	53,267248	29,142522

Tableau 8.15. Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.

c) Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Lorsque, dans un même élément plusieurs câbles sont tendus successivement le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension du $j^{\text{ème}}$ Câble provoque un raccourcissement du béton au droit des autres câbles tendus auparavant, ce qui entraîne une diminution de leur force de précontrainte.

La mise en tension des câbles se fera pour une seule famille en deux phases :

La 1^{ère} phase : elle constituée de 5 câbles ancrée à l'about, leur tirage à 50% lorsque la résistance à la compression du béton attend au moins 25 MPA.

La 2^{ème} phase : elle constituée de 5 câbles ancrée à l'about, leur tirage à 100% lorsque la résistance à la compression du béton attend au moins 40 MPA

c.1) les pertes de câble :

• **Sous l'effet d'elles-mêmes :**

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension (raccourcissement élastique), la perte est donnée par la formule suivante :

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

n : le nombre des câbles.

E_p : module d'élasticité longitudinale de câble.

σ_{bn} : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de langue durée.

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

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1050 \text{ mm}^2$ pour 7T15.

I_G, B : moment d'inertie et aire de la section nette (poutre seule).

M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre.

e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section considérée.

$\sigma_{p_i}(x)$: Contrainte normale du câble après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{p_i}(x) = \sigma_{p_0}(x) - [\Delta\sigma_{p_f}(x) + \Delta\sigma_{p_g}(x) + \Delta\sigma_{p_{racc}}(x)] \dots \dots \dots (3)$$

$\Delta\sigma_{p_f}, \Delta\sigma_{p_g}$ et $\Delta\sigma_{p_{racc}}$: pertes moyennes dues au frottement, glissement (recul d'ancrage) et raccourcissement des câbles du 1^{ère} famille.

Après développement (en remplaçant (3) dans (2), et l'expression résultante de (2) dans (1)), la formule (1) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{p_{racc}}(x) = \frac{(n-1)E_p}{2 \cdot n \cdot E_{ij}} \left[\frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{p_f} - \Delta\sigma_{p_g})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right) \right]$$

Pour « n=5 » :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{2E_p}{5E_{ij}} \times \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{2E_p}{5E_{ij}} \times \frac{n \cdot A_p [\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{p_f} - \Delta\sigma_{p_g}(x)]}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

• Exemple de calcul :

Pour Section d'about :

$$B = 10063,15 \text{ cm}^2, \quad I = 23007644,3 \text{ m}^4, \quad e_p = 1,6 \text{ cm}, \quad A_p = 9,73 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPA}, \quad M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0) = \frac{(2)1,95 \cdot 10^5}{5(35981,73)} \cdot \frac{4(9,73)(1476 - 0 - 137,10068)}{23007644,3} \left[1 + \frac{10063,15(15,99)^2}{23007644,3} \right]$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{p_i}(0) = 14,625 \text{ MPa}$$

Section	X=0.00 m	X=6,425 m	X=L/2 m
B (cm ²)	10063,15	6396,15	6396,15
I _G (cm ⁴) d	23007644,33	19945730,38	18044126,09
M _g (t.m)	0	119,373	159,162
e _p (cm)	15,99	4,26	-62,94
Δσ _{pf} (MPA)	0	39,7435	66,3037
Δσ _{pg} (MPA)	137,10068	85,43356	29,142522
Δσ _{pra} (x)(7T15)	14,6257	21,0023	51,3058

Tableau 8.16. Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections

❖ pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_0(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{p_i}(x)$$

Les pertes instantanées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0,000	10,000	20,000
Câble n°1	146,3203	145,2772	142,0304
Câble n°2	146,3203	145,2772	142,0304
Câble n°3	153,4937	154,9139	148,80359
Câble n°4	155,5481	148,1001	149,93847
Câble n°5	156,9495	137,3287	150,95715
Valeur moy .pour 5 câbles	151,72638	146,17942	146,752002

Tableau 8.18. Pertes instantanées totales aux différentes sections.

La perte initiale probable pour chaque câble et aux différentes sections est répertoriée dans le tableau ci-après :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	10	20
Câble n°1	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°2	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°3	1322,5063	1321,0861	1327,19641
Câble n°4	1320,4519	1327,8999	1326,06153
Câble n°5	1319,0505	1338,6713	1325,04285
Valeur moy .pour 5 câbles	1324,27362	1329,82058	1329,247998

Tableau 8.19. La tension probable dans différentes sections

8.3.3. Les pertes différées :

Elles sont dues à évaluation dans le temps de l'état de déformation et de contrainte des matériaux, en présence, retrait, fluage du béton et relaxation des aciers.

a. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, qu'a pour conséquence de détendre les armatures, donc chute de tension.

La perte de tension engendrées par le retrait est donnée par :

$$\Delta\sigma_{\gamma} = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)] E_p$$

$$\text{Avec : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \quad r_m = \frac{B}{p}$$

ε_r : Retrait final pris égale à 3.10^{-4} pour le nord algérien.

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p=195000\text{MPa}$).

r_m : Rayon moyen de section du béton en (cm).

B, P : aire et périmètre de la section nette.

t_0 : le jour de la mise en tension des câbles.

t : le jour où nous voulons déterminer les pertes.

- **Pertes dans les câbles:**

Il y'a trois phases pour cette famille des câbles :

- De **14^{ème}** jours au **28^{ème}** jour :

La mise en tension à 100% des câbles au 14^{ème} jour jusqu'au 28^{ème} jour.

La section considérée est de la poutre seule.

a) Pour la section d'about (x=0.00) : B=10063,15cm² et P= 690 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10063,15}{690} = 14,584cm$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 14,584} = 0,0963$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 14,584} = 0,175$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [0,175 - 0,0963] \times 195000 = 4,603MPa$$

b) Pour les autres sections (x=6,425, x=L/2 m) : B=6396,15cm² et P= 737,486cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{6396,15}{737,486} = 8,672cm$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 8,672} = 0,152$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 8,672} = 0,264$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [0,264 - 0,152] \times 195000 = 6,552MPa$$

- De **28^{ème}** jours au **63^{ème}** jours :

La mise en tension 100% des câbles aux 28^{ème} jours.

La section considérée est de la poutre seule.

c) Pour la section d'about (x=0.00) : B=10063,15cm² et P= 690 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10063,15}{690} = 14,584cm$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 14,584} = 0,175$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 14,584} = 0,324$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0,324 - 0,175] \times 195000 = 8,716 \text{MPa}$$

d) Pour les autres sections (x=6,425 x= L/2m) : B=6396,15cm² et P= 737,486cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{6396,15}{737,486} = 8,672 \text{cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 8,672} = 0,264$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{jours} \quad r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 8,716} = 0,445$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0,445 - 0,264] \times 195000 = 10,588 \text{MPa}$$

- Après le 63^{ème} jour :

Après le coulage de la dalle, la section considérée est de 'poutre + hourdis'.

e) Pour la section d'about (x=0.00) : B=15490,15cm² et P= 744 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{15490,15}{744} = 20,82 \text{cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 20,82} = 0,251$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,251] \times 195000 = 43,816 \text{MPa}$$

f) Pour les autres sections (x=6,425m, x=L/2 m) : B=11850,15cm² et P= 791,486 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{11850,15}{791,486} = 14,972 \text{cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 14,972} = 0,318$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,318] \times 195000 = 39,897 \text{MPa}$$

- **La perte moyenne due au retrait pour l'ensemble des câbles :**

Par exemple pour $x=6,425\text{m}$:

$$\Delta\sigma_r^m = \frac{5(57,037)}{5} = 57,037\text{MPa}$$

Et en fin, on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Abcisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
moyenne	57,135	57,037	57,037

Tableau 8.20. Les pertes dues au retrait du béton en (MPA).

a. Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

- ❖ à relaxation normale, RN.
- ❖ à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, faite choisir en général les aciers TBR.

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

$\rho_{1000} = 2.5\%$: Valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1860$ MPA : Contrainte de la rupture garantie.

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	10	20
Câble n°1	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°2	1329,6797	1330,7228	1333,9696
Câble n°3	1322,5063	1321,0861	1327,19641
Câble n°4	1320,4519	1327,8999	1326,06153
Câble n°5	1319,0505	1338,6713	1325,04285
Valeur moy .pour 5 câbles	1324,27362	1329,82058	1329,247998

➤ **Exemple de calcul :**

Pour le 1^{er} câble à la section d'abscisse $x=6,425\text{m}$:

$$\Delta\sigma_{pi}(10) = 1329,6797\text{Mpa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_p(10) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1329,6797}{1860} - 0.43 \right] \times 1329,6797 = \text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_p(10) = 56,8202\text{Mpa}$$

De même façon, on détermine les pertes de tension dues à la relaxation des aciers de chaque câble aux différentes sections.

Les valeurs des pertes sont représentées sur le tableau suivant :

Section		X=0.00 m	X=L/4 m	X=L/2 m
Câble n°1	$\sigma_{pi}(x)$	1329,6797	1330,7228	1333,9696
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	56,8202	56,9767	57,4650
Câble n°2	$\sigma_{pi}(x)$	1329,6797	1330,7228	1333,9696
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	56,8202	56,9767	57,4650
Câble n°3	$\sigma_{pi}(x)$	1322,5063	1321,0861	1327,19641
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,7486	55,5374	56,4483
Câble n°4	$\sigma_{pi}(x)$	1320,4519	1327,8999	1326,06153

	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,4432	56,5535	56,2786
Câble n°5	$\sigma_{pi}(x)$	1319,0505	1338,6713	1325,04285
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	55,2353	58,1751	56,1266
Valeur moyenne totale		56,0135	56,8439	56,7567

Tableau 8.21. Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPa).

b. Pertes dues au fluage du béton :

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage. La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L 91 est donnée par la formule suivante :[6]

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b(x) + \sigma_M(x)) \frac{E_P}{E_{bij}} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma_M(x)$: Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées).
 $\sigma_b(x)$ Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes).
 } Au niveau du câble moyen.

Avec :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p}{B} \cdot [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) : \text{Les pertes différées totales}$$

La simplification de l'expression (1) nous donne :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_P}{E_{bij}} \times \left(2\sigma_M(x) - n \cdot \frac{A_p}{B} \left[\Delta\sigma_{pr}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) \right] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \right)$$

A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1181,5 \text{ mm}^2$

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

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

n : le nombre des câbles.

e_p : Excentricité du câble équivalent.

$\Delta\sigma_{pre}$; $\Delta\sigma_{pp}$: pertes moyennes dues au retrait du béton ; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

$E_p = 195000$ MPA, $E_{bij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{41} = 37930,389$ MPA.

Des mêmes étapes de calcul, on obtient le tableau suivant donnant la perte moyenne aux différentes sections :

Section	X=0.00 m	X=L/4 m	X=L/2 m
B (cm ²)	15490,15	11850,15	11850,15
I _G (cm ⁴)	45919008,56	40081677,66	37218322,33
e_p (cm)	-12,49	-33,49	-99,77
M_g (t.m)	0	207,12	274,159
n (câbles)	5	5	5
$\sigma_{pi}(x)$ (MPA)	1324,27362	1329,82058	1329,247998
$\sigma_M(x)$ (MPA)	4,518	7,270	18,752
$\Delta\sigma_{pre}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x)$ (MPA)	103,812	104,406	104,334
$\Delta\sigma_{pfl}$ (MPA)	47,1099	75,7051	193,5714

Tableau 8.22. Les pertes dues au fluage du béton en (MPA).

g) Les pertes différées totales :

Les pertes différées totales sont données par la formule

$$\text{On' a: } \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_\gamma + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Les pertes différées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
Câble n°1	151,5951	180,2227	298,4959
Câble n°2	151,5951	180,2227	298,4959
Câble n°3	150,7021	179,0233	297,6487

Câble n°4	150,4476	179,8700	297,5073
Câble n°5	150,2743	181,2214	297,3806
Valeur moyenne totale	150,9228	180,1120	297,9057

Tableau 8.23. Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPa).

- les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{p_i \text{ total}}(MPa) = \Delta\sigma_{p_i \text{ ins tan t}}(MPa) + \Delta\sigma_{p_i \text{ différ}}(MPa)$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	6,425	13.435
$\Delta\sigma_{p_i \text{ ins tan t}}(MPa)$	151,72638	146,17942	146,7520
$\Delta\sigma_{p_i \text{ différ}}(MPa)$	150,9228	180,1120	297,9057
$\Delta\sigma_{p_i \text{ total}}(MPa)$	302,6492	326,2914	444,6577

Tableau 8.24. Les pertes totales moyennes dans les différentes sections.

Pourcentage des pertes totales :

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{p_i \text{ total}}}{\sigma_{p_0}} \times 100$$

σ_{p_0} : Tension à l'origine. ($\sigma_{p_0} = 1488 \text{ Mpa}$)

sections	0.00L	0.25L	0.5L
sections	0.00	6,425	13 ,435
Abscisse (m)	302,6492	326,2914	444,6577
$\Delta\sigma_{p_i \text{ total}}(MPa)$	20,5047	22,1065	30,1259

Tableau 8.25. La tension finale probable dans différentes sections.

- **Conclusion :**

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,5L$ (30,125%, le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 32% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

8.4. Vérification des contraintes normales :

Comme l'exécution de l'ouvrage est effectuée en plusieurs phases de construction et de mise en service, la vérification des contraintes normales engendrées par les sollicitations extérieures et le précontraint est nécessaire durant l'exécution de chaque phase.

On aura donc à faire des vérifications des contraintes au niveau des fibres extrêmes pour chaque phase d'exécution de la poutre.

- **1^{ère} phase :**

Coffrage puis bétonnage de la poutre, aucune vérification ne sera faite étant donné que la poutre n'est pas sollicitée.

- **2^{ème} phase (à 14^{ème} jour) :**

Mise en tension des (05) câbles ancrés à l'about, tirée à 100 % de la précontrainte, la section résistante est de la poutre seule, les contraintes seront engendrées par le poids propre de la poutre seul et la précontrainte, on tient compte seulement des pertes instantanées.

- **3^{ème} phase (à 28^{ème} jour) :**

La mise en tension des cinq (05) câbles est de 100 % du précontraint en estimant que 20 % des pertes différées sont consommées.

- **4^{ème} phase (à 56^{ème} jour) :**

Coulage de la dalle, la section résistante est celle de la poutre seule vu que l'hourdis n'aurait pas atteint encore son durcissement suffisant.

Les contraintes seront engendrées par :

- le poids propre de la poutre + hourdis.
- La précontrainte :
 - Force de précontrainte de 05 câbles.
 - Pertes instantanées des câbles (pour 05 câbles) +40% des pertes différées

- **5^{ème} phase (à 84^{ème} jours) :**

Mise en place de la superstructure (revêtement, corniche, glissière...).

- Les contraintes seront engendrées par :
- Le poids propre du tablier.

- La précontrainte.
 - Force de précontrainte des 06 câbles.
 - les Pertes totales.

• **6^{ème} phase (mise en service)>90^{ème} jour :**

Vérification de l'ouvrage en service en classe **II**, les contraintes de traction sont tolérées, mais elles ne doivent pas dépasser les contraintes limites de cette classe.

Les contraintes seront engendrées par :

- Poids propre du tablier + Surcharges.
- Précontrainte des câbles.

a) Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L) :

La précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques :

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{P2} = 0,98\sigma_{P0} - 1,2\Delta\sigma_j$$

σ_{P0} : Tension à l'origine.

$\Delta\sigma_j$: Somme des pertes à l'âge considéré.

b) Les conditions limites des contraintes :

La classe de vérification est la classe II :

	La phase	En construction	En exploitation
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	$-f_{t28}$
	Hors section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	$-1,5f_{t28}$
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0,6.fcj$	$0,6fc28$

Dans les six premières phases (phases de construction) on va vérifier en fibre supérieure (hors la section d'enrobage) la contrainte de traction, et en fibre inférieure la contrainte de compression.

Dans la 7^{ème} phase (phase de la mise en service) on va vérifier en fibre supérieure la contrainte de compression, et en fibre inférieure (section d'enrobage) la contrainte de traction.

c) Les valeurs de f_{cj} , f_{ij} :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Avec : $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$

Jour	7	14	28
f_{cj} [MPa]	23,18	29,91	35
f_{ij} [MPa]	1,99	2,39	2,7

d) Les contraintes normales admissibles à chaque phase :

Phase	2	3	4	5	7
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	-4.415	-4,59	-4,59	-4,59	24.6
$\bar{\sigma}_t$ (MPa)	23.428	24.6	24.6	24.6	-3.06

8.4.1. La vérification des contraintes :

$$P_1 = \sigma_{p1} \times A_p \dots \dots \dots (1)$$

$$P_2 = \sigma_{p2} \times A_p \dots \dots \dots (2)$$

Pour les six premières phases on utilise P_1 (La force qui donne le cas le plus défavorable sur ces phases).

Pour la 7^{ème} phase on utilise l'équation P_2 .

- Pour les six premières phases :

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B} + \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{Min} \cdot V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{TS}$$

$$\sigma_t = \frac{N_1}{B} - \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{Min} \cdot V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{CS}$$

- Pour la phase sept (07) :

$$\sigma_s = \frac{N_2}{B} + \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{CS}}$$

$$\sigma_I = \frac{N_2}{B} - \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{\max} \cdot V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{TI}}$$

Avec : $N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i$; $N_2 = P_2 \times \sum \cos \alpha_i$

• **Exemple de calcul :**

- **La phase N° 03 :**

Pour $x=0.00m$:

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_{28}$$

$$\sigma_{28} = 181,910MPa \text{ (Pertes instantanées totales de la 1^{ère} famille plus 20% de ces pertes différées)}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1476 - 0,8 \times 181,910 = 1359,992MPa.$$

$$P_1 = A_p \cdot \sigma_{p1} = 1359,992 \times 973 = 1323272216N$$

$$N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i = 1323272216 \times 3,964 = 5,245MN$$

$$B = 10063,15cm^2, M_{min} = 0t.m$$

$$\sigma_i = \frac{5,245 \times 10^4}{10063,15} - \frac{5,245 \times 15,99 \times 83,010}{23007644,33} \times 10^4 = 2,186Mpa \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.59Mpa$$

$$\sigma_s = \frac{5,245 \times 10^4}{10063,15} - \frac{5,245 \times 15,99 \times 66,99}{23007644,33} \times 10^4 = 7,654Mpa \leq \overline{\sigma_{CS}} = 24.6Mpa$$

$$\sigma_i = 2,186Mpa \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.59Mpa \dots \dots \text{ (C. vérifier).}$$

$$\sigma_s = 7,654Mpa \leq \overline{\sigma_{CS}} = 24.6Mpa \dots \dots \text{ (C. vérifier).}$$

• **La section d'about ($x=0.00 m$) :**

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	15,99
poutre+hourdis	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	-12,49

Tableau 8.26. Caractéristiques géométriques de la section à $x=0.00m$.

Les résultats de vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{\min} (t.m)	0	0	0	0	0
M_{\max} (t.m)	/	/	/	/	/
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	151,726	181,910	212,095	302,649	302,649
$\Sigma \cos\alpha_i$	3,964	3,964	3,964	3,964	3,964
σ_{P1}	1384,139	1359,99 2	1335,844	1263,401	/
σ_{P2}	/	/	/	/	1083,301
N(MN)	5,339	5,245	5,152	4,873	4,178
σ_s (MPa)	7,791	7,655	7,519	4,014	3,442
σ_i (MPa)	2,225	2,186	2,148	1,668	1,430
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- La section d'abscisse $x=6,426m$:

Section	B (cm ²)	V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	6396,15	81,478	68,522	19945730,38	4,26
poutre+hourdis	11850,15	119,229	57,771	40081677,66	-33,49

Tableau 8.28. Caractéristiques géométriques de la section à $x=13,435m$.

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{\min} (t.m)	119,373	119,373	207,12	207,12	325,440
M_{\max} (t.m)	/	/	/	/	522,521
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	146,17942	182,201	218,224	254,247	444,658
$\Sigma \cos\alpha_i$	3,956	3,956	3,956	3,956	3,956
σ_{P1}	1388,576	1359,75 9	1330,941	1302,123	/

σ_{P2}	/	/	/	/	912,891
N(MN)	5,345	5,234	5,123	5,012	3,514
σ_S (MPA)	13,282	13,007	12,765	6,679	8,411
σ_i (MPA)	6,744	6,603	6,421	-12,003	1,830
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.29. Vérification des contraintes à $x=6.425m$.

- La section d'abscisse $x=20m$:

Section	B (cm ²)	V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	6396,15	83,495	66,505	18044126,09	-62,94
poutre+hourdis	11850,15	120,317	56,683	37218322,33	-99,77

Tableau 8.30. Caractéristiques géométriques de la section à $x=20m$

Phase	2	3	4	5	6
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M _{min} (t.m)	159,162	159,162	276.159	276.159	433,915
M _{max} (t.m)	/	/	/	/	696,693
$\Delta\sigma_p$ (MPA)	146,752	206,333	265,914	325,495	444,658
$\Sigma \cos\alpha_i$	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
σ_{P1}	1388,118	1340,45 4	1292,789	1245,124	/
σ_{P2}	/	/	/	/	912,891
N(MN)	5,403	5,217	5,032	4,846	3,553
σ_S (MPA)	13,425	12,965	12,538	6,458	8,503
σ_i (MPA)	6,818	6,582	6,305	-11,607	1,850
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.31. Vérification des contraintes à $x=20$.

- **Conclusion :** Les contraintes limites sont respectées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage, soit en service ou en construction.

8.4.2. Ferrailage passif longitudinal :

On a deux types des armatures :

- Armatures de peau.
- Armatures dans les zones tendues.

a) Armatures longitudinales de peau :

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiel et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_{L\min} = \max \begin{cases} 3\text{cm}^2 & \text{par 1m de longueur mesuré perpendiculairement à leur direction} \\ 0,1\% & \text{de la section de béton de la poutre} \end{cases}$$

$$A_{L\min} = 0,1\% \cdot B = \frac{0,1 \times 6594}{100} = 6,594\text{cm}^2$$

On adopte comme armature des HA10 tous les 15cm.

b) Armatures dans la zone tendue :

D'une façon analogue, on dispose des armatures passives dans les zones tendues du béton pour limiter à l'ouvrage des fissures et des déformations excessives, dès que la hauteur fixe de cette partie tendue dépasse 5cm.

La section sera égale :

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{Bt}}{fe} + \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

B_t : Section du béton tendu.

N_{Bt} : Résultante de la traction du béton tendu.

f_e : La limite élastique de l'acier passif utilisé.

Cette formule, conduit en pratique à des sections d'acier représentant 0,4% à 0,7% de l'aire de la zone tendue.

La section d'armatures tendues n'est pas à cumuler avec celle des armatures de peau

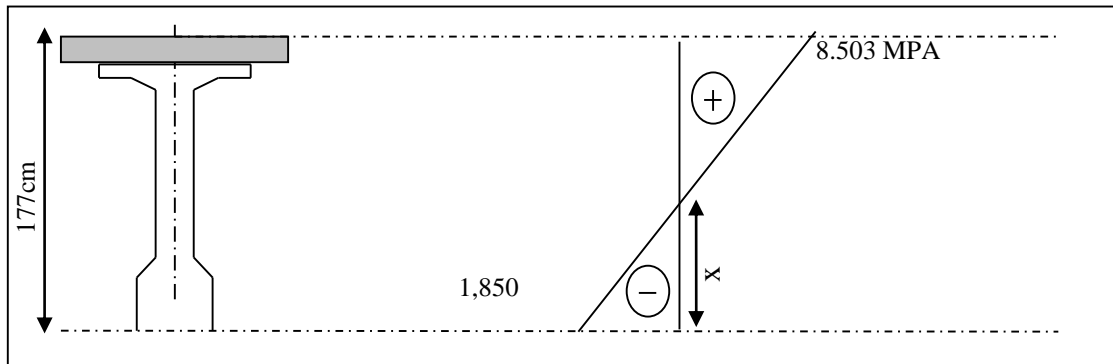


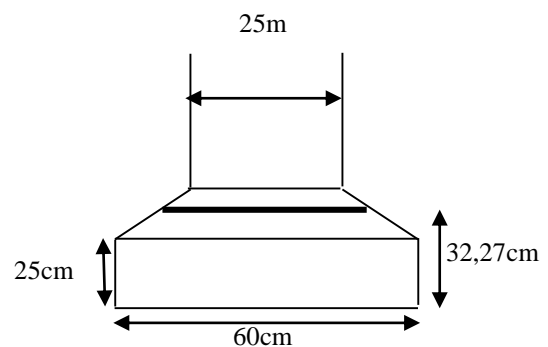
Figure 8.32. Diagramme des contraintes normales (phase5).

$$\frac{1,850}{x} = \frac{8,503}{177 - x} \Rightarrow x = 32,27 \text{ cm}$$

$$B_t = 31.62 \times 60 = 1936.2 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{1936.2 \times 1,850}{2 \times 10^4} = 0,179 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1936.2}{1000} + \frac{0,179}{500} \times \frac{2,7}{1,850} \times 10^4 = 7,161 \text{ cm}^2$$



Nous adoptons comme section : **5HA14** ($A_s=7.70\text{cm}^2$).

8.4.3. Ferrailage passif transversal (armatures du talon) :

Ces cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon et pour aussi servir de continuité avec les armatures transversales de l'âme. [5]

$$\begin{cases} Ac \cdot f_e \geq c \cdot t \cdot f_{c28} & \text{si } \phi_{ext(gaine)} < c < 1,3\phi_{ext(gaine)} \\ Ac \cdot f_e \geq 1,3 \cdot t \cdot f_{c28} \cdot \phi_{ext(gaine)} & \text{si } c > 1,3\phi_{ext(gaine)}. \end{cases}$$

Avec : t : espacement des armatures.

C=11cm (enrobage des câbles).

$$\phi_{ext(gaine)} = 7.1 \text{ cm}, \Rightarrow c > 1,3 \times \phi_{ext(gaine)} = 1,3 \times 7.1 \text{ cm} = 9.23 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } t = \frac{Ac}{f_e} = \frac{1,3 \cdot \phi_{ext} \cdot ft_{28}}{f_e} = \frac{1,3 \times 7,1 \times 2,7}{500} = 0,0498 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section : cadre **HA12** ($A_s=2,26\text{cm}^2$)

$$\Rightarrow t \leq 39,45 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } t=25 \text{ cm}$$

8.4.4. Justification aux E.L.U :

Les justifications de la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M, N) sont données par les règles B.P.E.L 9.

• Hypothèses de calcul :

- Non intervention du béton tendu.
- Conservation de la planéité des sections droites.
- Absence de glissement entre les aciers et le béton.
- Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots.

• Principe de la méthode de justification:

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation \bar{S}_u qu'équilibre ces contraintes.

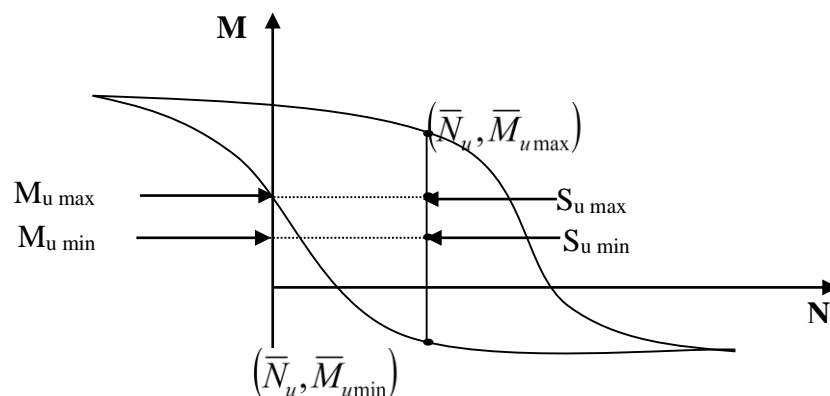


Figure 8.33. Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_u(\bar{M}_u, \bar{N}_u)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M) , et on définit une courbe 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 à N_u .
- On procède à la justification sur le moment M_u et on doit avoir :

$$\bar{M}_{u \min} \leq M_u \leq \bar{M}_{u \max}$$

Avec :

$$M_{u \max} \leq \bar{M}_{u \max} \text{ et } M_{u \min} \leq \bar{M}_{u \min}$$

• **les sollicitations à L'E.L.U :**

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

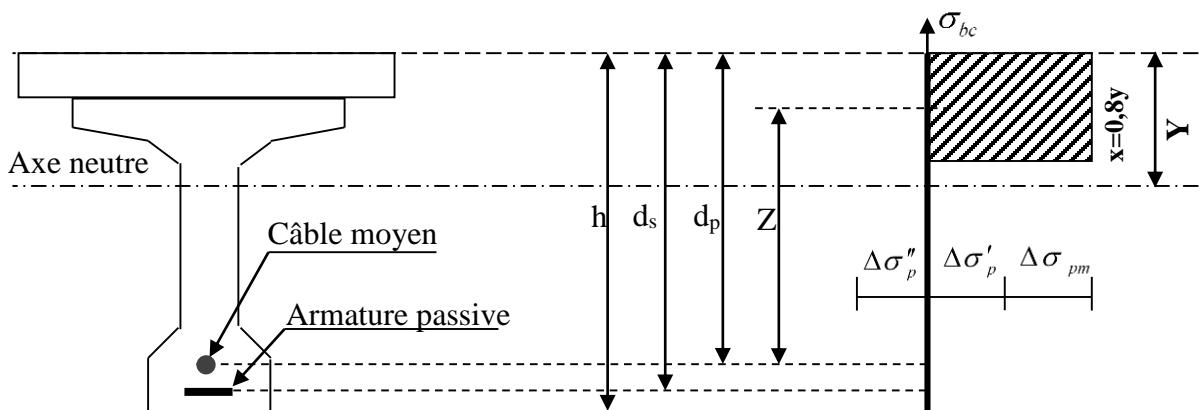


Figure 8.34. Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec : $\Delta\sigma_{pm}$: Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$: 1^{ère} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$: 2^{ème} complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

Les sollicitations à L'E.L. U sont :

$$N_u = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s \quad (1)$$

$$M'_{u\max} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad (2)$$

(1) et (2) constituent les équations d'équilibres.

Avec :

$A_p \times \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte.

$A_s \times \Delta\sigma_s$: Tension dans les armatures passives.

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

• **Equations liées à l'hypothèse des sections planes :**

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8d_p}{x} - 1 \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8d_s}{x} - 1 \quad (4)$$

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des domaines (1) ou (2), c'est-à-dire pivot (A) ou pivot (B).

• **Équations traduisant le comportement de l'acier :**

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \quad (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta \sigma_p = f \cdot (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \quad (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues : $\Delta \sigma_p, \sigma_s, y, \Delta'' \varepsilon_p, \varepsilon_p, \varepsilon_s, \bar{M}_u$ donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_b = 3,5\%$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (4) donne : y.

L'équation (3) donne ($\Delta \varepsilon_{pm}$).

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

$$\text{Nous avons dans (1) : } N_{ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \sigma_s = \bar{N}_u$$

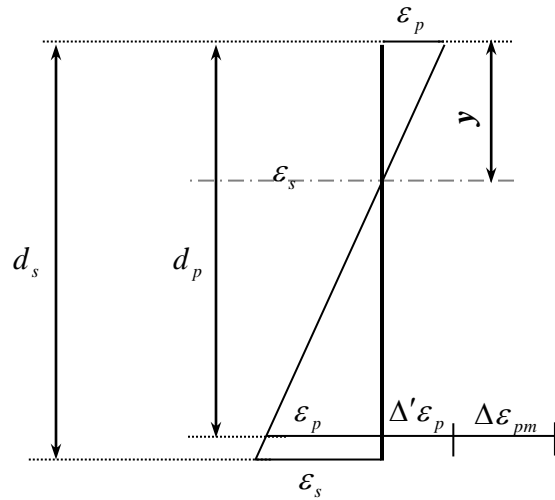


Figure 8.35. Diagramme des déformations et des contraintes à l'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

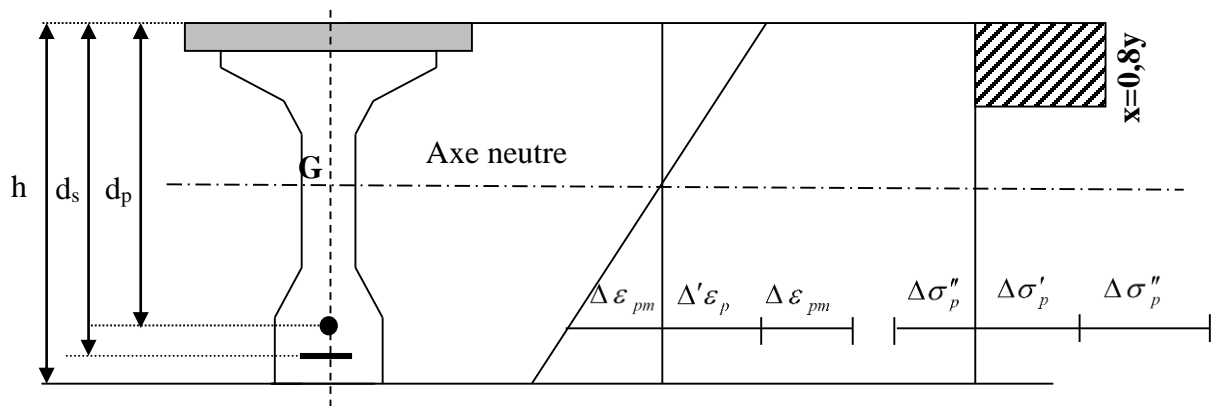
On fait une comparaison entre N_{ul} et N_u :

☞ Si $N_{ul} = N_u$: on calcule directement M_u .

☞ Si $N_{ul} > N_u$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, 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} .

☞ Si $N_{ul} < N_u$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant ε_{bc} autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{ul} = N_u$.

• **Application au projet : à $x = 0.5 L$ (mi travée) :**



À l'ELU : $M_{\min} = 1.35 M_g$ et $M_{\max} = 1.35M_g + 1.35M_q$ (le moment max sous **D240**)

h (cm)	e_p (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	A_p (cm^2)	A_s (cm^2)	$M_{u\min}$ (t.m)	$M_{u\max}$ (t.m)
177	-99,77	172	162	48.65	7,70	585,785	904,536

$$\text{Donc : } N_u = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma)n.A_p \Rightarrow N_u = (1476 - 444,6577) \times 48,65 \times 10^{-4} = 5.0174 MN$$

$$\text{Dans (1) : } N_{ul} = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 4,864 \cdot \Delta\sigma_p - 0,77 \cdot \sigma_s$$

$$5017,4 = B(x) \times 19,83 \times 10^3 - 4,865 \times \Delta\sigma_p - 0,77 \times \sigma_s$$

$$\text{Dans (2) : } \bar{M}_{u\max} = B(x) \cdot 19,83 \cdot Z + 0,770 \times (0,100) \times \sigma_s$$

- Équations liées le l'hypothèse des sections planes :

$$\text{De (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{162 - y}{y} = \frac{129.1}{x} - 1$$

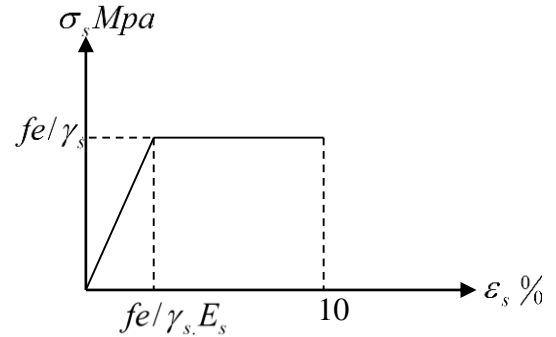
$$\text{De (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0.8 \times d_s}{x} = \frac{0.8 \times 172}{x} - 1 = \frac{136.6}{x} - 1$$

- **Équation traduisant le comportement des aciers**

- **Armatures passives (FeE50) :**

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

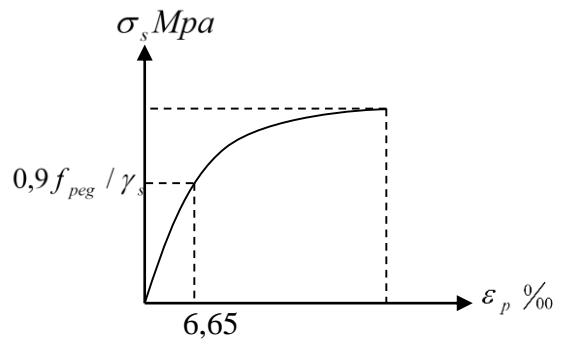


- **Armature actives (torons) :**

$$\sigma_p > \frac{0.9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0.9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0.9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1283.478 \text{ Mpa}$$



$$\text{Donc : } \Delta \sigma_p = \sigma_p (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - \sigma_p (\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_p) = 1031.342 \text{ MPA}$$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1031.342}{195000} = 5.288 \cdot 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte.).

$$\begin{aligned}\sigma_{bpm} &= \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{u\min}) \cdot \frac{e_p}{I} \\ &= \frac{5032073 \times 10^3}{1185015} + (5032073 \times 10^3 \cdot (-0.9977) + 585785 \cdot 10^4) \cdot \frac{(-99,77)}{3721832233} \\ \Rightarrow \sigma_{bpm} &= 2,002 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} :

$$\varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \times \sigma_{bpm}}{E_b \times E_p} \quad \text{Avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{bpm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 0,5133 \times 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{De l'équation (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \frac{10}{3,5} = \frac{172 - y}{y} \Rightarrow y = \frac{172}{3,857} = 44,594 \text{ cm}$$

$$\text{De l'équation (5) : } \sigma_s = 435 \text{ Mpa}$$

$$\text{De l'équation (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{162 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{5,288 \times 10^{-3} (162 - 44,594)}{44,594}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 13,922 \times 10^{-3}$$

De(6) :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour : } (13,992 \cdot 10^{-3} + 0,05133 \cdot 10^{-3} + 5,288 \cdot 10^{-3} = 19,331 \times 10^{-3}) - \sigma_p \text{ pour } (5,288 \cdot 10^{-3})$$

Déterminations de σ_p

$$5,537 \times 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6,581 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \Rightarrow \sigma_p (5,288 \times 10^{-3}) = 1,95 \times 10^5 \times 5,288 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (5,288 \cdot 10^{-3}) = 1031,160 \text{ Mpa}$$

$$19,331 \times 10^{-3} > 6,581 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (19,331 \times 10^{-3}) = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \quad \text{Avec } y = 0,4459m$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis+table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{2,02 + 2,02}{2} = 2,02m$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,4459 \times 2,02 = 0,7205m^2 \Rightarrow N_{uL} = 14,256MN$$

$$N_{uL} = 14,256MN \geq N_u = 5,0174 MN$$

• **Conclusion :**

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A.

Il faudra calculer N_{uL} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_b

ε_b	Y (cm)	$\Delta \varepsilon''$	B(x)	Nul
2	24,701	0,02917	2450,325	2,548
2,5	34,000	0,01977	3372,800	4,377
2,6	35,079	0,01900	3479,873	4,590
2,65	35,613	0,01864	3532,775	4,695
2,7	36,142	0,01829	3585,260	4,799
2,865	37,859	0,01722	3755,566	5,1

D'après le tableau au-dessus, pour $\varepsilon_b = 2,865\%$ $N_{uL} = 5,1MN \approx N_u = 5,0174MN$.

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_b = 2,865\% \end{cases}$$

$$\bar{M}_{u \max} = B(x) \cdot 19,83 \cdot Z + 0,4865 \times (0,07) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0.8 \times y = 162 - 0.8 \times 37,859 = 131,713 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{u \max} = 3755,566 \times 19,83 \times 132,713 + 3,39 \times (7) \times 348 = 987,4 \text{ t.m}$$

$$M_{u \max} = 904,65 \text{ t.m} < \bar{M}_{u \max} = 987,4 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

8.5. Justifications des contraintes tangentielles :

8.5.1. Introduction :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, celui-ci sera donc dimensionné pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armatures et les gaines de précontrainte.
- Selon le B.P.E.L.91 [6], on procède :
- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles.
- En E.L.U à une vérification de la section transversale.

8.5.2. Justification à l'E.L. S :

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification doit porter sur les trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section :

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque est présentée une précontrainte transversale).

Les contraintes σ_x, τ , et σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{tj} - \sigma_x - \sigma_t) \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

Si $\sigma_x < 0$ Alors les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots(2)$$

Puisque $\sigma_t = 0$ dans notre cas, alors (1) et (2) peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x) \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x) \right] \end{cases} \dots\dots\dots(1)'$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} f_{cj} \dots\dots\dots(2)'$$

Et comme σ_x au niveau du centre de gravité (G) est strictement positive, donc on applique le système $\rightarrow (1)'$

• **Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :**

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_V(y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

Avec : $V_{red} = V - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \sin \alpha_i$

S: Moment statique par rapport à l'axe G_z .

b_n : Largeur de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \Phi$

Avec : $\begin{cases} m : \text{Nombre de câbles par lit.} \\ K = 0,50 \end{cases}$

Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe G_z .

- **en résumé :**

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, quatre (04) câbles qu'y arrivant.

La vérification des contraintes se fera par phases de construction.

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	10063,15	83,010	66,990	23007644,33	15,99
poutre+hourdis	15490,15	111,495	65,505	45919008,56	-12,49

Tableau 8.32. Caractéristiques géométriques de la section nette à X=0,00L.

- **Exemple de vérification à la Phase (II) :**

- **J=28Jours:**

Les câble de la 1^{ère} famille est de 100 % de la Mise en tension :

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa} , \Delta\sigma_{28} = 151,726 \text{ MPa}$$

$$g = 1,85 \text{ t/ml} \Rightarrow V_{gl} = \frac{g \cdot L}{2} = 24,235 \text{ t}$$

$$\sigma_{pI} = 1,02 \times 1476 - 0,8 \times 151,726 = 1384,14 \text{ MPa}$$

$$P_I = 2 \times 9,73 \times 1384,14 \times 10^{-2} = 269,353 \text{ t}$$

$$V_{red} = V_{gl} - P_I \sum_{i=1}^2 \frac{\sin \alpha_i}{n} = 24,235 - 269,353 \times \frac{0,509}{5} \Rightarrow V_{red} = -3,15 \text{ t}$$

- **Contrainte de cisaillement (τ) :**

$$\text{Approximativement : } S = \frac{I_G}{0,8 \cdot h} \Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8 \cdot h}$$

$$\text{Avec : } b_n = b_0 - \frac{\Phi}{2} = 60 - \frac{7,1}{2} = 56,4 \text{ Cm}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-3,15 \times 10^{-1}}{0,564 \times 0,8 \times 1,5} = -0,470 \text{ MPa}$$

- **Contrainte du centre de gravité (σ_G)(au niveau de l'axe neutre) :**

$$\sigma_s = \frac{N_l}{B} \left(1 - \frac{e_p \cdot V}{r^2} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{N_l}{B} \left(1 + \frac{e_p \cdot V'}{r^2} \right)$$

Avec : $N_l = \frac{P_l}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \Rightarrow N_l = 2,6935 \times \frac{3,964}{5} = 2,135 MN$

$$r^2 = v \cdot v' \cdot \rho = 0,411 \times 83,01 \times 66,99 = 2285,5 cm^2$$

$$\sigma_s = 1,127 Mpa$$

$$\sigma_i = 3,776 Mpa$$

Au niveau du centre de gravité G :

$$\Rightarrow \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 1,127 + \frac{3,776 - 1,127}{150} \times 66,99 = 2,310 MPa$$

A partir des résultats trouvés, on doit vérifier les inégalités de la formule (1').

$$\begin{cases} (-0,047)^2 < 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 2,310 \right) \\ (-1,047)^2 < 2 \times \frac{2,7}{35} (0,6 \times 35 - 2,310) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 2,310 \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} (-0,47)^2 < 4,57 \\ (-0,47)^2 < 12,226 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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
2	2,310	269,353	-3,15	-0,4706	2,310	0,2215 < 4,3960	0,2215 < 11,8972
3	41.823	264,6544	-2,7068	-0,3999	2,0197	0,1600 < 4,3702	0,1600 < 11,8497
4	78.581	259,9552	-2,2284	-0,3293	1,9839	0,1084 < 4,3444	0,1084 < 11,8019

5	78.581	245,8578	-0,7933	-0,1172	1,8763	0,0137<4,2669	0,0137<11,6571
6	92.82	245,8578	-0,7933	-0,1172	1,8763	0,0137<4,2669	0,0137<11,6571

Tableau 8.33. Vérification des contraintes de cisaillement. <

- **Conclusion :**

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage.

8.5.3 Justifications à l'E.L. U :

A) Minimum d'armatures transversales :

Elles sont caractérisées par leur section (A_t) et leur espacement (S_t).

$$S_t \leq \min\{1m; 0,8 \cdot h; 3b_0\} = \min\{1m; 0,8 \times 2; 3 \times 0,6\} \Rightarrow S_t \leq 1m$$

b_0 : Largeur du talon ($b_0 = 60\text{cm}$).

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 56,4 \times 1,15}{500 \times 10^{-2}} = 7,7832 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Dans la zone médiane :**

D'après les règlements BPEL [6], la section de ces armatures doit être au moins $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement.

On prend un cadre HA12 soit; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0778 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0778} = \frac{2,26}{0,0778} = 29,04 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Dans la zone d'appuis :**

Compte tenu de la position des gaines dans cette zone, et l'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend 2HA12 et 2HA14 (un cadre de HA12 et un cadre de HA14).

$$\Rightarrow A_t = 5,340 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0778 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0778} = \frac{5,34}{0,0778} = 68,637 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

B) Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \overline{\tau}_U = \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \text{Cotg}\beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

- Le BPEL91 [6] donne : 2

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n}, \quad V_{red}^u = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \text{Sin}\alpha_i$$

$$P_u = \sigma_p(0,00) \times Ap$$

$$\sigma_p(0,00) = \sigma_{p_0}(0,00) - \Delta\sigma_p(0,00) = 1476 - 302,649 = 1173,531 \text{ Mpa}$$

$$Ap = 9,73 \times 2 = 19,46 \text{ cm}^2 \quad P_u = 1173,53 \times 19,46 \times 10^{-4} = 2,283 \text{ MN}$$

$$V_u = V_{u \max} = 73,266 \text{ t} \quad V_{red}^u = 0,732 - \frac{2,283}{5} \times 0,509 = 0,170 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_{red}^u = \frac{0,170}{0,564 \times 0,8 \times 1,77} = 0,213 \text{ Mpa}$$

✓ **Angle d'inclinaison β_u :**

$$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \text{Cos}\alpha_i = \frac{2,283}{5} \times 3,964 = 1,81 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{1810 \times 10}{15490,15} \times \left(1 - \frac{124,9 \times 655,05}{2964,48 \times 100} \right) = 0,845 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = \frac{1810 \times 10}{15490,15} \times \left(1 + \frac{124,9 \times 1114,95}{2964,48 \times 100} \right) = 1,717 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 0,845 + \frac{1,717 - 0,845}{177} \times 65,505 = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \text{tg}2\beta_u = \frac{2 \times 0,213}{1,167 - 0} = 0,365 \Rightarrow \beta_u \approx 10,026^\circ$$

$$\overline{\tau}_U = 2,32 \text{ Mpa} > 0,213 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins 2 cm²/ml, soit un cadre HA10 tous les 25 cm.

C) Justification des bielles de compression du béton (B.P.E.L 91) [6] :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{red}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,213)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,0453 < 57,89 \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

• **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 :

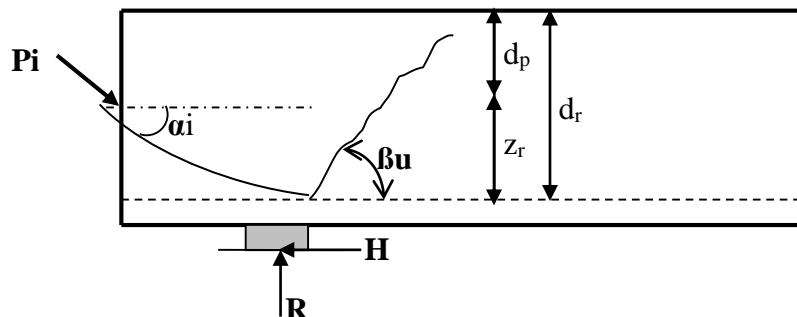
- ✓ Un effort horizontal : **H+R cotg Bu.**
- ✓ Un effort incliné : **R/sin B.**

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.

$$\sigma_{pi} = \min(1,2\sigma_{pm}; f_{prg} / \gamma_s)$$

$$P_i = \min(1,2A_p\sigma_{pm}; A_p(f_{prg} / \gamma_s))$$



• **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 : $R_u = 73,266t \Rightarrow \tau = \frac{R_u}{0,8.h.b_n} = \frac{73,266}{0,8 \times 177 \times 56,4} \times 100 = 0,917MPa$

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \begin{cases} 1,2 \sigma_{pm} = 1,2 \times 1173,53 = 1408,236MPa \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1860}{1,15} = 1617,39MPa \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_i = 1408,236 \times 9,73 \times 10^{-4} = 1,370MN$$

On prend $\beta_u = 30^\circ$

Câble	α_i en (gr)	cos α_i	sin α_i	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$
1	4,890	0,997	0,076	1,3659	0,1041
2	4,890	0,997	0,076	1,3659	0,1041
3	7,520	0,993	0,117	1,3604	0,1603
4	8,261	0,991	0,129	1,3577	0,1767
5	8,770	0,990	0,137	1,3563	0,1877

Tableau 8.34. Calcul P_i .

• **Calcul de H_u :**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC, l'accélération sismique horizontale est égale à 10%G (G le poids du tablier).

$$H_{ut} = 0,1 \times 687,6954t/ml = 68,769t/ml$$

- **Recherche du niveau 'r' :**

Pour : $r = 1$ (cable1) :

$$H = \sum_i P_i \cos \alpha_i - H_u = 1370 \times 3,964 - 687,695 = 4742,985 \text{ KN}$$

$$R = \left(R_u - \sum_i P_i \sin \alpha_i \right) \cot g \beta_u = (732,66 - 104,1) \times \cot g 30^\circ = 1088,7 \text{ KN}$$

Donc : $4742,985 \geq 1088,7$

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.

$dp = \frac{h}{10}$: Hauteur de la membrane comprimée.

$d_r = h - y_r$: Distance de R à la fibre supérieure.

y_r : distance entre le câble du niveau **r** et la fibre inférieure.

$z_r = d_r - d_p$: Hauteur de bielle.

$$Z = 0,8H$$

Si : $Z_r < Z$ La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par (Z / Z_r) et placée sur la longueur $Z_r \cot g B_u$.

Si : $Z_r \geq Z$ La densité d'étrier déjà calculée et suffisante sur une longueur $Z \cot g B_u$.

➤ **Pour notre cas :**

$$dp = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

$$y_r = (35,3 - 50 \text{ tg } 4,89 \text{ gr}) = 31,45 \text{ cm}$$

$$d_r = 150 - 31,45 = 118,55 \text{ cm}$$

$$Z_r = 118,55 - 15 = 103,55 \text{ cm}$$

$$Z = 0,8H = 0,8 \times 150 = 120 \text{ cm}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{Z}{Z_r}$.

Cette section est répartie sur une longueur L ($L = Z_r \cot \beta_u$) à partir de l'axe de l'appui.

Donc : $L = 103,55 \times \cot 30^\circ = 179,353 \text{ cm}$.

$$\frac{Z}{Z_r} = \frac{120}{103,55} = 1,158$$

Donc : $A_t = 3,83 \times 1,158 = 4,435 \text{ cm}^2$

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 $L = 1,158 \text{ m}$.

• **Équilibre du coin inférieur :**

$$R = R_u - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -H_u + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal à P_i est inférieur à l'angle de frottement interne du béton.

$$\text{tg } \alpha \leq \text{tg } \varphi \quad \text{Avec : } \text{tg } \alpha = \frac{R \cdot \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \cdot \sin \theta + H \cdot \cos \theta}$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - \text{tg } \theta)}{1 + 1,5 \cdot \text{tg } \theta} \quad (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontale A_l tel que :

$$H + A_l \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg } \theta)}{1 + 1,5 \cdot \text{tg } \theta}$$

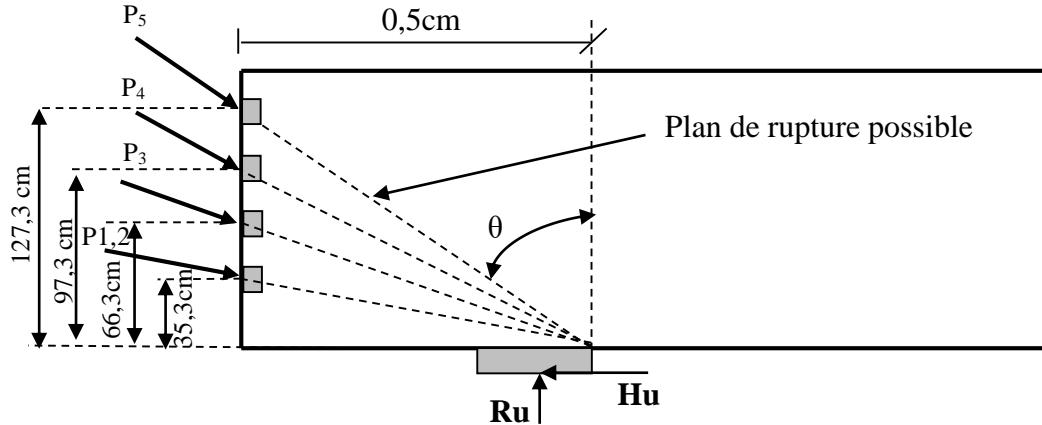


Figure 8.10. Rupture du coin inférieur.

Remarque :

En post tension une section d'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c.à.d. même si l'inégalité (1) est vérifiée.

$$A_{r_{\min}} = \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ Application de projet :

H = 4742,985 KN et R = 1690KN

Câble (1,2) : $\theta = \arctan\left(\frac{0,5}{0,353}\right) = 54,777^\circ$

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \tan\theta}{1 + 1,5 \tan\theta} = 29,267 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

Câble (3) : $\theta = \arctan\left(\frac{0,5}{0,663}\right) = 37,021^\circ$, **R = 991.356 KN**

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \tan\theta}{1 + 1,5 \tan\theta} = 346,952 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

Câble (4) : $\theta = \arctan\left(\frac{0,5}{0,973}\right) = 27,197^\circ$, **R = 962,950 KN**

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \tan\theta}{1 + 1,5 \tan\theta} = 536,255 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

Câble (5) : $\theta = \arctan\left(\frac{0,5}{1,273}\right) = 21,443^\circ$, **R = 943,598 KN**

$$H = 4742,985 > R \times \frac{1,5 - \text{tg}\theta}{1 + 1,5\text{tg}\theta} = 657,578 \text{ KN} \quad \text{C. vérifier}$$

Donc :

L'équilibre du coin inférieur est vérifié suivant les cinq(05) plans de rupture possible.

La section d'armatures de couture est négligeable, néanmoins le BPEL [6] proposé une section minimale en vue de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

La section $A_{\ell_{\min}}$:

$$A_{\ell_{\min}} \geq \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $K=0.5$

$$\text{Donc : } A_{\ell_{\min}} \geq \frac{0,04 \times 0,732 \times 1,15}{500 \times 10^{-4}} (5 - 4 \times 0,5) = 2,020 \text{ cm}^2$$

Soit deux (02) cadre **HA10** ($A=2,26 \text{ cm}^2$). 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.

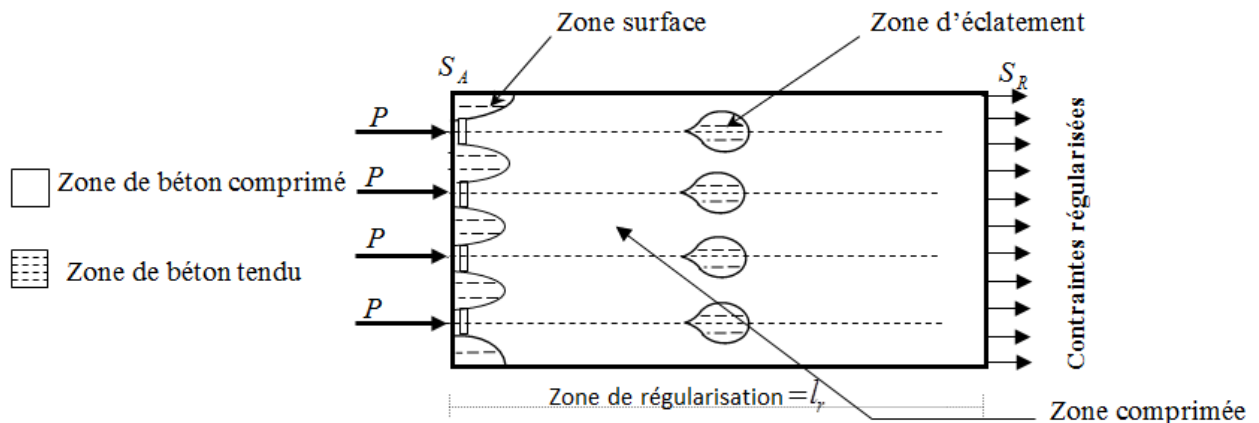


Figure 8.11: Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique de dimensions ($d \times d$), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (Effort d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).
- **Effet de la surface :**

Au voisinage de la section (S_A), il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{\text{Max}(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \quad (8)$$

Avec :

F_{j0} : Force à l'origine du câble au niveau (j).

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

- **Plan Horizontal :**

Sur le plan de diffusion horizontal, la force F_{j0} considéré est celle résulte des quatre (05) câbles.

$$F_{j0} = 2 \times \sigma_{p0} \times Ap = 2 \times 1476 \times 973 = 2872,296KN$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2 \times 1476 \times 9,73}{\frac{2}{3} \times 500} = 3,45Cm^2$$

On prend trois (04) cadres HA12 autour de chaque ancrage avec $A_v = 4,52 \text{ cm}^2$.

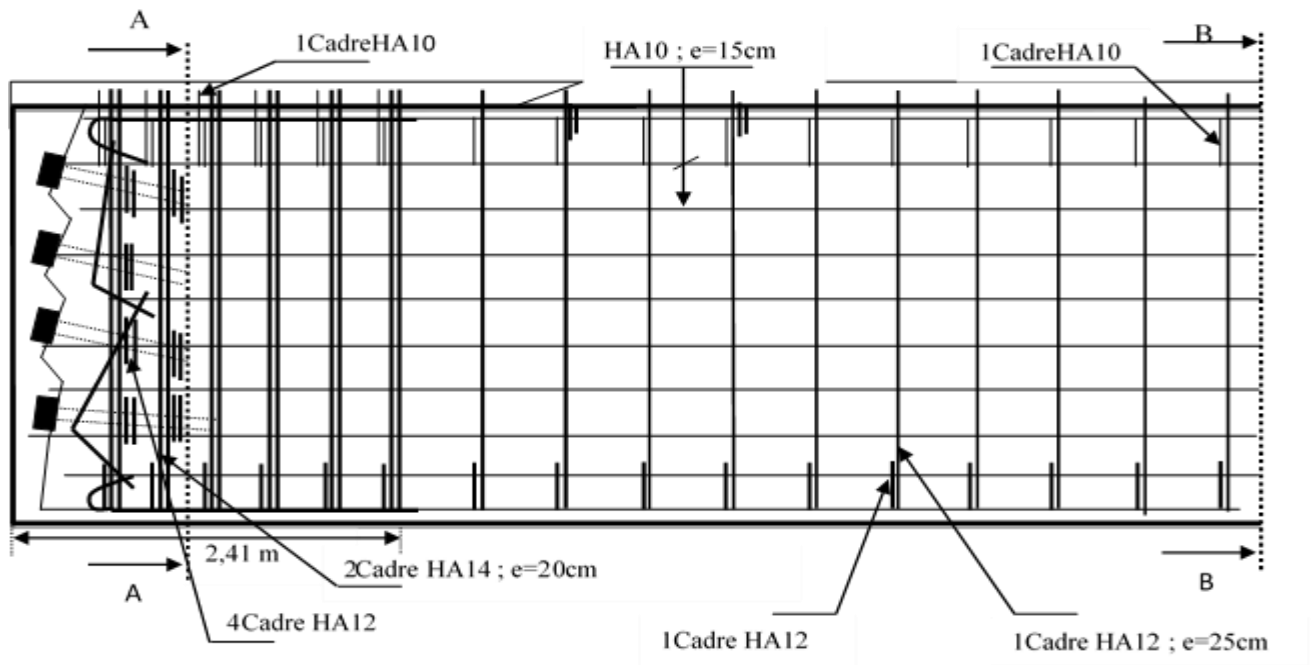
- **Plan vertical :**

$F_{j0} = \sigma_{p0} \times Ap$, $Ap = 1390 \text{ mm}^2$ (section de câble 7T15).

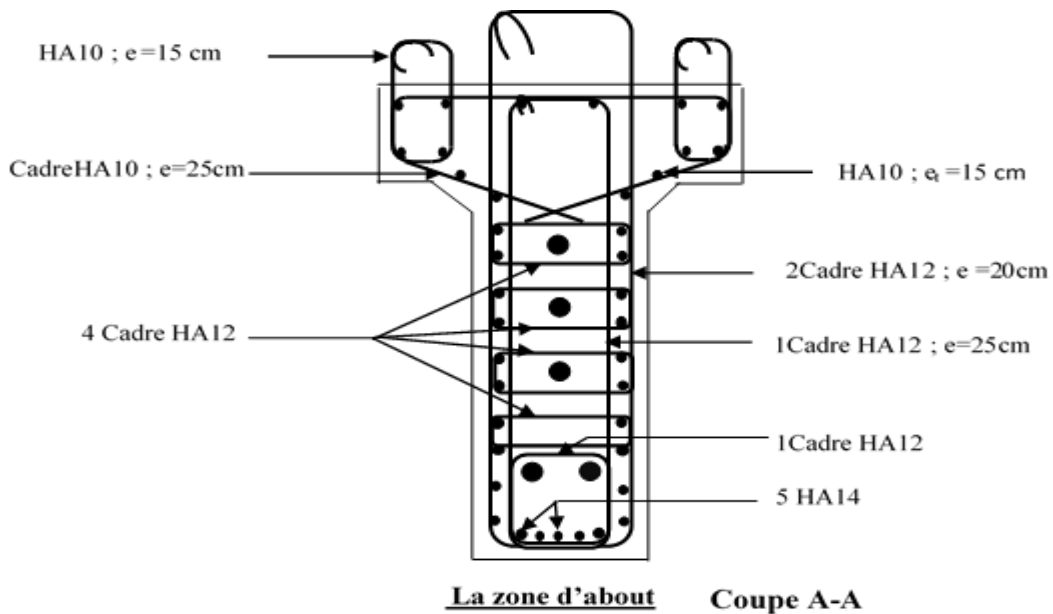
$$\text{Max}F_{j0} = 2051,64KN$$

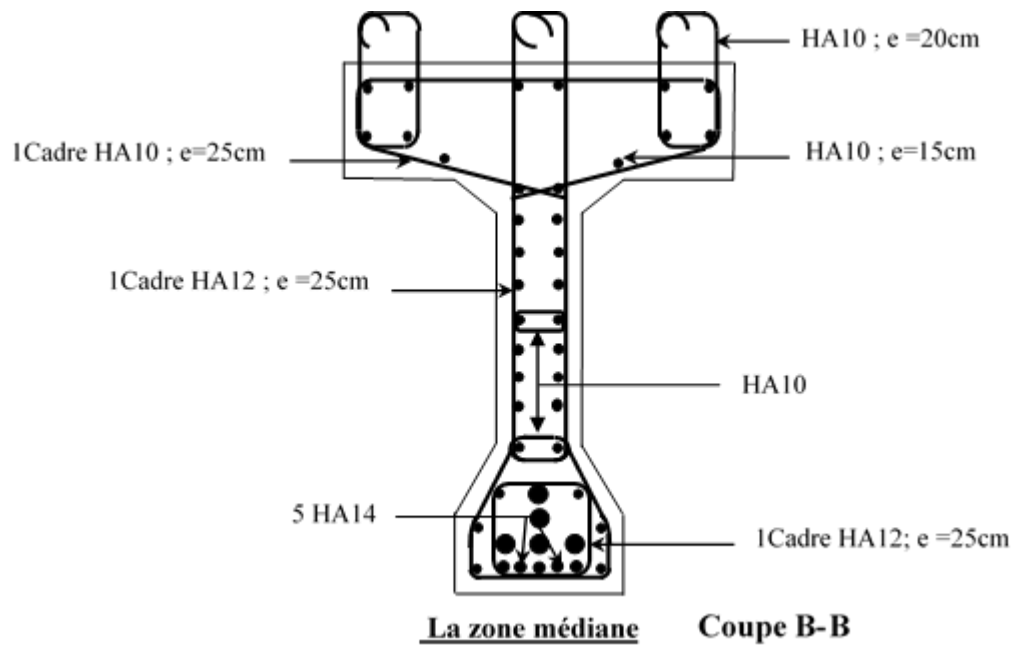
$$A_s = 0,04 \times \frac{2051,64 \times 10}{\frac{2}{3} \times 500} = 2.461 \text{ cm}^2$$

On prend deux (02) cadres HA12 avec $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$



• **Transversalement :**





8.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, une étude de la précontrainte par poste tension a été effectuée avec la présentation des différentes vérifications correspond aux pertes des charges, avec un ferrailage décillé de la poutre.

9.1. Introduction :

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).

9.2. Etude de l'hourdis

L'hourdis du pont est constitué d'une dalle en béton armée, destinée à recevoir les charges, les surcharges et de les transmettre aux poutres, la dalle joue le rôle d'assurer la répartition transversale des efforts, son épaisseur est égal à 27cm .

La présente étude examinera deux types de flexions :

- ✓ La flexion transversale (générale) : qui est due au fléchissement longitudinale des poutres.
- ✓ La flexion locale : qui est due à la flexion de l'hourdis considéré comme une dalle s'appuyant sur les poutres.

9.2.1 Ferrailage de l'hourdis :

9.2.2 Etude de la flexion transversal et longitudinale :

Le ferrailage sera fait sous le moment maximum dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S :

ELU: $(1.35G+1.6Bc)$ROBOT

ELS : $(G+1.6Bc)$ROBOT

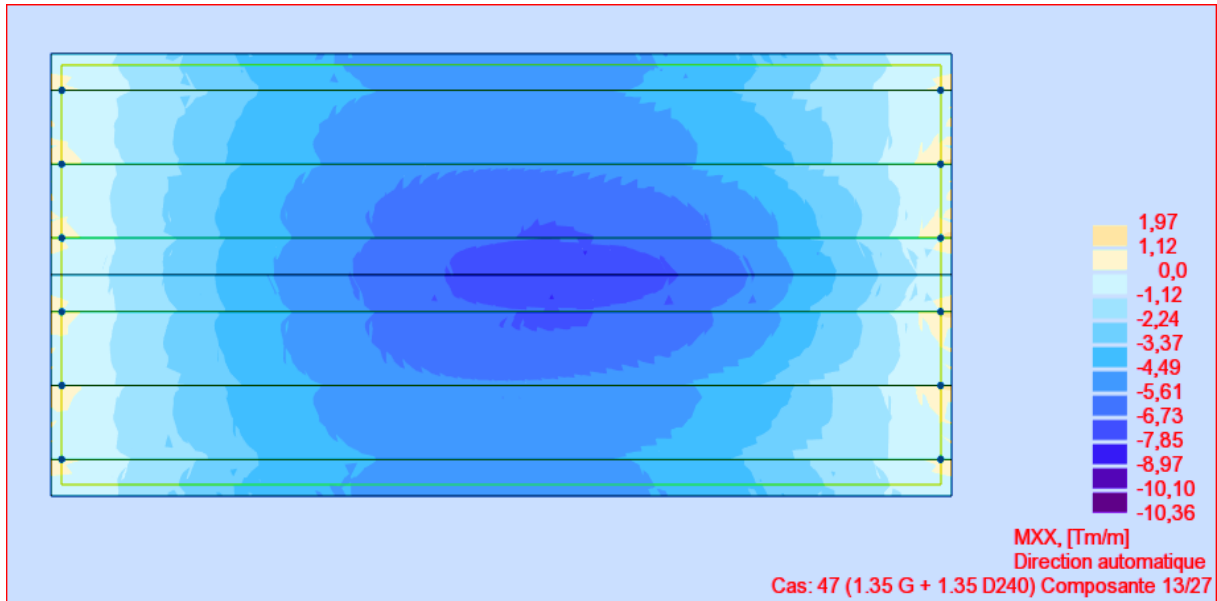


Figure.9.1 : distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle suivant xx(ELU).

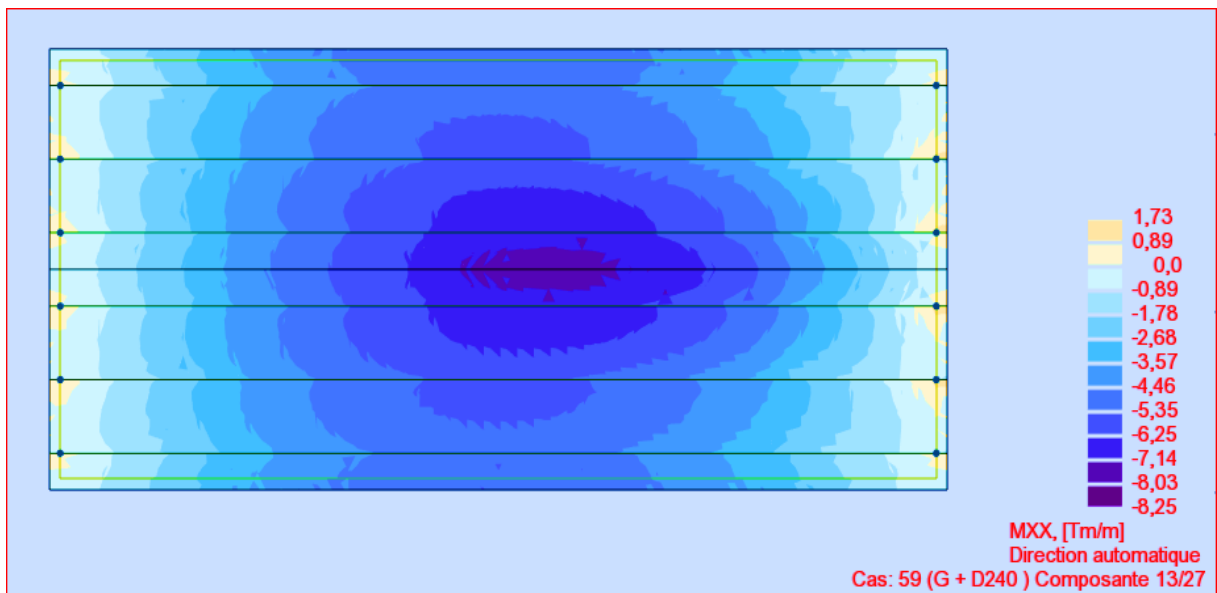


Figure.9.2 : distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle suivant xx (ELS).

- **Moment fléchissant transversal :**

$$\text{en travée : } \begin{cases} M_U = 10,36 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 8,25 \text{ t.m/ml} \end{cases} \quad \text{sur appui : } \begin{cases} M_U = 1,97 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 1,73 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant longitudinal :**

$$\text{en travée : } \begin{cases} M_U = 9,25 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 8,17 \text{ t.m/ml} \end{cases} \text{ sur appui : } \begin{cases} M_U = 9,53 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 8,48 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

Dans cette étude, on considère que le platelage est identique à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions LX et LY (LX < LY). Dans le sens LX, ces panneaux sont libres et dans le sens LY sont portés sur les poutres principales.

Hypothèses ⇒ Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 500.

$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$.

Le calcul des armatures sera fait sur une bande de 1m à la flexion simple.

9.2.2.1. Ferrailage sous la flexion transversal :

- **Sur appui :**

- **ELU :**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

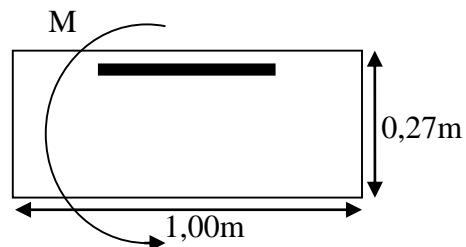
Calcul de ferrailage en flexion simple

Fissuration préjudiciable.

Béton $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

Acier $f_e = 500 \text{ Mpa}$.

$$\begin{cases} M_{au} = 1,97 \text{ t.m.} \\ M_{as} = 1,73 \text{ t.m.} \end{cases}$$



Section rectangulaire :

$b = 1 \text{ m}$, $h = 0,27 \text{ m}$, $d_1 = 17 \text{ cm}$

Le résultat obtenu par SOCOTEC est :

- Section d'armature comprimée (inférieure) : $A_{sc} = 0$.
- Section d'armature tendue (supérieure) : $A_{st} = 1,87 \text{ cm}^2$.

➤ **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min(266,66; 240) = 240 \text{Mpa.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = 0,568.$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0,1378 \text{m.}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 13,97 \text{t.m.}$$

$$M_{Rb} = 13,97 > 1,2 = M_{ser} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 5,23 \text{cm}^2.$$

• **En travée**➤ **ELU :**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

Section rectangulaire :

$$\begin{cases} M_{au} = 10,36 \text{t.m.} \\ M_{as} = 8,25 \text{t.m.} \end{cases}$$

Section rectangulaire :

$$b = 1 \text{ m}, h = 0,27 \text{ m}, d_1 = 17 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

- Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.
- Section d'armature tendue : $A_{st} = 11,5 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 24,94 \text{cm}^2.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,7}{500} \times 100 \times 17 = 2,11 \text{ lcm}^2.$$

❖ Section des armatures

$$A_s = \max (A_{sult} , A_{s\ ser} , A_{s\ min})$$

• Sur appui

$$A_s = \max (1,87 ; 5,23 ; 2,111) = 3,63 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** (5,65 cm²)

• En travée

$$A_s = \max (11,5 ; 24,94 ; 2,111) = 22,73 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20** (25,13 cm²)

9.2.2.2. Ferrailage sous la flexion longitudinale :

• Sur appui :

➤ ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

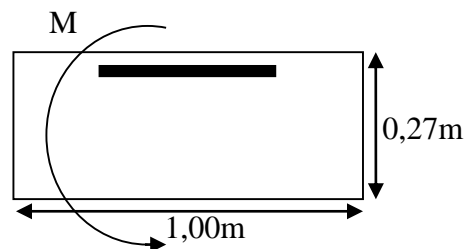
Calcul de ferrailage en flexion simple

Fissuration préjudiciable

Béton $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

Acier $f_e = 500 \text{ Mpa}$.

$$\begin{cases} M_{au} = 9,53 \text{ t.m.} \\ M_{as} = 8,84 \text{ t.m.} \end{cases}$$



Section rectangulaire :

$$b = 1 \text{ m} , h = 0,27 \text{ m} , d_1 = 17 \text{ cm}$$

Le résultat obtenu par SOCOTEC est :

Section d'armature comprimée (inférieure) : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue (supérieure) : $A_{st} = 10,52 \text{ cm}^2$.

➤ **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min(266,66; 240) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = 0,568.$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0,1378 \text{ m.}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 13,97 \text{ t.m.}$$

$$M_{Rb} = 13,97 > 1,2 = M_{ser} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 25,64 \text{ cm}^2.$$

❖ **En travée**➤ **ELU :**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

Section rectangulaire :

$$\begin{cases} M_{au} = 9,25 \text{ t.m.} \\ M_{as} = 8,17 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Section rectangulaire :

$$b = 1 \text{ m} , \quad h = 0,27 \text{ m} , \quad d1 = 17 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

- Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.
- Section d'armature tendue : $A_{st} = 10,19 \text{ cm}^2$

➤ **E.L.S :**

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 24,70 \text{ cm}^2.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,7}{500} \times 100 \times 17 = 2,11 \text{ cm}^2.$$

❖ Section des armatures

$$A_s = \max (A_{s\text{ult}}, A_{s\text{ser}}, A_{s\text{min}})$$

• Sur appui

$$A_s = \max (10,52 ; 25,64 ; 2,111) = 25,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA25** (28,27 cm²)

• En travée

$$A_s = \max (10,19 ; 24,70 ; 2,111) = 24,27 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA25** (25,54 cm²)

➤ Espacement :

suitant X: $S_t \leq \text{Min}\{2h ; 22\text{cm}\} = \text{Min}\{2 \times 26 ; 22\text{cm}\} = 22\text{cm}$

suitant Y: $S_t \leq \text{Min}\{3h ; 33\text{cm}\} = \text{Min}\{3 \times 26 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

9.3. Schéma de ferrailage de la dalle :

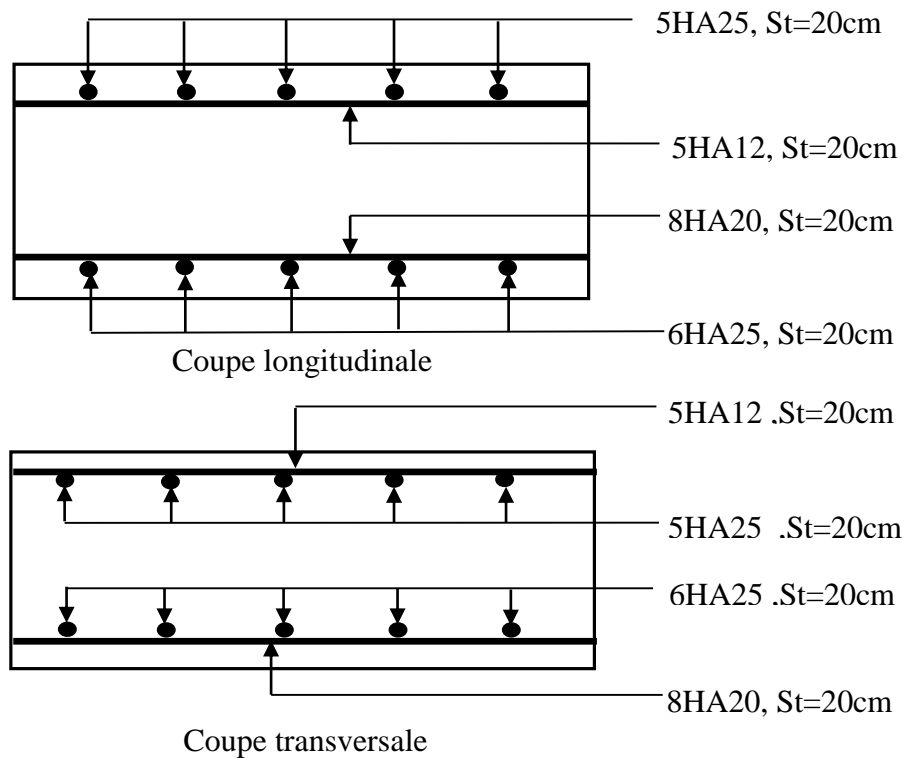


Figure 9.3. Schéma de ferrailage de la dalle.

9.4. Étude de l'entretoise d'about :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces éléments assurent l'assemblage (le chaînage) des poutres.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoire pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

9.4.1. Dimensions de l'entretoise :

L'entretoise a une hauteur de 0,871 m, une largeur de 1,454 m et une longueur de 7,27 m.

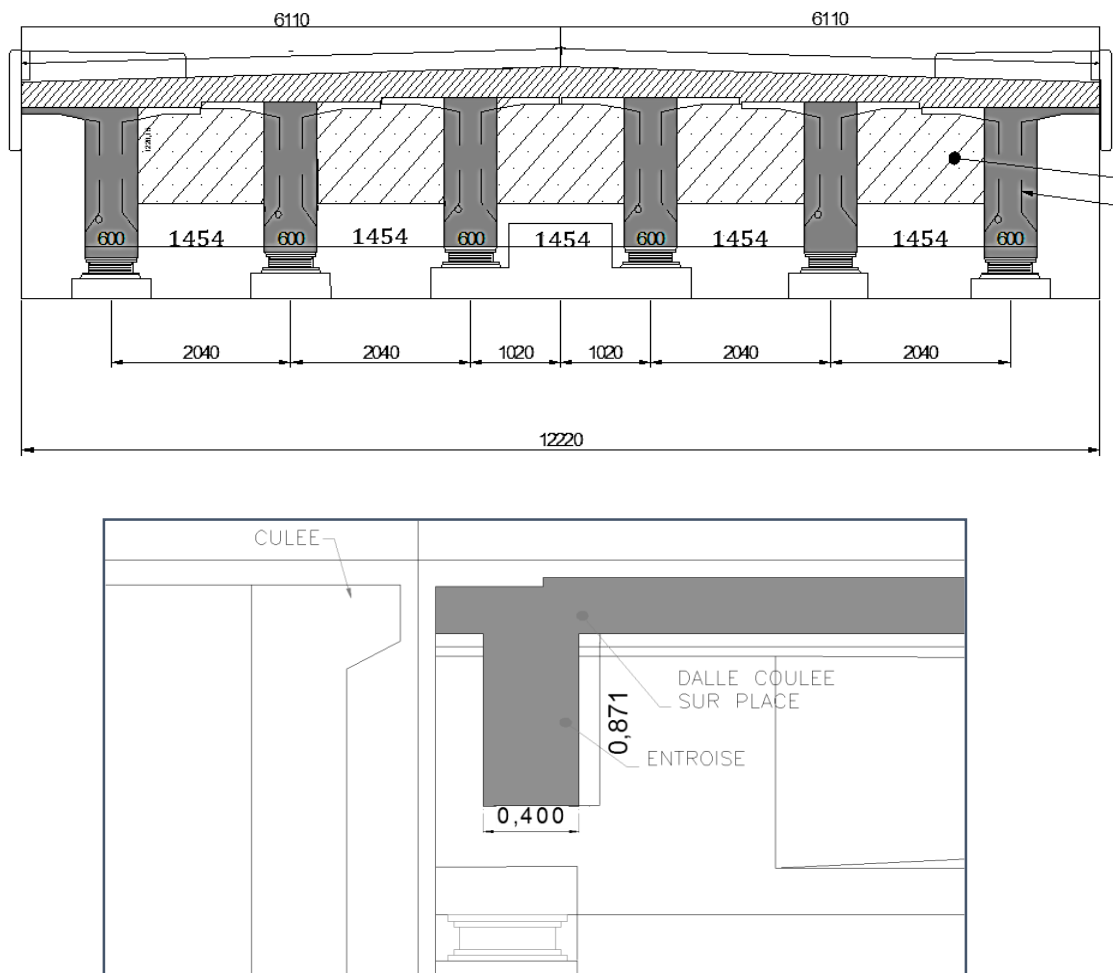


Figure 9.4. Dimensions de l'entretoise.

9.4.2. Calcul de l'entretoise :

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres.

Lors de levage, les surcharges retirées sont inexistantes. L'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

9.4.2.1. Calcul des efforts :

a. le poids propre :

$$S_{\text{entr}} = (0,871 \times 1,454) + (1,454 + 0,62) \times 0,051 = 1,372 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{entr}} = 1,372 \times 0,4 \times 2,5 \times 5 = 6,86$$

$$P_{\text{ent}} = \frac{P_{\text{entr}}}{10,2} = 0,672 \text{ t/poutre .}$$

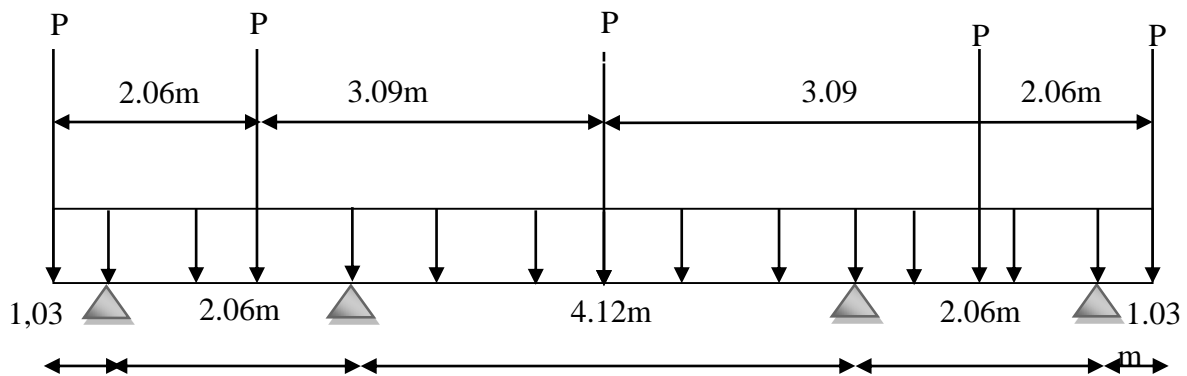
b. L'effort du au tablier :

$$G_{\text{tab}} = G_{\text{tot tab}} - G_{\text{ent}} = 687,6954 - 13,72 = 673,975 \text{ t}$$

$$P_{\text{tab}} = \frac{G_{\text{tab}}}{2} = 336,987 \text{ t/entretoise.}$$

$$P_{\text{tab}} = \frac{P_{\text{tab}}}{5} = 56,164 \text{ t/poutre .}$$

9.3.2.2. Emplacement des vérins :

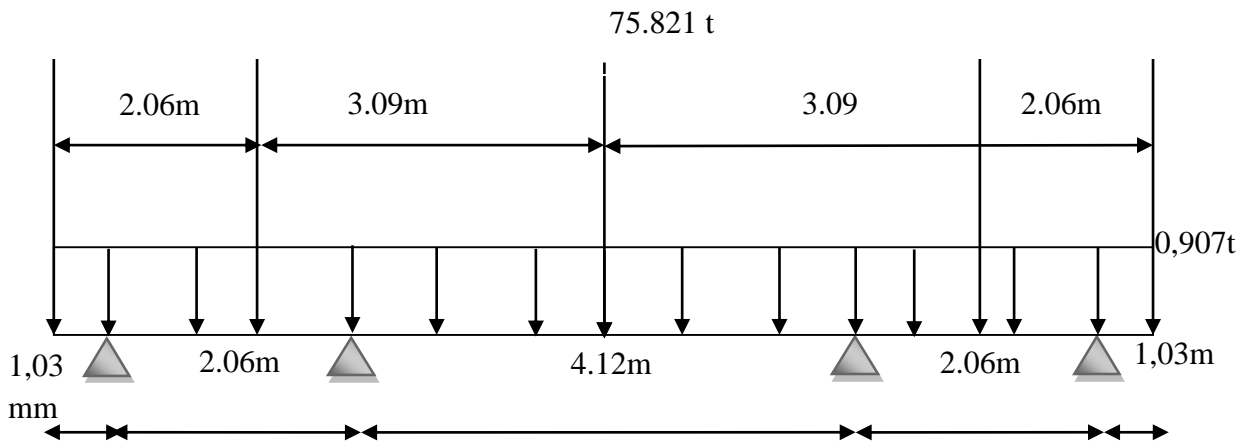


9.4.2.3. Calcul des sollicitations :

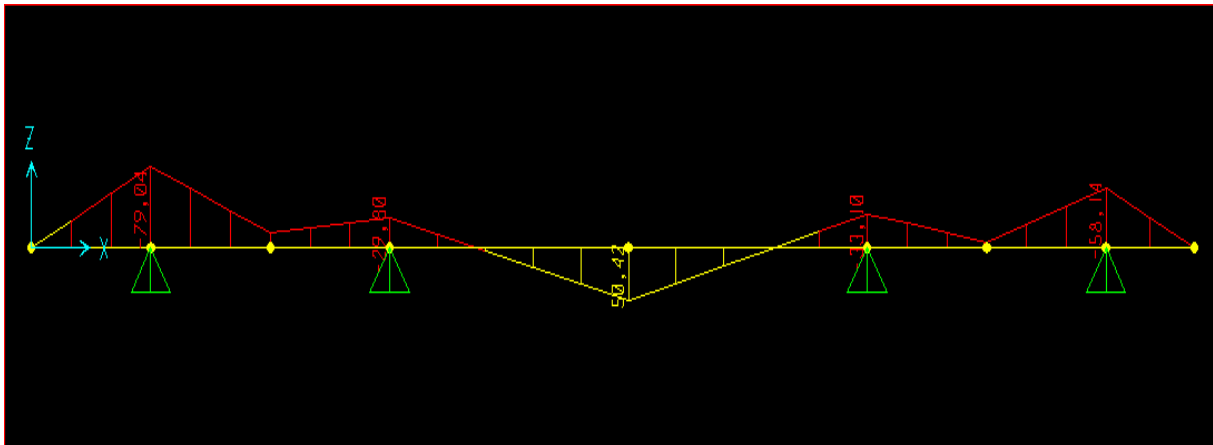
Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **SAP2000**, en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
ELU	$1.35 \times 0,672 = 0,907$	$1,35 \times 56,164 = 75,821 \text{ t}$
ELS	0,672	56,164

ELU :



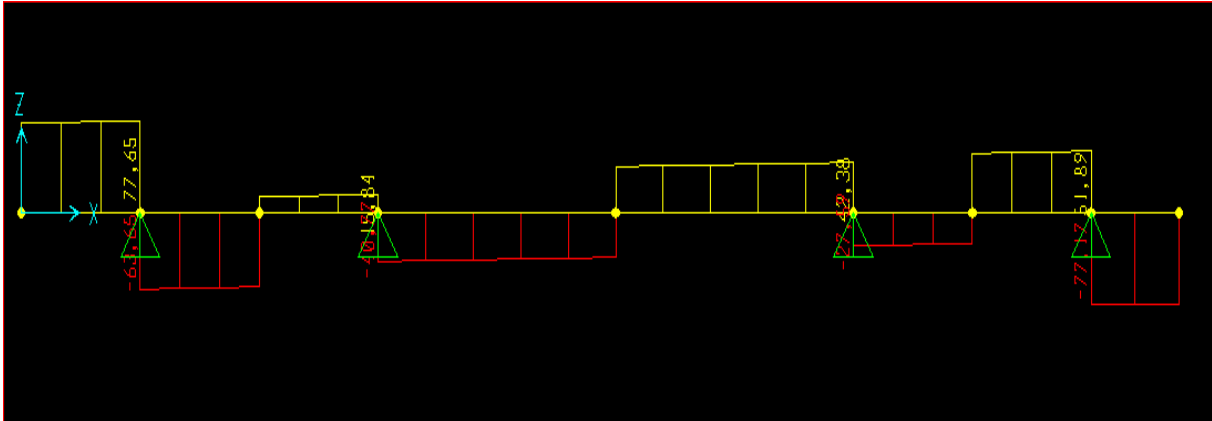
❖ **Diagramme des moments :**



$$M_{u \text{ app}} = 79,04 \text{ t. m.}$$

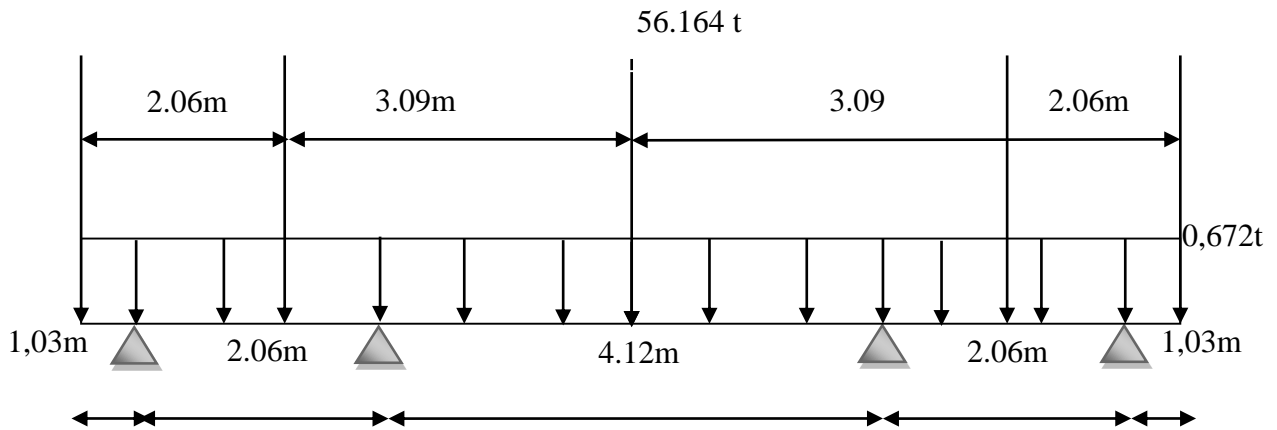
$$M_{u \text{ trav}} = 50,42 \text{ t. m.}$$

❖ **Diagramme des efforts tranchants :**

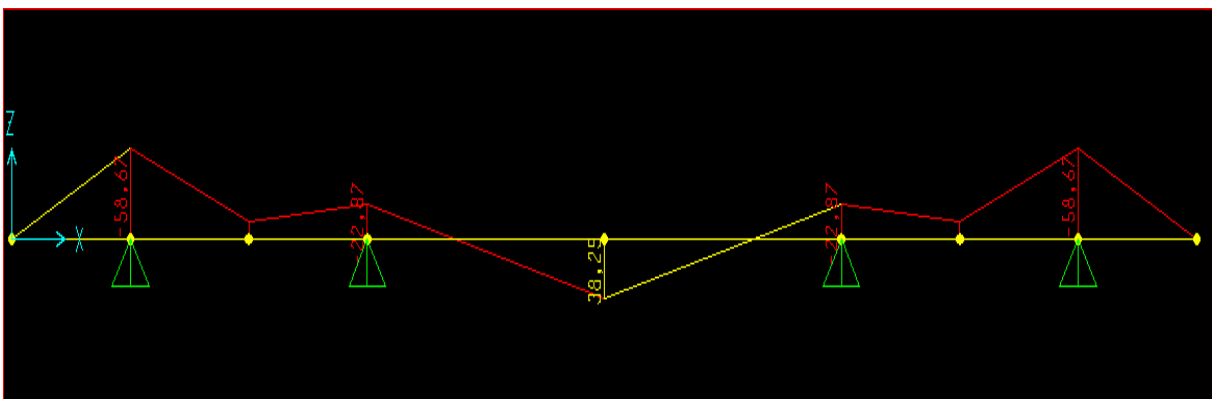


$$T_{u \max} = 77,65t.$$

ELS :



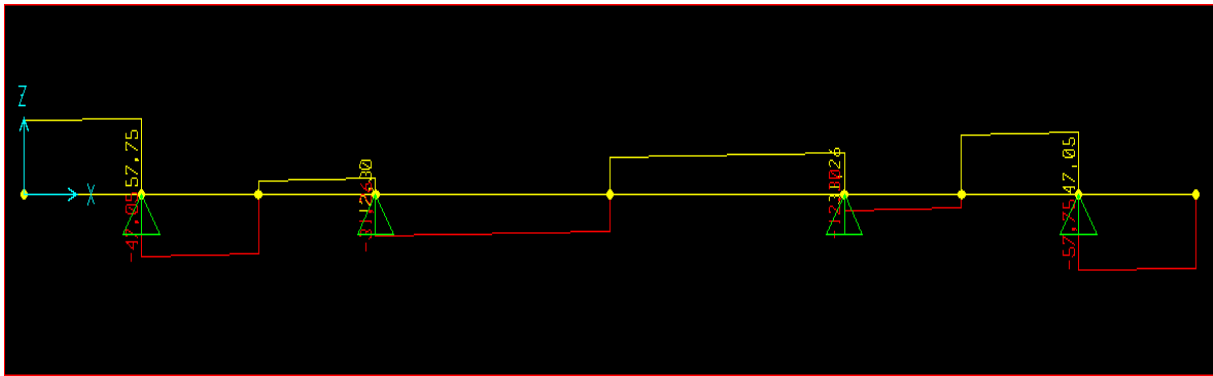
❖ **Diagramme des moments :**



$$M_{\text{ser app}} = 58,67t. m.$$

$$M_{\text{ser trav}} = 38,29t. m.$$

❖ **Diagramme des efforts tranchants :**



$$T_{\text{ser max}} = 57,75t.$$

9.4.3. Ferrailage de l'entretoise :

- **Hypothèses** : Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 500.

$$f_{c28} = 27\text{Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ et } \gamma_s = 1,15.$$

$$b = 0,4\text{m} , d = 1,45\text{m} ; c = 0,05\text{m}$$

$$\gamma = \frac{M_{\text{au}}}{M_{\text{as}}} = \frac{50,42}{38,29} = 1,316$$

- **En travée** :

$$M_U = 50,42t.m.$$

$$M_S = 38,29t.m.$$

E. L. U:

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{su} = 8,43\text{cm}^2$

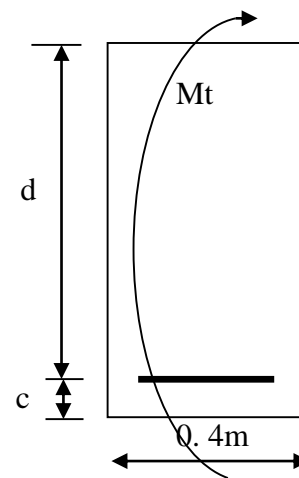
E. L. S:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6(\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,4 \times 1,45^2 \times 16,2 = 5,340 \text{ MN.m}$$



$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{5,340}{1,316} = 4,055 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0,3829 \leq M_{ls} = 4,055 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{38,29 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,45^2 \times 16,2} = 0,028$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 11,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que: } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_s = 11,22 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$M_{au} = 79,04 \text{ t.m.}$$

$$M_{as} = 58,67 \text{ t.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{79,04}{58,67} = 1,347$$

E. L. U:

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{su} = 13,41 \text{ cm}^2$

E. L. S:

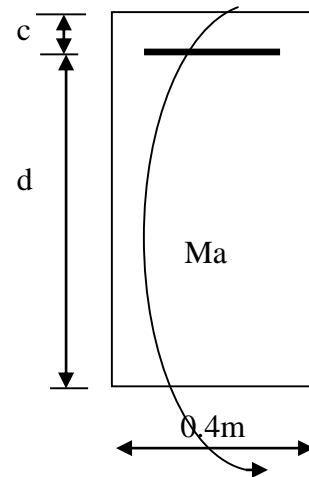
$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{6,807}{1,349} = 3,964 \text{ MN.m}$$

$$M_{as} = 0,5867 \leq M_{ls} = 3,964 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{58,67 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,45^2 \times 16,2} = 0,0430$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{bu}} \right) = 0,089$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$



$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 17,37 \text{ cm}^2$$

On a que: $A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_s = 17,37 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,22 \text{ Mpa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,4 \times 1,45 \times 10^4 \left(\frac{2,22}{500} \right)$$

$$A_{Smin} > 5,922 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Finalemnt : $\left\{ \begin{array}{ll} A_{Stravée} = 11,22 \text{ cm}^2 & \text{soit 04 HA 20}(25 \text{ cm}^2) \\ A_{Sappui} = 17,37 \text{ cm}^2 & \text{soit 06 HA 25}(15 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$

➤ **Les armatures transversales :**

$$T = T_{Umax} = 77,65 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{ Mpa} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \left(\frac{77,65}{0,4 \times 1,45} \right) 10^{-2} = 1,339 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \alpha = 90^\circ$ (Les armatures droites sont suffisantes).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1(\text{flexion simple})$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4(1,339 - 0,30 \times 1 \times 2,22)}{0,90 \times 500(0 + 1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{16,71}$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 0,67 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{1}{18,65}$$

$$\frac{1}{16,71} > \frac{1}{18,65} \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\text{Choix des armatures : } \varnothing \leq \text{Min} \left\{ \varnothing_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\begin{cases} \text{sur appuis: } \varnothing \leq \text{Min}\{25; 41; 40\} & \Rightarrow \varnothing \leq 25 \text{ mm} \\ \text{en travée: } \varnothing \leq \text{Min}\{20; 41; 40\} & \Rightarrow \varnothing \leq 20 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0,9 \text{ cm}^2$, soit **02HA 8(1,01 cm²)**.

9.4.3.1. Les armatures de peau :

Les deux nappes d'armatures calculées ci-dessus par les moments de flexion sont placées dans les parties supérieure et inférieure de l'entretoise, elles empêchent la fissuration dans leurs voisinages mais pas celle pouvant apparaître dans le béton tendu existant entre ces deux nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande.

Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles B.A.E.L [5], ces armatures ont une section d'au moins **3cm²** Par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et **5cm²** si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,peau} = 3 \times (2,06 + 2,06) = 12,36 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s,peau} = 12,36 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{08 HA 16(16,08 \text{ cm}^2)}$$

9.5. Schéma de ferrailage :

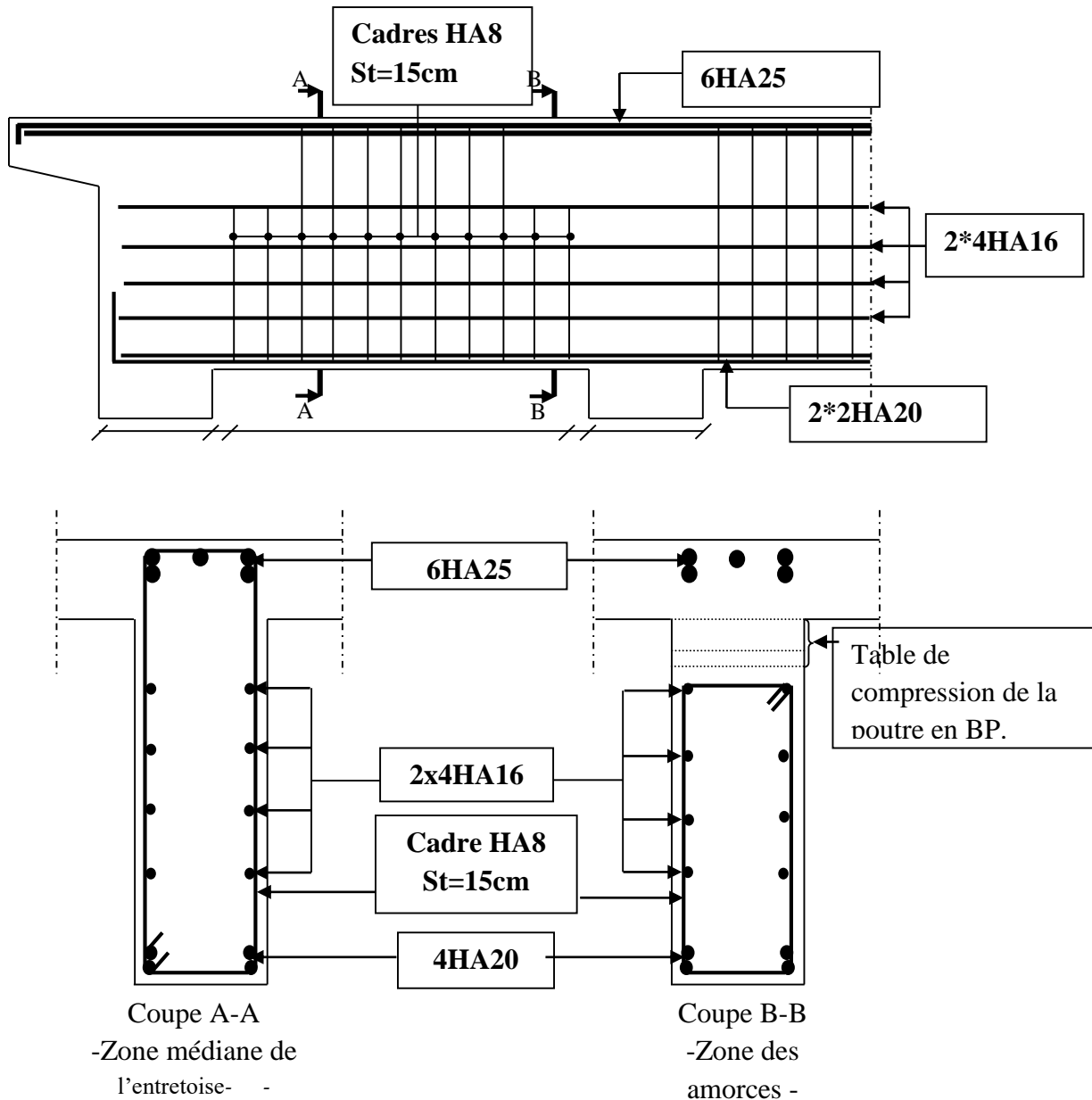


Figure 9.5. Schéma de ferrailage de l'entretoise.

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 de l'entretoise sous l'effet des sollicitations du tablier avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

10.1. Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle section engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement...etc.). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plupart des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

10.2. Flèche et contre flèche :

10.2.1 Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 q_G \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

E_v : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{35} = 12102,94 \text{ MPa}$$

I_G : moment d'inertie de la section médiane nette (poutre + hourdis).

$$I_G = 37218322,33 \text{ cm}^2$$

$$M_G = 433,915 \text{ t.m}$$

$$F_g = \frac{5 \times 433,915 \times (26,2)^2}{48 \times 12102,94 \cdot 10^2 \times 37218322,33 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,0688 \text{ m}}$$

10.2.2. Flèche due à la surcharge :

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

M_T : Moment maximum à E. L. S.

$$M_{\text{sur}} = 704,06 - 433,915 = \mathbf{270,145 \text{ t.m.}}$$

$$f_s = \frac{5 \times 270,145 \times (26,2)^2}{48 \times 12102,94 \cdot 10^2 \times 37218322,33 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,0428 \text{ m}}$$

Contre flèche :

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi- portée est donnée par :

$$-f_s = \int_0^L \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x dx$: Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire, limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre en précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :

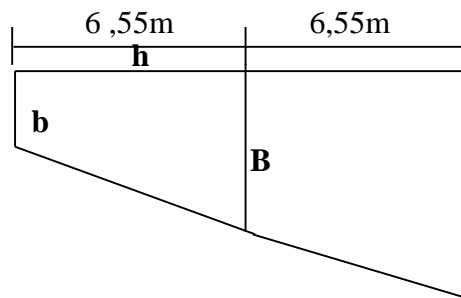


Figure 10.1. Diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée, on a :

$$M_i = N_i \times e_i \quad N_i = P \times \sum \cos \alpha_i$$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$\text{Donc : } p = \sigma_{pm} \times A_p = \left(\frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \right) A_p$$

σ_{pi} : contrainte initiale.

σ_{ps} : La contrainte finale probable en service.

$$\sigma_{ps} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{pt}$$

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B+b)}{3(B+b)}$$

Section	σ_{pi}	σ_{ps}	σ_{pm}	p_i (MN) (MN)	$\sum \cos \alpha_i$	N_i (MN)	e_{pi} (m)	M_{pi} (MN.m)
x=0.00m	1324,2 7	1173,3 5	1248,8 1	1,215	3,964	4,817	-0,125	-0,601
x=6,425 m	1329,8 2	1149,7 0	1239,7 6	1,206	3,956	4,772	-0,335	-1,598
x=13,43 5m	1329,2	1031,3	1180,2	1,148	4,000	4,594	-0,998	-4,583

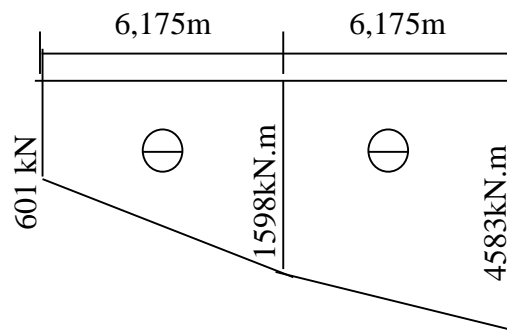


Figure-2 : diagramme des moments sous la précontrainte.

◆ **Trapèze (1) :**

$$X_1 = \frac{6,55 \times (2 \times 1598 + 601)}{3(1598 + 601)} = 3,77 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \int_0^{6,55} Mx dx = \frac{X_1 A_1}{EI} = 3,77 \times \frac{(1598 + 601) \times 6,55}{2 \times EI} = \frac{27150,503}{EI}.$$

◆ **Trapèze (2) :**

$$X_2 = \frac{6,55 \times (2 \times 1598 + 4583)}{3 \times (1598 + 4583)} + 6,55 = 9,29 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \int_{6,25}^{12,5} Mx dx = \frac{X_2 A_2}{EI} = 9,29 \times \frac{(4583 + 1598) \times 6,55}{2 \times EI} = \frac{188055,379}{EI}$$

$$\Rightarrow f_p = - \frac{(27150,503 + 188055,379) \cdot 10^{11}}{12102,945 \times 37218322,3 \times 10^4} = -4,777 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

Flèche totale :

En service à vide :

$$f = f_p + f_G + \frac{3}{4}(f_p - f_G) = \frac{3}{4}(6,88 - 4,777) = 1,577 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{2620}{300} = 8,73 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

En service en charge :

$$f = f_G + f_p + f_s = 6,88 + 4,28 - 4,777 = 6,383 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{2620}{300} = 8,73 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

10.3. Calcul des rotations :

10.3.1. Sous le poids propre :

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\beta_G = \frac{q_G L^3}{24 E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{433,915 \times 26,2 \times 10^6}{3 \times 12102945 \times 37218322,3} = 8,41 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

10.3.2. Sous les surcharges :

$$\beta_s = \frac{270,145 \times 26,2 \times 10^6}{3 \times 12102945 \times 37218322,3} = 5,23 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

10.3.3. Sous la précontrainte :

$$\beta_p = - \frac{1}{EI} \int M x dx = - \frac{\sum A_i}{EI}$$

A_i : aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre

$$\beta_p = - \frac{\sum A_i}{EI} = - \frac{2 \times \left[\frac{(601+1598)}{2} \times 6.175 + \frac{(1598+4583)}{2} \times 6.175 \right] \cdot 10^5}{2 \times 12102945 \times 37218322,3}$$

$$\beta_p = -11,48 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

10.3.4. Rotation résultante :

$$*A \text{ vide} : \beta = \beta_G + \beta_p = 8,41 \times 10^{-3} - 11,48 \times 10^{-3} = -3,07 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$*En \text{ charge} : \beta = \beta_G + \beta_p + \beta_s = 8,41 \times 10^{-3} - 11,48 \times 10^{-3} + 5,23 \times 10^{-3} = 2,16 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

10.4. Calcul des déplacements d'appuis :

10.4.1. Déplacement du à la rotation :

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{-3,07 \times 10^{-3} \cdot 150}{2} = -0,230 \text{ cm.}$$

10.4.2. Déplacement du au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$.

$$\Rightarrow \Delta_r = \frac{\varepsilon_r \cdot L}{2} = \frac{3 \cdot 10^{-4} \times 2620}{2} = 0,393 \text{ cm}$$

10.4.3. Déplacement du au fluage :

$$\Delta_{flu} = \frac{\varepsilon_{flu} \times L}{2}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{flu} = \frac{2 \sigma_b}{E_i}$$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 16,4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 16,4}{35981,729} = 9,11 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \Delta_{flu} = \frac{9,11 \times 10^{-4} \times 26,2}{2} = 1,179 \text{ cm.}$$

10.4.4. Déplacement du a la variation de la température :

$$\Delta t = \frac{L}{10000} = \frac{26,2}{10000} = 0,262 \text{ cm.}$$

10.4.5. Déplacement total :

$$\Delta_{\max}^+ = \Delta\beta + \Delta r + \Delta_{flu} + \Delta t = -0,23 + 0,393 + 1,179 + 0,262 = 1,604 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^+ = 1,604 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^- = \Delta\beta + \Delta r + \Delta_{flu} - \Delta t = -0,23 + 0,393 + 1,179 - 0,262 = 1,08 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^- = 1,08 \text{ cm.}$$

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 obtenus.

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel
Faculté de Science et de la Technologie



Département de Génie Civil et Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

Option : voies et ouvrages d'art

Présenté par :

MENNICHE AHCENE

BOUCHELIT YASSER

Thème

*Étude d'un ouvrage d'art de la pénétrante Autoroutière
reliant le port Djendjen à l'Autoroute Est-Ouest
« Cas de l'ouvrage de rétablissement PS12+710 »*

Dirigé par :

Dr. DERBANE SAID

Soutenu publiquement le 27 /06/2018 devant le jury composé de :

- **Président : LAUCHE MOHAMED**
- **Examineur : MENDACI FARIDA**

∞ Promotion 2018∞

12.1. Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. La conception des piles est tributaire de type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations, et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

La conception de la pile dépend de plusieurs paramètres, tels que, la résistance du sol, l'hydrogéologie du site (agressivité des eaux) et de type d'obstacle à franchir (oued, autoroute), leur Dimensionnement dépend de :

- La résistance mécanique ;
- La robustesse ;
- L'esthétique.

12.2. Choix du type de fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantations de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Il y a trois types des fondations :

12.2.1. Fondation superficielle :

La hauteur d'encastrement D dans le sol n'excède pas 4 Ou 5 fois la largeur B ($D \leq (4 \div 5) B$), avec B : la petite largeur de la semelle.

12.2.2. Fondation profonde :

Le choix des fondations profondes est obligatoire lorsqu'on ne peut pas trouver à faible Profondeur une couche de sol suffisamment résistance.

On distingue :

✓ Pieux :

Il s'agit d'un type de fondation dont la largeur est très faible par rapport à la profondeur d'ancrage.

Selon leur mode de réalisation, on distingue les pieux forés, pieux battus, pieux coulés sur place avec chemise récupérable ou non.

12.2.3. Fondation semi-profonde :

✓ Puits :

Ce sont des fondations semi profondes de largeur relativement importante, creusé à la main, qu'on fonde en profondeur pour atteindre une d'une couche d'assise résistance.

Le choix d'un type de pieu dépend des caractéristiques géotechniques des sols en place, Hydrauliques (les nappes d'eau, risque de liquéfaction dans le cas de sable fin saturés d'eau).

Les principaux types de fondation à rencontrer en pratique sont les : les fondations superficielles et les fondations profondes où les pieux se distinguent selon leur mode de réalisation : pieux forés, pieux battus, pieux moulés sur place avec chemise récupérée, ou laissé sur place.

Le rapport de sol propose des fondations profondes type pieux forés de 14,1m de longueur.

12.3. Pré Dimensionnement de la pile :

12.3.1 Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel reposent les poutres, il a les dimensions suivantes :

- Longueur : $L = 2,02 \times 5 + 2 \times 0,6 = 11,3$ m
- Largeur : $b = 1 + 2 \times 0,15 = 1,3$ m
- Hauteur : $h = 1,2$ m.

12.3.2 Les futs :

Leur rôle est de transmette les efforts à la semelle. Il est un élément rectangulaire solide (type mur) de section $1 \times 9,90$ m et de hauteur de 6 m.

12.3.3. 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 $\phi_{\text{pieu}} = 1.2$ m.

- Entre axe des pieux : $x = 3. \varnothing_{\text{pieu}} = 3.6\text{m}$.
- Largeur de la semelle : $B_{\text{semell}} = 3. \varnothing_{\text{pieu}} + 2. \varnothing_{\text{pieu}} = 6\text{m}$.
- Épaisseur de la semelle, : $E_s \geq 1,2. \varnothing_{\text{pieu}}$, on adopte: $E_s = 1,8\text{ m}$.

12.3.4. Les pieux :

Pour reprendre les charges et les surcharges de l'ouvrage, on adopte deux files de pieux (Pieux forés), chaque file est composé de 4 pieux de diamètre $\varnothing_{\text{pieu}} = 1.2\text{m}$. et de 14,1 m de longueur.

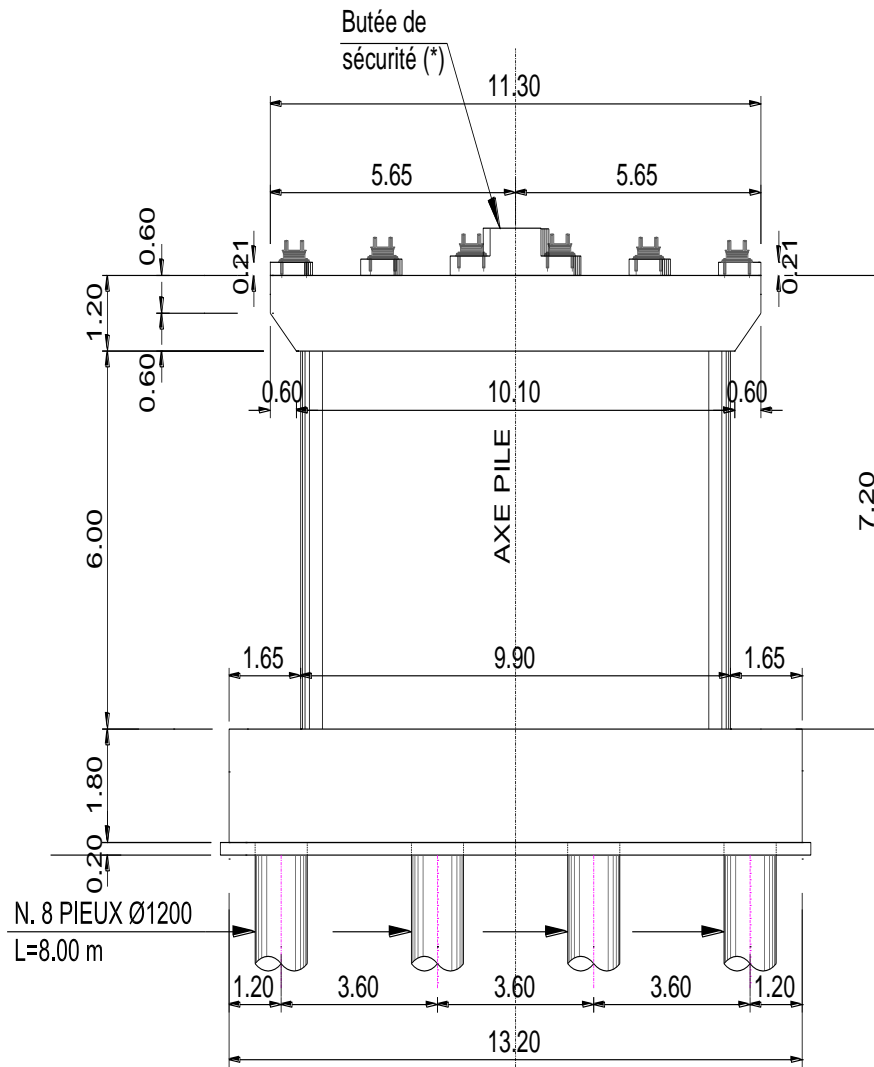


Figure .12.1 : Coupe transversale B-B.

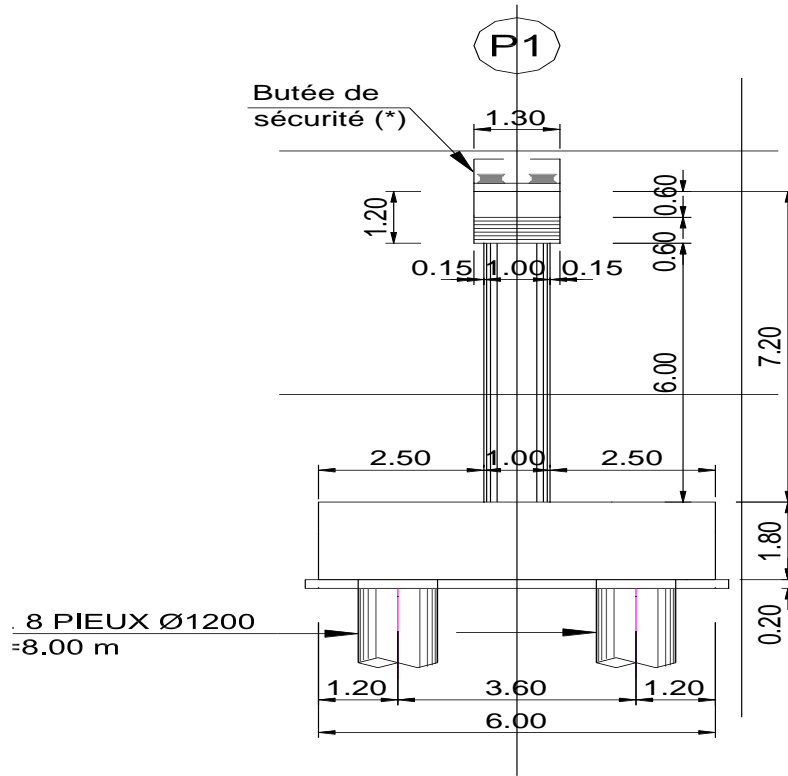


Figure 12.2 : Coupe longitudinale A-A.

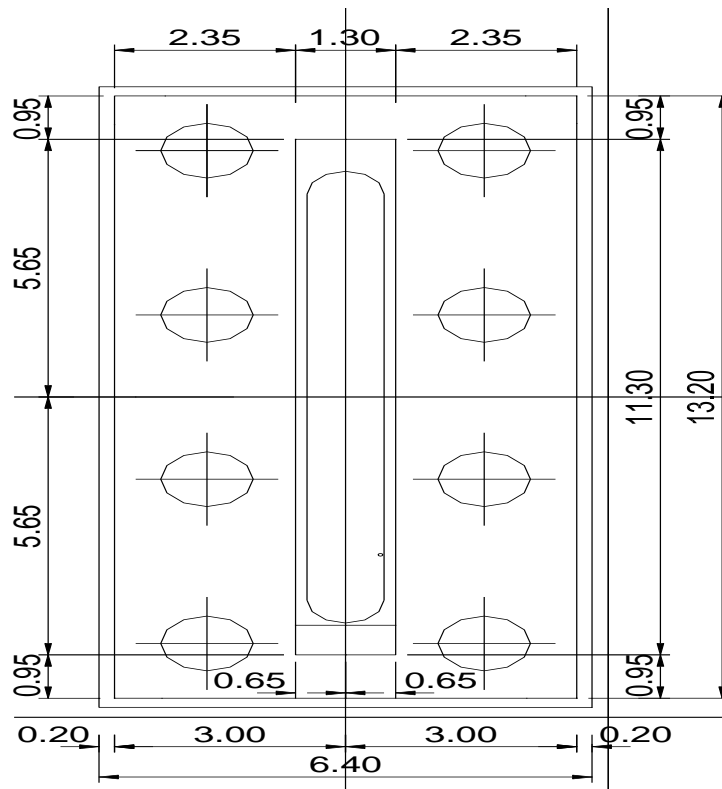


Figure 12.3 : vue en plan

12.4. Répartition des charges et surcharges :

12.4.1. Charge permanente :

Le poids du tablier $G_T = 687,695t$.

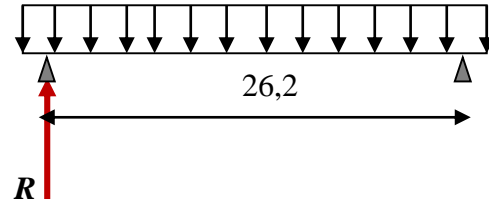
- La réaction due à la charge permanente :

Pour une seule travée chargée :

$$R = G_T/2 = 343,847 t$$

Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 687,695 t$$



12.4.2. Surcharges :

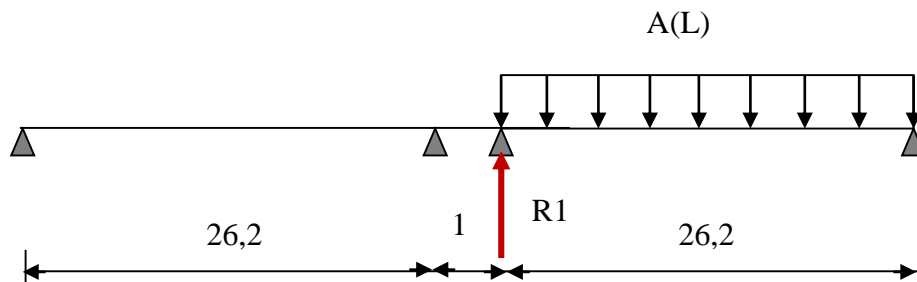
a. Système A(l) :

$$\begin{cases} a_1 = 1,000 \\ a_2 = 0,820 \end{cases}$$

- Une seule travée chargée :

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 26,2} = 1,1724 t/m^2$$

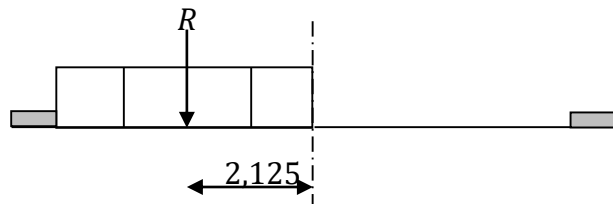
$$A(l) \times a_1 \times a_2 = 1,1724 \times 1,00 \times 0,82 = 0,9613 t/m^2$$



Il existe 4 cas de chargements :

- ✓ Une voie chargée :

$$R_1 = 0,9613 \times 4,25 \frac{26,2}{2} = 53,520 t$$



Le moment longitudinal :

$$M_1 = R_1 \cdot 0,5 = 26,760 t \cdot m$$

Le moment transversal :

$$M_t = R_1 \cdot \frac{4,25}{2} = 113,73 \text{ t.m}$$

✓ Deux voies chargées :

$$R_1 = 0,9613 \times 8,5 \frac{26,2}{2} = 107,040 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = R_1 \cdot 0,5 = 53,520 \text{ t.m}$$

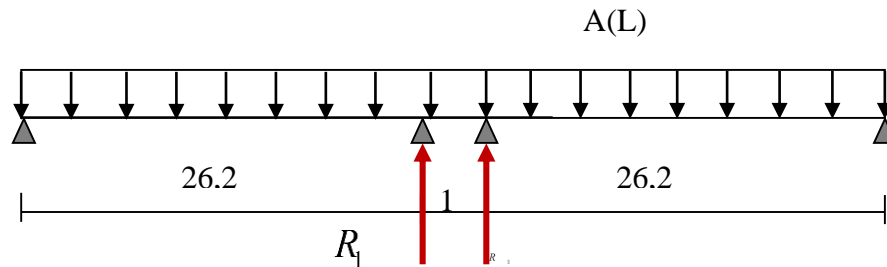
Le moment transversal :

$$M_t = 0 \text{ (la résultante est appliquée au centre de gravité).}$$

• Deux travées chargées :

$$A(2l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 53,40} = 0,7804 \text{ t/m}^2$$

$$A(2l) \times a_1 \times a_2 = 0,7804 \times 1,00 \times 0,82 = 0,6399 \text{ t/m}^2$$



✓ Une voie chargée :

$$R_1 = 0,6399 \times 4,25 \times \frac{26,2}{2} = 35,626 \text{ t}$$

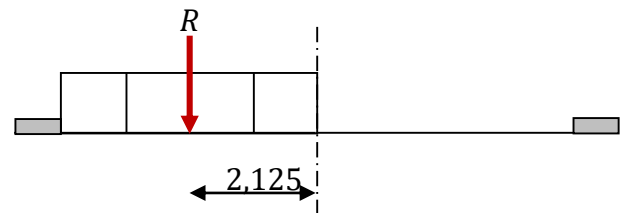
$$R = 2R_1 = 71,252 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = (R_1 - R_1) \cdot 0,5 = 0$$

Le moment transversal :

$$M_t = R \frac{4,25}{2} = 151,410 \text{ t.m}$$



✓ Deux voies chargées :

$$R_1 = 0,6399 \times 8,5 \times \frac{26,2}{2} = 71,252 \text{ t}$$

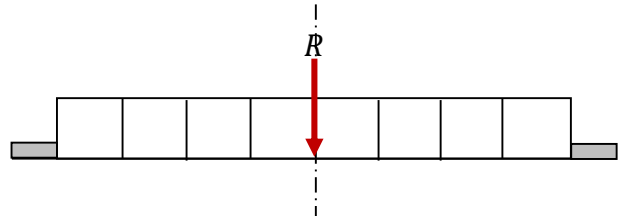
$$R = 2R_1 = 142,505 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = (R_1 - R_1) \cdot 0,5 = 0$$

Le moment transversal :

$$M_t = 0 \text{ (la résultante est appliquée au centre de gravité)}$$



b. Système Bc :

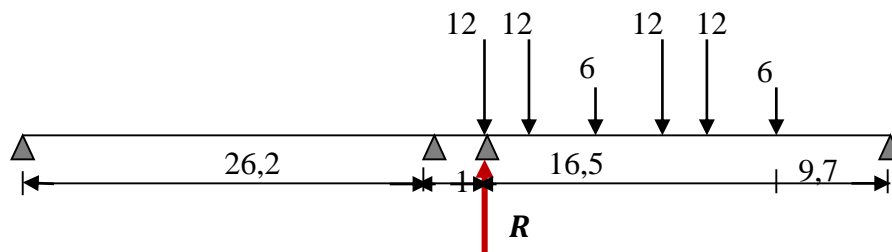
$$\delta_c = 1,089$$

$$b_c = 1,2 \text{ Pour 1VC}$$

$$b_c = 1,1 \text{ Pour 2VC}$$

Il existe 4 cas de chargements :

• Une seule travée chargée :



✓ Une seule voie chargée :

$$b_c = 1,2.$$

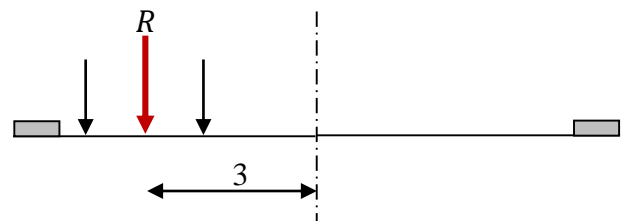
$$R_1 = \frac{1}{26,2} [6(9,7 + 20,2) + 12(14,2 + 15,7 + 24,7 + 26,2)] = 43,855 \text{ t}$$

$$R_1 = 46,9444 \times 1,2 \times 1,089 = 57,309 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = R_1 \cdot 0,5 = 28,654 \text{ t.m}$$

Le moment transversal :



$$M_t = R_1 \cdot 3 = 171,927 \text{ t.m}$$

✓ **Deux voies chargées :**

$$bc = 1,1$$

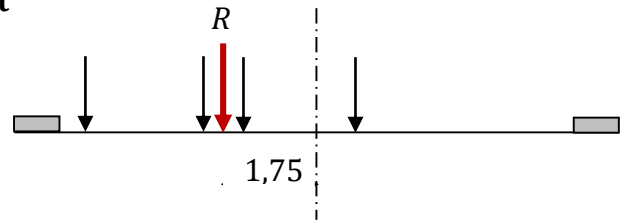
$$R_1 = 2(43,855 \times 1,1 \times 1,089) = 105,067 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

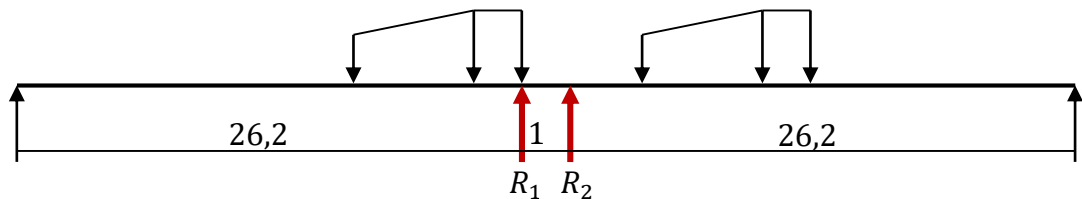
$$M_1 = R_1 \cdot 0,5 = 52,534 \text{ t.m}$$

Le moment transversal :

$$M_t = R_1 \cdot 1,75 = 183,867 \text{ t.m}$$



• **Deux travées chargées :**



✓ **Une seule voie chargée :**

$$bc = 1,2$$

$$R_1 = \frac{1}{26,2} [12(26,2 + 24,7) + 6(20,2)] = 27,939 \text{ t}$$

$$R_1 = 27,939 \times 1,2 \times 1,089 = 36,510 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{1}{26,2} [12(18,2 + 16,7) + 6 \times 22,7] = 21,183 \text{ t}$$

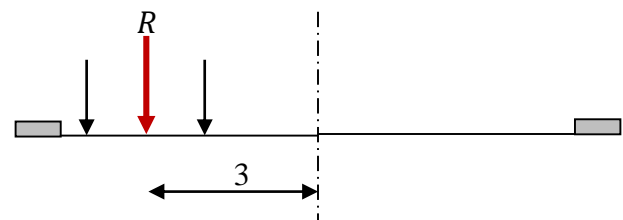
$$R_2 = 21,183 \times 1,2 \times 1,089 = 27,681 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_1 = (R_1 - R_2) \cdot 0,5 = 4,414 \text{ t.m}$$

Le moment transversal :

$$M_t = (R_1 + R_2) \cdot 3 = 192,573 \text{ t.m}$$



✓ **Deux voies chargées :**

$$bc = 1,1$$

$$R_1 = 2(27,939 \times 1,1 \times 1,089) = 66,936 \text{ t}$$

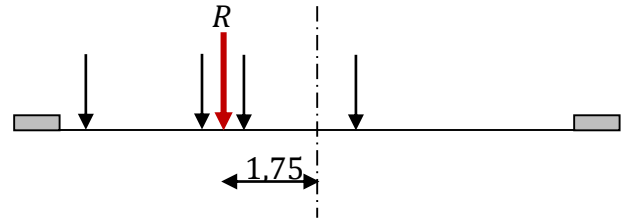
$$R_2 = 2(21,183 \times 1,1 \times 1,089) = 50,750 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_1 = (R_1 - R_2) \cdot 0,5 = 8,093 \text{ t.m}$$

Le moment transversal :

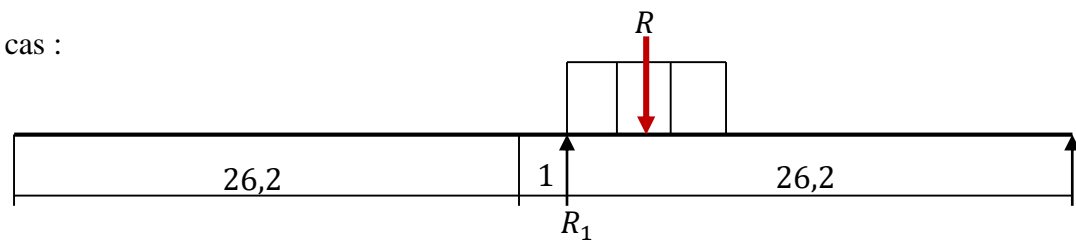
$$M_t = (R_1 + R_2) \cdot 1,75 = 205,950 \text{ t.m}$$



c. Système Mc120 :

$$\delta_{MC} = 1,086$$

Il y a deux cas :



- Une seule travée chargée :

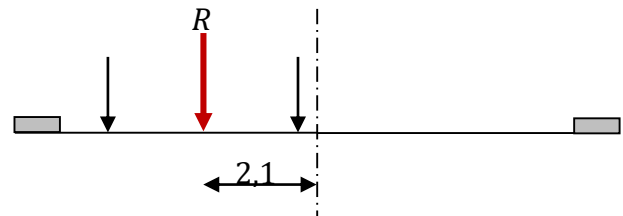
$$R_1 = \frac{110}{26,2} \left(26,2 - \frac{6,1}{2} \right) \times 1,086 = 105,553 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

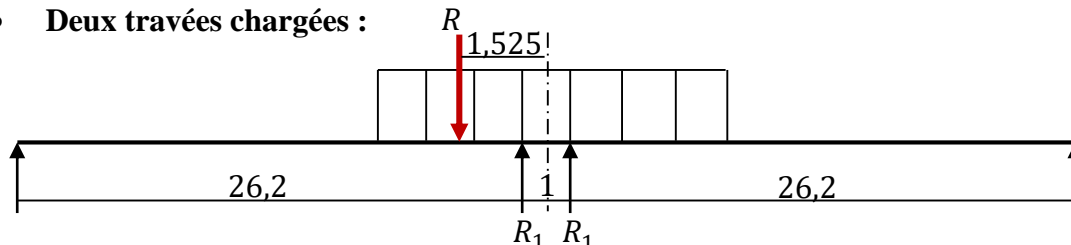
$$M_1 = R_1 \cdot 0,5 = 52,776 \text{ t.m}$$

Le moment transversal :

$$M_t = R_1 \cdot 2,1 = 221,661 \text{ t.m}$$



- Deux travées chargées :



$$R_1 = \frac{110}{26,2} [26,2 - (1,525 - 0,5)] \times 1,086 = 114,786 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_1 = (R_1 - R_1) \cdot 0,5 = 0$$

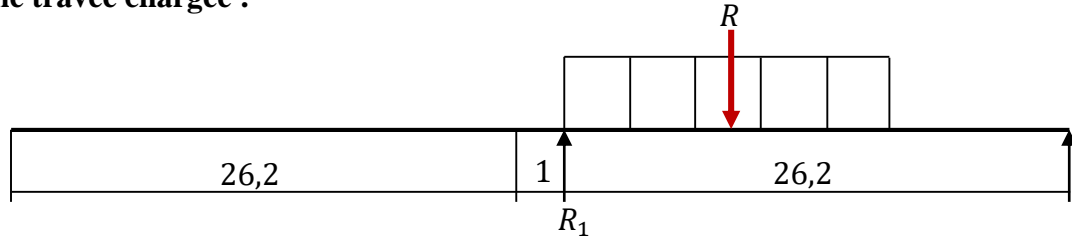
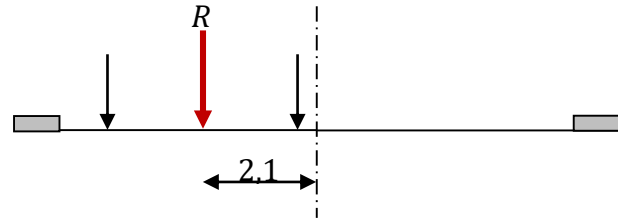
Le moment transversal :

$$M_t = R_1 \cdot 2,1 = \mathbf{241,050 \text{ t.m}}$$

d. Système D₂₄₀ :

Il y a deux cas

• **Une travée chargée :**



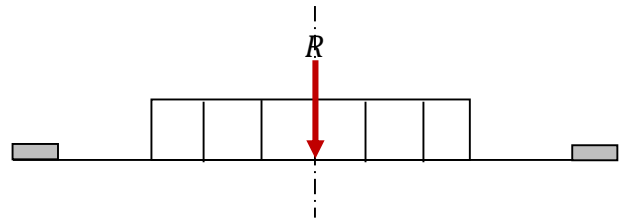
$$R_1 = \frac{240}{26,2} \left(26,2 - \frac{18,6}{2} \right) = \mathbf{154,809 \text{ t}}$$

Le moment longitudinal :

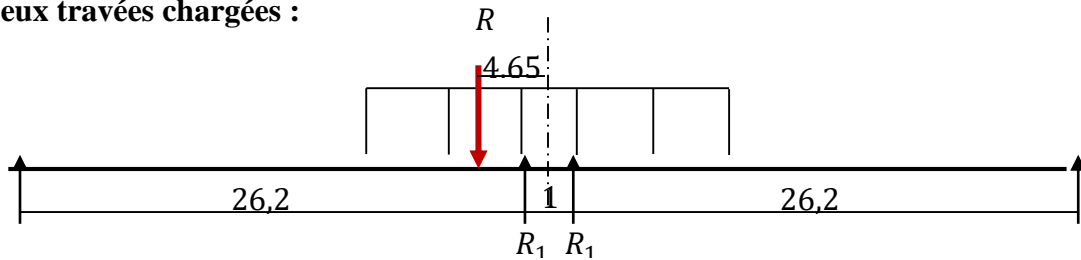
$$M_l = R_1 \cdot 0,5 = \mathbf{77,404 \text{ t.m}}$$

Le moment transversal :

$M_t = \mathbf{0}$ (la résultante est appliquée au centre de gravité)



• **Deux travées chargées :**



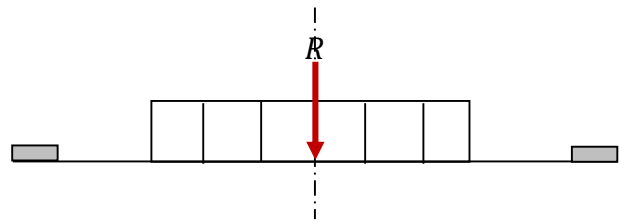
$$R_1 = \frac{240}{26,2} [26,2 - (4,65 - 0,5)] = \mathbf{201,984 \text{ t}}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = (R_1 - R_1') \cdot 0,5 = \mathbf{0}$$

Le moment transversal :

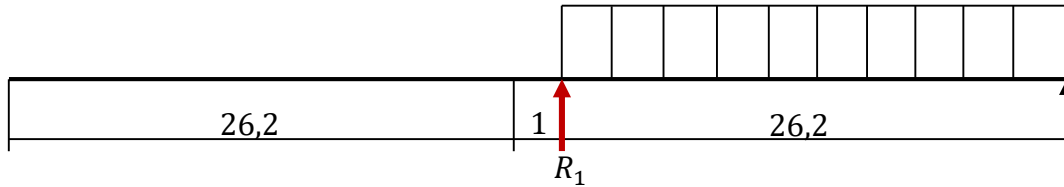
$M_t = \mathbf{0}$ (la résultante est appliquée au centre de gravité)



e. Surcharges sur trottoirs :

Nous avons quatre cas :

- Une seule travée chargée :



✓ Un trottoir chargé :

$$P = 0,187 \text{ t/ml}$$

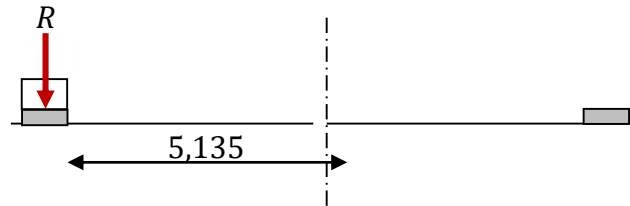
$$R_1 = 0,187 \times \frac{26,2}{2} = 2,449 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = R_1 \cdot 0,5 = 1,224 \text{ t.m}$$

Le moment transversal :

$$M_t = R_1 \cdot 5,135 = 12,575 \text{ t.m}$$



✓ Deux trottoirs chargés :

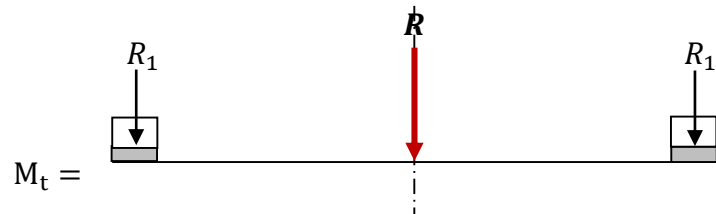
$$P = 0,374 \text{ t/ml}$$

$$R_1 = 0,374 \times \frac{26,2}{2} = 4,899 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = R_1 \cdot 0,5 = 2,449 \text{ t.m}$$

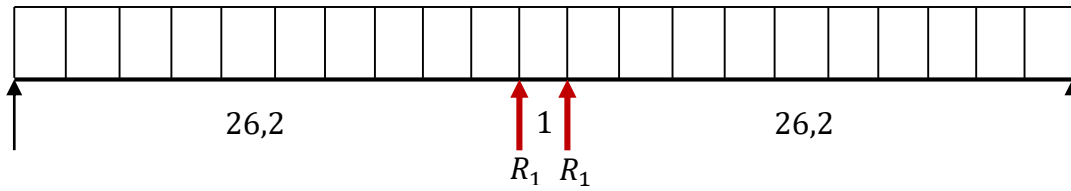
Le moment transversal :



0 (la résultante est appliquée au centre de gravité)

- Deux travées chargées :

✓ Un seul trottoir chargé :



✓ Un trottoir chargé :

$$P = 0,187 \text{ t/ml}$$

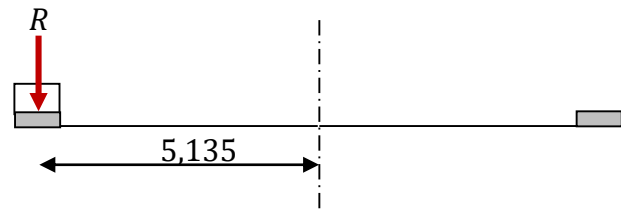
$$R = 2R_1 = 4,899 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = (R_1 - R_1) \cdot 0,5 = 0$$

Le moment transversal :

$$M_t = R \times 5,135 = 25,156 \text{ t.m}$$



✓ Deux trottoirs chargés :

$$P = 0,374 \text{ t/ml}$$

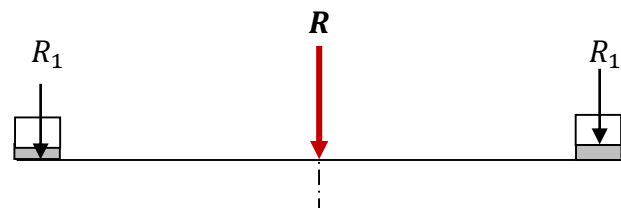
$$R = 2R_1 = 9,798 \text{ t}$$

Le moment longitudinal :

$$M_l = (R_1 - R_1) \cdot 0,5 = 0$$

Le moment transversal :

$$M_t = 0 \text{ (la résultante est appliquée au centre de gravité)}$$



f. La réaction minimale sous le système

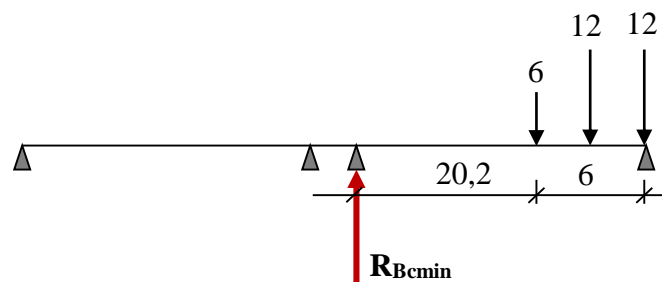
Bc :

Nous avons deux cas :

1^{ere} cas:

$$N_{b \min} = \frac{1}{26,2} (12 \times 1,50 + 6 \times 6,00) \times$$

$$1,2 \times 1,089$$



$$N_{b \min} = 2,693 \text{ t}$$

$$M_l = R_1 \cdot 0,5 = 1,346 \text{ t}$$

$$M_t = R_1 \cdot 3 = 8,079 \text{ t}$$

2^{eme} cas:

$$N_{b \min} = \frac{1}{26,2} 12(4,50 + 6,00) \times 1,2 \times 1,089$$

$$N_{b \min} = 6,284 \text{ t}$$

$$M_l = R_1 \cdot 0,5 = 3,142 \text{ t}$$

$$M_t = R_1 \cdot 3 = 18,853 \text{ t}$$

g. Tableaux récapitulatifs :

- Une seule travée chargée :

		R(t)	M _l (t. m)	M _t (t. m)
A(l)	1 voie	53,520	26,760	113,730
	2 voies	107,040	53,520	0,0000
B _c	1 file	57,309	28,654	171,727
	2 files	105,067	52,534	183,867
R_{BCmin} ←		2,693	1,346	8,079
surcharge sur trottoir	1 trottoir	2,449	1,224	12,575
	2 trottoirs	4,899	2,449	0,0000
M _{C120}		105,553	52,776	221,661
D ₂₄₀		154,809	77,404	0,0000

Tableau 12.1 : moment longitudinal pour une seule travée chargée.

- Deux travées chargées :

		R(t)	M _l (t. m)	M _t (t. m)
A(l)	1 voie	71,252	0,000	151,410

	2 voies	142,505	0,000	0,000
B_C	1 file	64,191	4,414	192,573
	2 files	117,686	8,093	205,950
surcharge sur trottoir	1 trottoir	4,899	0,000	25,156
	2 trottoirs	9,798	0,000	0,000
M_{C120}		114,786	0,000	241,050
D_{240}		201,984	0,000	0,000

Tableau 12.2 : moment longitudinal pour deux travées chargées.

12.4.3. Les efforts horizontaux :

a. Freinage :

- **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{bc} = 30 \text{ t}$.

Chaque appui support une force de freinage égale à : $30/2 = 15 \text{ t}$

Le moment crée par le système B_C :

$$M_{B_C} = 15(0,26 + 1,20 + 6,00 + 1,80) = \mathbf{138,900 \text{ t.m}}$$

- **Système A(l) :**

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux travées chargées deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{A/2}{20 + 0,0035.S}$$

$$\text{Avec : } A = A(l) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot S \quad A(2l) = 0,23 + \frac{36}{12+53,40} = \mathbf{0,7804 \text{ t/m}^2}$$

$$S = (2 \times 26,2 + 1) \times 8,5 = \mathbf{453,900 \text{ m}^2}$$

$$A(2l) \times a_1 \times a_2 \times S = 0,7804 \times 1,00 \times 0,82 \times 453,90 = \mathbf{290,463 \text{ t/m}^2}$$

$$H_{A(l)} = \frac{290,463/2}{20 + 0,0035 \times 453,900} = 6,727 \text{ t}$$

Le moment crée par le système A(l) :

$$M_{A(l)} = 6,727(0,26 + 1,20 + 6,00 + 1,80) = 62,292 \text{ t.m}$$

b. Séisme :

✚ Le poids total de la superstructure :

$$G_T = 687,695 \text{ t.}$$

- Le poids du chevêtre :

$$P_{ch} = 2,5 \left(11,3 \times 1,20 \times 1,30 - 2 \times \frac{0,60 \times 0,60 \times 1,30}{2} \right) = 42,900 \text{ t}$$

✚ Le poids des d'appuis + boutée de sécurité :

$$P_d + P_b = 0,4 \times 0,3 \times 0,26 \times 2,5 \times 12 + 1,2 \times 1,3 \times 0,75 \times 2,5 = 3,861 \text{ t}$$

$$P_{CH} + P_d + P_b = 46,761 \text{ t}$$

✚ Le poids du fut :

$$P_{fu} = 9,90 \times 1 \times 6 \times 2,5 = 148,500 \text{ t}$$

✚ Le poids de la semelle :

$$P_s = 13,2 \times 6 \times 1,8 \times 2,5 = 356,400 \text{ t}$$

✚ Le poids de la terre sur la semelle :

$$P_t = 1,95 \times [13,2 \times 6 - 9,90 \times 1] \times 1,8 = 243,243 \text{ t}$$

✚ Le poids total de la pile :

$$P_T = (P_{CH} + P_d + P_b) + P_f + P_s + P_t$$

$$P_T = 46,761 + 148,500 + 356,400 + 243,243 = 794,904 \text{ t}$$

- Le poids total

$$794,904 + 687,695 = 1482,599 \text{ t}$$

• **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 1482,599 = 370,649 \text{ t}$$

• **L'effort sismique vertical :**

$$\text{Minimal : } F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 1482,599 = 1371,404 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 1482,599 = 1593,793 \text{ t}$$

- Le moment dû à l'effort sismique :

$$M_0 = \varepsilon_h (y_G \cdot G_T + y_{ch} \cdot P_{ch} + y_{fu} \cdot P_{fu} + y_{so} \cdot P_{so} + y_{se} \cdot P_{se})$$

$$M_0 = 0,25(9,26 \times 687,695 + 8,40 \times 46,761 + 4,8 \times 148,5 + 2,775 \times 243,243 + 0,9 \times 356,400)$$

$$M_0 = 0,25 \times 8469,407$$

$$M_0 = 2117,352 \text{ t.m}$$

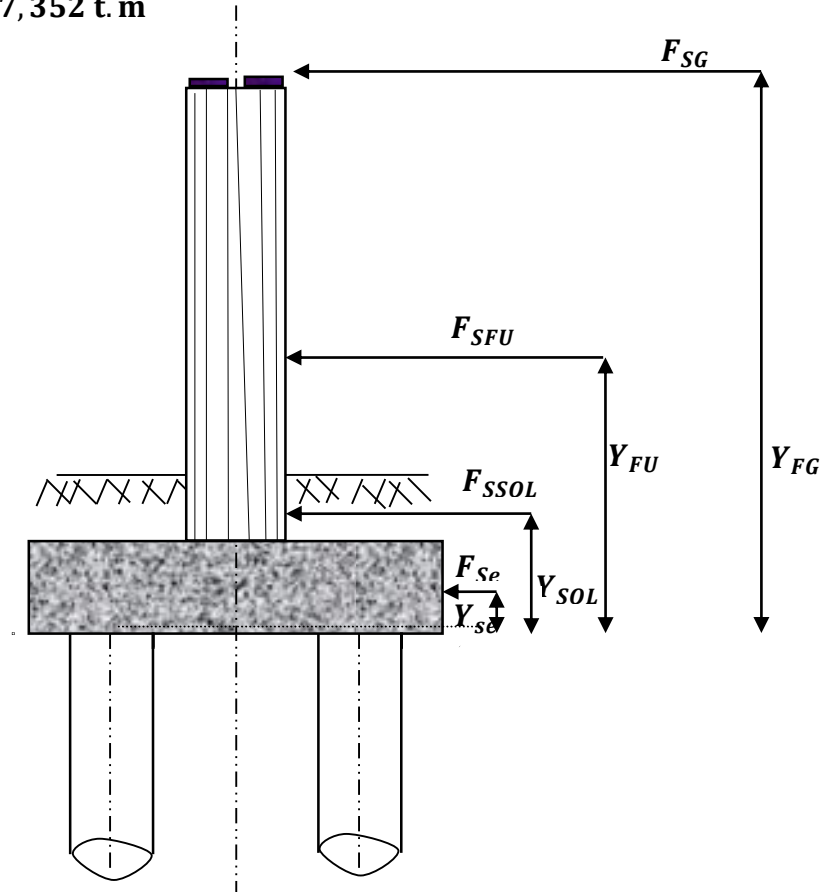


Figure .11.4 : charges sismique appliquées au fut

12.5. Etude du chevêtre :

12.5.1. Etude de la torsion du chevêtre :

La poutre à section se comporte comme des sections tubulaires vis à vis de la résistance à la torsion.

La partie inférieure ne contribue pas à la résistance.

La torsion du chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Donc pour satisfaire, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente.

Le moment de torsion : $M_t = R \cdot e$

R : La réaction due au système D_{240} dans le cas d'une travée chargée.

a. Calcul du moment de torsion :

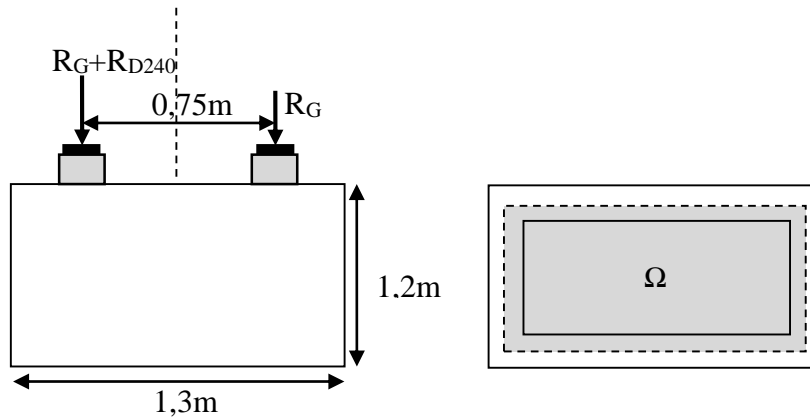


Figure 12.5. Coupe transversale du chevêtre

$$M_t = \left(\frac{154,809}{6} \right) 0,375 = 9,675 \text{ t.m}$$

$$M_u = 1.35 \cdot M_t = 13,061 \text{ t.m}$$

b. Calcul de ferrailage de torsion :

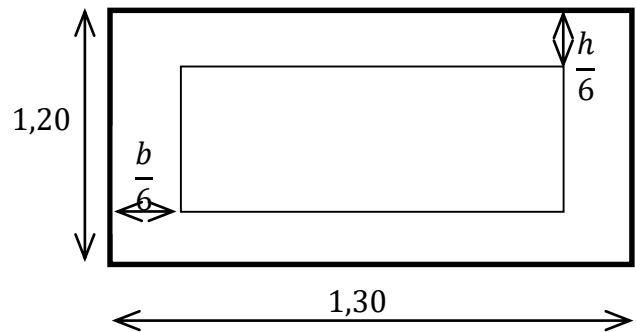
• Armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{v \cdot M_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

v : Périmètre du contour

$$v = 2 \times \left[\left(1.2 - \frac{h}{6} \right) + \left(1.3 - \frac{b}{6} \right) \right]$$



$$v = 3,766 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(1.2 - \frac{h}{6}\right) \left(2.2 - \frac{b}{6}\right) = 0,866 \text{ m}^2$$

$$A_L = \frac{3,766 \times 13,061}{2 \times 0,866 \times 435 \times 10^2} = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_L = 6,52 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{6 HA 12} (6,79\text{cm}^2).$$

- **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{13,061 \times 10^{-2}}{2 \times 0,866 \times 435 \times 10^2} = 0,017 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{t,\text{tor}} \geq 15 \times 0,017 = 0,260 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 2,955 + 0,260 = \mathbf{3,215 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA12** (4,52cm²).

- **Les armatures du chevêtre :**

$$A_{\text{storion}} = 3,215 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{4HA12}$$

12.6. Etude du fût :

Le fût est considéré comme encastré dans la semelle, les sollicitations agissant au fût sont les efforts horizontaux (Séisme, et force de freinage) et efforts verticaux (Poids propre, Surcharges).

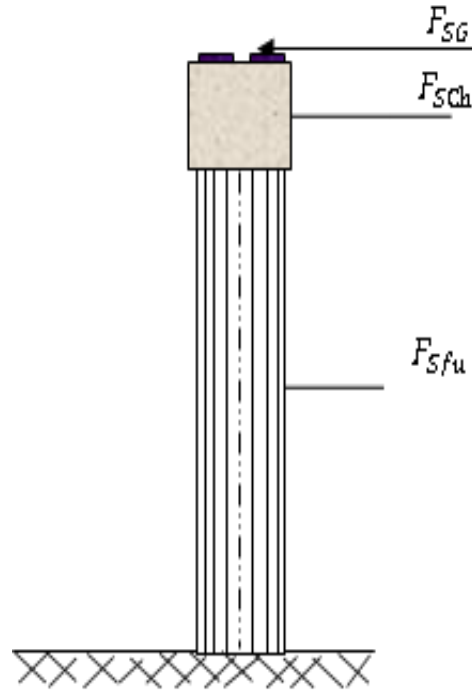


Fig.11.4 : charges sismique appliquées au fut

12.6.1. Calcul des sollicitations :

Le fut est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre.
- La réaction due au poids du tablier.
- La réaction due aux surcharges.
- Freinage des surcharges.
- L'effort du au séisme.

a. Le poids du fut :

$$P_{fu} = 9,9 \times 1 \times 6 \times 2,5 = 148,500 \text{ t}$$

✚ Pour le tablier :

$$q = \frac{G_{tab}}{9,9} = \frac{687,695}{9,9} = 69,464 \text{ t/ml}$$

✚ Pour le chevêtre :

$$q = \frac{G_{ch}}{9,9} = \frac{46,761}{9,9} = 4,723 \text{ t/ml}$$

✚ Pour les surcharges :

$$q = \frac{R_i}{5}. \text{ (les valeurs de } R_i \text{: voir tab1 et tab2.)}$$

a. Réaction du au poids du tablier :

$$R_{\text{tab}} = 687,695 \text{ t.}$$

b. Réaction du au poids du chevêtre :

$$R_{\text{che}} = 46,761 \text{ t.}$$

✚ le poid total appliqué au fut

$$G = G_f + R_{\text{tab}} + R_{\text{che}} = 148,500 + 687,695 + 46,761 = \mathbf{882,956 \text{ t.}}$$

c. Réaction dues aux surcharges :

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

		1 travée chargé	2 travée chargé
A(l) + trot	1 voie	55,969	76,151
	2 voies	111,939	152,303
Bc + trot	1 file	59,758	69,09
	2 files	109,966	127,484
R_{BCmin} ←		5,142	/
M _{C120}		105,553	114,786
D ₂₄₀		154,809	201,984

Tableau 12.3. Réaction dues aux surcharges.

• **Système A(l) :**

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux travées chargées deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{A/2}{20 + 0,0035 \cdot S}$$

$$\text{Avec : } A = A(l) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot S \quad A(2l) = 0,23 + \frac{36}{12+53,40} = \mathbf{0,7804 \text{ t/m}^2}$$

$$S = (2 \times 26,2 + 1) \times 8,5 = \mathbf{453,900 \text{ m}^2}$$

$$A(2l) \times a_1 \times a_2 \times S = 0,7804 \times 1,00 \times 0,82 \times 453,90 = \mathbf{290,463 \text{ t/m}^2}$$

$$H_{A(l)} = \frac{290,463/2}{20 + 0,0035 \times 453,900} = 6,727 \text{ t}$$

Le moment crée par le système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,26 + 1,20 + 6,00) = HA(L) \times 7,46 \text{ t.}$$

$$M_{A(l)} = 6,727(0,26 + 1,20 + 6,00) = 50,183 \text{ t. m}$$

➤ Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 26,2 m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1vc	4,25	111,350	1,1724	3,201
2vc	8,5	222,700	1,1724	6,282

➤ Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 53,4 m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1vc	4,25	226,950	0,7804	4,258
2vc	8,5	453,900	0,7804	8,203

▪ **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

$$M_{BC} = 15 \times (0,26 + 1,20 + 6,00) = 111,9 \text{ t. m}$$

			H _{frein}	M _{frein}
A(L)	1trav	1vc	3,201	23,879
		2vc	6,282	46,863
	2trav	1vc	4,258	31,764
		2vc	8,203	61,194
Bc			15	111,9

a. Le séisme :▪ **L'effort sismique horizontal pour le fut :**

$$\text{Tablier : } F_{th} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,25 \times 687,695 = \mathbf{171,923 t.}$$

$$\text{fut : } F_f = \varepsilon_h \cdot G_f = 0,25 \times 195,261 = \mathbf{48,815 t}$$

$$\text{Sol sur semelle : } F_{solh} = \varepsilon_h \cdot G_{sol} = 0,2 \times 243,243 = \mathbf{60,810t.}$$

$$F_{htot} = \mathbf{281,248 t.}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

$$G_T = R_{tab} + R_{fut} = 687,695 + 195,261 = \mathbf{882,956 t}$$

$$\text{- Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 882,956 = \mathbf{816,734 t}$$

$$\text{- Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 882,956 = \mathbf{949,177 t}$$

➤ **Le moment dû à l'effort sismique horizontal :**

$$M_{FS/0} = (F_{th} \times Y_t + F_{fut h} \times Y_{fut U} + F_{SOLh} \times Y_{SOL})$$

$$M_{FS/0} = (171,923 \times 7,46 + 48,815 \times 3,6 + 60,810 \times 0,975)$$

$$M_{FS/0} = \mathbf{1483,184 t.m.}$$

12.6.2. Calcul des combinaisons :

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal N et le moment longitudinal M_{long} qui résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant *SOCOTEC*.

a. Conditions normales

Combinaison 01 :

$$G + A(L) \text{ (ou Bc)} + H_f [A(L) \text{ (ou Bc)}].$$

$$N = G + R[A(L) \text{ (ou Bc)}]$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long}[A(L) \text{ (ou Bc)}]) + M_{frein} [A(L) \text{ (ou Bc)}]$$

Combinaison 02 :

$$G + D_{240} \text{ ou } M_{C120}$$

$$N = G + R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N(t)	M _{long}	e (m)	A _S (cm ²)
01trav	A(l)	1vc	938,925	81,022	0,086	0,00
		2vc	994,895	160,612	0,161	0,00
	Bc	1file	942,714	224,886	0,238	0,00
		2file	992,922	263,094	0,264	0,00
		Bcmin	888,098	181,193	0,204	0,00
M _{C120}			988,509	104,495	0,072	0,00
D ₂₄₀			1037,765	193,993	0,101	0,00
02 tav	A(l)	1vc	959,107	50,822	0,053	0,00
		2vc	1035,259	97,910	0,094	0,00
	Bc	1file	952,046	186,102	0,195	0,00
		2file	1010,440	191,988	0,190	0,00
		M _{C120}			997,742	0,00
D ₂₄₀			1084,940	0,00	0,00	0,00

Tableau 12.4 : combinaison 01 et 02.

b. Conditions sismique :

✚ Combinaison 03 : G+E

$$N = F_{V\min} = 816,734 \text{ t.}$$

$$M_{\text{long}} = 1483,184 \text{ t.m.}$$

$$A_S = 149 \text{ cm}^2$$

✚ Combinaison 04 : G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = +F_{V\min} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}}[A(L)(\text{ou Bc})] + M_{\text{trot}} (0)$$

			N(t)	M _{long}	e (m)	A _S (cm ²)
	A(l)	1vc	850,315	1513,567	1,780	302
		2vc	883,897	1543,412	1,746	307

01trav	Bc	1file	852,588	1567,516	1,835	317
		2file	882,713	1581,844	1,792	318
		Bcmin	819,819	1551,131	1,892	316
02trav	A(l)	1vc	862,424	1502,242	1,741	298
		2vc	908,115	1519,900	1,673	298
	Bc	1file	858,188	1552,972	1,809	312
		2file	893,224	1555,179	1,741	310
Combinaison 03			816,734	1483,184	1,815	297

Tableau 12.5 : combinaison 01 et 02.

❖ Exemple de calcul

Pour la Combinaison 04 (cas de Bc 2fils ; 1 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir

$N = +F_{Vmin} + 0,6 \cdot R_{BC}$ (1travée, 2 voies)

$N = 816,734 + 0,6 \times 109,966 = 882,713 \text{ t}$

$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}Bc(1\text{travée}, 2\text{vois}) + M_{frei}Bc)$

$M_{long} = 1483,184 + 0,6(52,534 + 111,9) = 1581,844 \text{ t} \cdot \text{m}$

D'après les calculs faits, la section d'armatures maximale par *SOCOTEC* est donnée par le cas de condition sismique (séisme longitudinal), Combinaison 04 (cas de Bc chargée),

Avec $\begin{cases} e = 1.792 \text{ m.} \\ A_s = 318 \text{ cm}^2 \end{cases}$

12.6.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , B = b \cdot h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{\pi \cdot \varnothing^4}{64} \quad , B = \frac{\pi \varnothing^2}{4} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot \varnothing^4}{64}}{\frac{\pi \varnothing^2}{4}}} = \sqrt{\frac{\varnothing^2}{16}} = \frac{\varnothing}{4}$$

$$i = 0,250 \text{ m}$$

$$I_f = 0,7.1 = 0,7 \times 7,2 = 5,04 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{5,04}{0,25} = 20,16$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times 1,792}{1}, 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 20,16 < \lambda' = 100 \quad \text{Pas de risque de flambement}$$

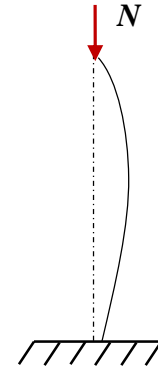


Figure 12.8. Effet de flambement

12.6.3.1. Calcul de ferrailage :

a. Longitudinal :

Le résultat obtenu par *SECOTEC* est : $A_s = 318 \text{ cm}^2$.

On va faire un calcul manuel en introduisant deux excentricités supplémentaires :

$$N = 882,713 \text{ t}$$

$$M = 1581,844 \text{ t.m}$$

$$e = 1,797 \text{ m}$$

▪ Calcul de a et b' :

$$a = (0,337. h - 0,81. c). b. h. f_{bu}$$

$$h = 1 \text{ m} \quad ; \quad b = 9,9 \text{ m}$$

$$c = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 15,3 \text{ MPA}$$

$$a = 4491,108 \text{ t.m}$$

$$b' = N. (d - c) - M = 882,713 \times (0,95 - 0,05) - 1581,844 = -787,402 \text{ t.m}$$

$a > b' \Rightarrow$ la section sera calculée à la flexion simple avec:

$$M_u = N_u. (e_1 + e_a + e_2)$$

e_1 : l'excentricité du premier ordre.

e_a : l'excentricité aditionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : l'excentricité du aux effets du second ordre.

$$e_1 = \frac{h}{2} - c + e_0 = 2,247 \text{ m}$$

Figure 12.8. Effet de flambement

$$e_{\alpha} = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 2,88 \text{ cm}) = 2,88 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{h \times 10^4} \times (2 + \alpha \cdot \emptyset); \quad \alpha = \frac{M_G}{M(\emptyset + G)} \times 2 = 0; \quad M_G = 0; \quad \emptyset = 2$$

$$e_2 = 0,01524 \text{ m}$$

$$e_r = e_1 + e_{\alpha} + e_2 = 2,291 \text{ m}$$

$$M_U = N_U \cdot e_r = 2022,295 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U \times 10^{-2}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,147 < 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,1997$$

$$Z_{bl} = d \times (1 - 0,4\alpha_u) = 0,874 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z_{bl} \times \sigma_s} + A_{sc} \times \frac{\sigma_{sce}}{\sigma_{se}} = 531,916 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_u - \frac{N_U}{\sigma_s} = 531,916 - 202,922 = \mathbf{328,993 \text{ cm}^2}$$

▪ **La section d'armature minimale**

$$A_{Smin} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 495 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 247,500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 328,993 \text{ cm}^2 > A_{Smin} = 247,500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 328,993 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{41 \text{ HA } 32}$$

b. Transversal :

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b}$$

$$T_U = F_{htot} + 0,6H_{fBc} = 281,248 + 0,6 \times 15 = 290,248 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{290,248 \cdot 10^{-2}}{9,9 \times 0,95} = 0,308 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} \{0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA}\} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,308 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

▪ **Espacement :**

$$S_t \leq \text{MIN}\{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Section d'armature transversale :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,308 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,25 \times 9,9 = 0,00221 \text{ m}^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 9,9 \times 10^2 \times \frac{0,4}{500} = 0,792 \text{ cm}^2 / \text{cm}.$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

$$\text{On fixe : } S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 25 \times 0,792 = 19,8 \text{ cm}^2.$$

- **Diamètre des armatures**

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{\text{long}}, \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{1500}{35}, 25, \frac{5000}{10} \right\} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 14 \text{ mm}$

Soit $A_t = 13 \text{ HA } 14$

Schéma de ferrailage de voile :

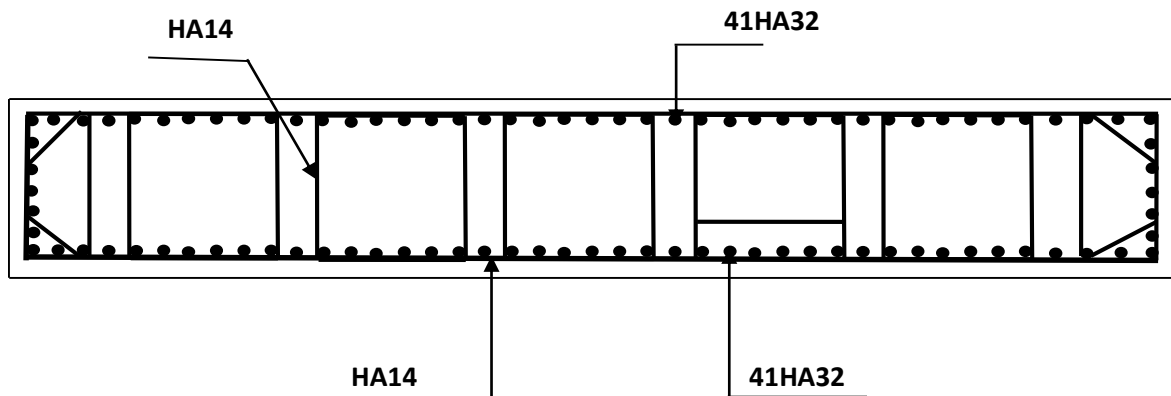


Figure 12.9. Ferrailage de fut

12.7. 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 moments soient transmis normalement, les pieux sont mécaniquement encastrés dans la semelle, celle-ci a pour dimensions :

✚ Longueur : $D = 13,2$ m.

✚ Largeur : $B = 6$ m.

✚ Épaisseur : $E = 1,8$ m.

12.7.1. Calcul des charges :

a. Charges permanentes :

✚ Superstructure : $G_{sup} = 687,695$ t.

✚ Chevêtre : $G_{Ch} = 46,761$ t.

✚ voile : $G_{voil} = 148,400$ t

✚ Poids de la semelle : $G_{sem} = 356,400$ t.

✚ Poids des terres : $G_{ter} = 243,243$ t.

✚ Le poids total de la pile : $G_{pile} = 794,804$ t.

✚ Le poids total : $G_T = 687,695 + 794,804 = 1482,499$ t.

b. Les surcharges :

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2- .

c. Le freinage :

▪ **Système A(l):**

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,26 + 7,2 + 1,8) = HA(L) \times 9,26 \text{ t.m}$$

▪ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30$ t, chaque appui supporte une force de freinage égal = $30/2 = 15$ t

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,26 + 7,2 + 1,8) = 138,9 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	1trav	1vc	3,201	29,641
		2vc	6,282	58,171
	2trav	1vc	4,258	39,429

		2vc	8,203	75,959
Bc			15	138,9

d. Le séisme :

▪ **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 1482,499 = \mathbf{370,624 \text{ t}}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

➤ **Minimal :** $F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 1482,499 = \mathbf{1371,311 \text{ t}}$

➤ **Maximal :** $F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 1482,499 = \mathbf{1593,686 \text{ t}}$

▪ **Le moment dû à l'effort sismique :**

$$M_{FS/0} = e_h (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{Svoil} \times Y_{voil} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,25 (687,695 \times 9,26 + 46,761 \times 8,4 + 148,4 \times 4,8 + 243,243 \times 2,775 + 356,4 \times 0,9)$$

$$M_{FS/0} = 0,25 \times (8462,491) = \mathbf{2115,622 \text{ t.m}}$$

12.7.2. 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 $\bar{Q} = 786,59 \text{ t}$

a. Calcul des combinaisons :

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles calculées précédemment dans le calcul du fut, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que le convoi D240 et Mc120 sera combiné avec le séisme.

▪ **Conditions normales :**

➤ **ELU**

🚦 Combinaison 01 : $G+A(L)$ (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)].

$$N = 1,35G + 1,6R([A(L)(ou Bc)])$$

$$M_{long} = 1,6(M_{LONG} A(L)ou Bc) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]$$

🚦 Combinaison 02 : $G+D240$ OU $Mc120$

$$N = 1,35G + 1,6R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{\text{long}} = 1,35 M_{\text{long}}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N	M _{long}	σ _{max}	σ _{min}	R _{MIN}	R _{MAX}
01trav	A(l)	1vc	2090,924	90,242	236,633	225,551	267,632	255,099
		2vc	2180,476	178,706	251,963	230,017	284,970	260,149
	Bc	1file	2096,986	268,086	248,223	215,301	280,741	243,506
		2file	2177,319	306,294	259,448	221,834	293,436	250,894
		Bcmin	2009,601	224,394	235,883	208,326	266,783	235,617
M _{C120}			2170,258	71,248	244,235	235,486	276,230	266,334
D ₂₄₀			2249,068	104,495	254,986	242,154	288,389	273,876
02 trav	A(l)	1vc	2123,215	63,086	238,535	230,788	269,783	261,021
		2vc	2245,058	121,534	255,590	240,665	289,072	272,192
	Bc	1file	2111,918	229,302	247,492	219,333	279,914	248,066
		2file	2205,348	235,189	258,180	229,298	292,001	259,336
		M _{C120}			2185,031	0,000	241,493	241,493
D ₂₄₀			2324,548	0,000	256,912	256,912	290,568	290,568

Tableau.12.6 : combinaison 01 et 02.

➤ ELS :

			N	M _{long}	σ _{max}	σ _{min}	R _{MIN}	R _{MAX}
01trav	A(l)	1vc	1549,662	67,681	175,427	167,115	198,408	189,008
		2vc	1616,826	134,029	186,924	170,465	211,411	192,795
	Bc	1file	1554,209	201,065	184,120	159,428	208,239	180,313
		2file	1614,458	229,721	192,538	164,327	217,760	185,854
		Bcmin	1488,669	168,295	174,864	154,197	197,771	174,396
M _{C120}			1588,052	52,776	178,755	172,274	202,172	194,841
D ₂₄₀			1637,308	77,404	185,710	176,250	210,038	199,288
	A(l)	1vc	1573,880	47,315	176,853	171,043	200,021	193,449

	A(l)	2vc	1665,263	91,151	189,644	178,451	214,488	201,828
	Bc	1file	1565,407	171,977	183,571	162,452	207,619	183,733
		2file	1635,480	176,392	191,587	169,925	216,685	192,185
M _{C120}			1597,285	0,000	176,535	176,535	199,661	199,661
D ₂₄₀			1684,483	0,000	186,171	186,171	210,559	210,559

Tableau.12.7 : combinaison 01 et 02.

▪ **Conditions sismiques (ELU) :**

➤ **Séisme longitudinal :**

✚ Combinaison 03 : G+E

$$N = F_{Vmax} = 1593,686 \text{ t}$$

$$M_{long} = M_{siesme} = 2115,622 \text{ t.m}$$

✚ Combinaison 04 : G+E+A(L) (ou Bc).

$$N = +F_{Vmax} + 0,6[A(L)(ou Bc)].$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)].$$

➤ **ELS :**

			N(t)	M _{long}	σ _{max}	σ _{min}	R _{MIN}	R _{MAX}
01 trav	A(l)	1vc	1625,798	2149,463	311,667	47,705	352,496	53,954
		2vc	1657,910	2182,637	317,253	49,217	358,813	55,664
	Bc	1file	1628,071	2216,154	316,013	43,861	357,411	49,607
		2file	1656,726	2230,482	320,060	46,148	361,988	52,193
		Bcmin	1595,302	2199,770	311,386	41,245	352,177	46,648
02 trav	A(l)	1vc	1636,437	2139,279	312,218	49,506	353,118	55,991
		2vc	1679,189	2161,197	318,289	52,885	359,984	59,813
	Bc	1file	1632,201	2201,610	315,577	45,210	356,917	51,133
		2file	1664,298	2203,818	319,260	48,622	361,083	54,992
Combinaison 03			929,329	1265,601	180,421	25,001	204,057	28,276

Tableau.12.8 : combinaison 03 et 04.

❖ Exemple de calcul :

✚ Combinaison 01 : G+ A(L) + H_f [A(L) (ou Bc)].

$N = 1,35G + 1,6(R_{AL})$. Pour (R_{AL}) , voir tableau -1-.

$$N = 1,35 \times 1482,499 + 1,6 \times 55,969 = 2090,924 \text{ t.}$$

$$M_{\text{long}} = 1,6(M_{\text{longAl}} + M_{\text{frein Al}}) = 90,241 \text{ t. m.}$$

a. L'effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Le fût ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu R_i est donné par les formules suivantes :

$$I_x = \sum I_0 + S y^2 \quad , I_0: \text{Est négligeable par rapport à : } S y^2$$

$$I_x = \sum S y^2$$

On a la section des pieux est le même donc :

$$\sigma_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{I_y}$$

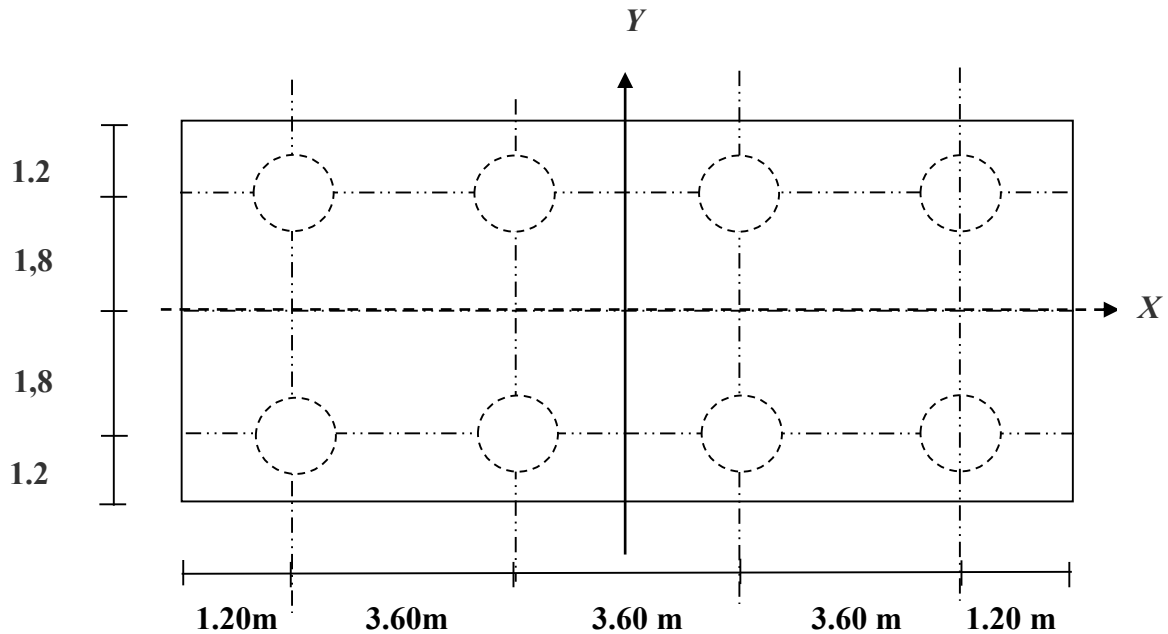
$$\sigma_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{\sum S y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$\sigma_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \frac{N_t}{n \cdot S} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}$$

$$R_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \sigma_{i \text{ min}}^{\text{max}} \cdot S = \frac{N_t}{n \cdot S} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$R_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

$$y_i = \pm 1,8 \text{ m}$$



12.7.3. Vérification de soulèvement et de tassement des pieux :

Selon les tableaux précédents, la réaction maximale et minimale sont les suivantes :

$$R_{max} = 361,988 \text{ t}$$

$$R_{min} = 28,276 \text{ t}$$

D'après le rapport de sol : $\bar{Q} = 786,59 \text{ t}$

$$R_{MAX} = 361,988 \text{ t} < \bar{Q} = 786,59 \text{ t} \quad : \quad \text{Pas de risque de tassement}$$

$$R_{MIN} = 28,276 \text{ t} > 0 \text{ t} \quad : \quad \text{Pas de risque de soulèvement}$$

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

12.7.4. Ferrailage de la semelle :

a. Les armatures transversales :

▪ Les armatures inférieures :

➤ ELU :

$$R_{MAX} = 361,988 \text{ t}$$

$$N_U = 1656,726 \text{ t}$$

$$M_{ULONG} = 2230,482 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ULONG}}{N_t} = \frac{2230,482}{1656,726} = 134,631 \text{ cm}$$

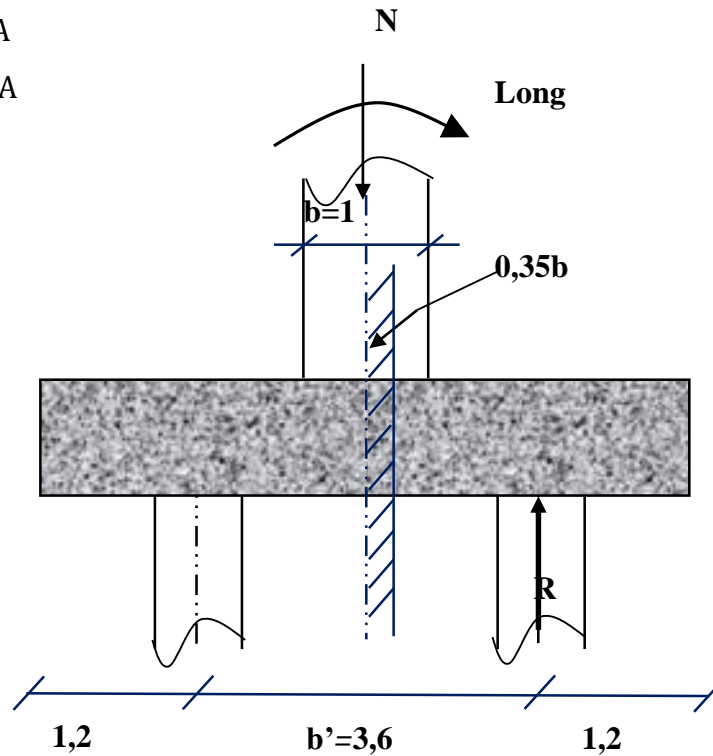
$$\frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{b}{6}$$

On applique la méthode des moments.

$$f_{c28} = 27 \text{ MPA}$$

$$f_e = 500 \text{ MPA}$$



Fissuration préjudiciable

$$361,988 \text{ On a : } R_{\max} = 361,988 \text{ t}$$

$$M_1 = R_{\max} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 361,988 \times \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1 \right) = 524,882 \text{ t.m}$$

a' : Est au feuillet moyenne avec :

$$a' = \emptyset_{\text{pieu}} + h = 1,2 + 1,8$$

$$a' = 3 \text{ m}$$

D'après le SOCOTEC :

$$A_U = 70,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } y_0 = 8 \text{ cm}$$

$$A_{su} = 70,36 \text{ cm}^2 \text{ 15 HA 25}$$

L'espace entre les barres :

$$S_t = \frac{\phi + h - C}{15 - 1}$$

$$= \frac{1,2 + 1,8 - 0,05}{14} = \frac{2,95}{14} = 0,20 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Les armatures transversales supérieures

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{70,36}{10} = 7,036 \text{ cm}^2.$$

soit 7HA12 ($A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,95}{7 - 1} = 0,49 \text{ m} \Rightarrow S_t = 49 \text{ cm.}$$

- a. les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales inférieures

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{70,36}{3} = 23,453 \text{ cm}^2.$$

soit 8HA20 ($A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2$.)

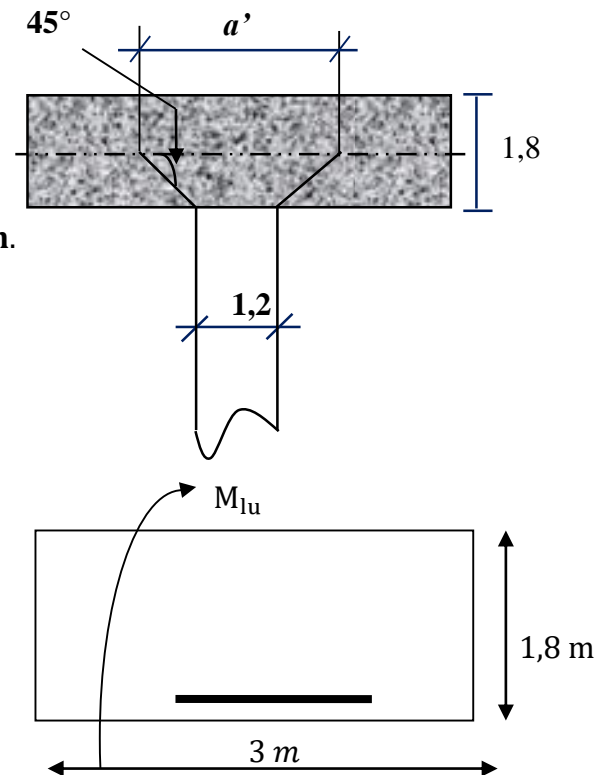
$$S_t = \frac{2,95}{10} = 0,295 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 29 \text{ cm.}$$

- Les armatures longitudinales supérieures

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{70,36}{10} = 7,036 \text{ cm}^2.$$

soit 7HA12 ($A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,95}{7 - 1} = 0,49 \text{ m} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$



12.7.5. Etude des pieux sous pile :

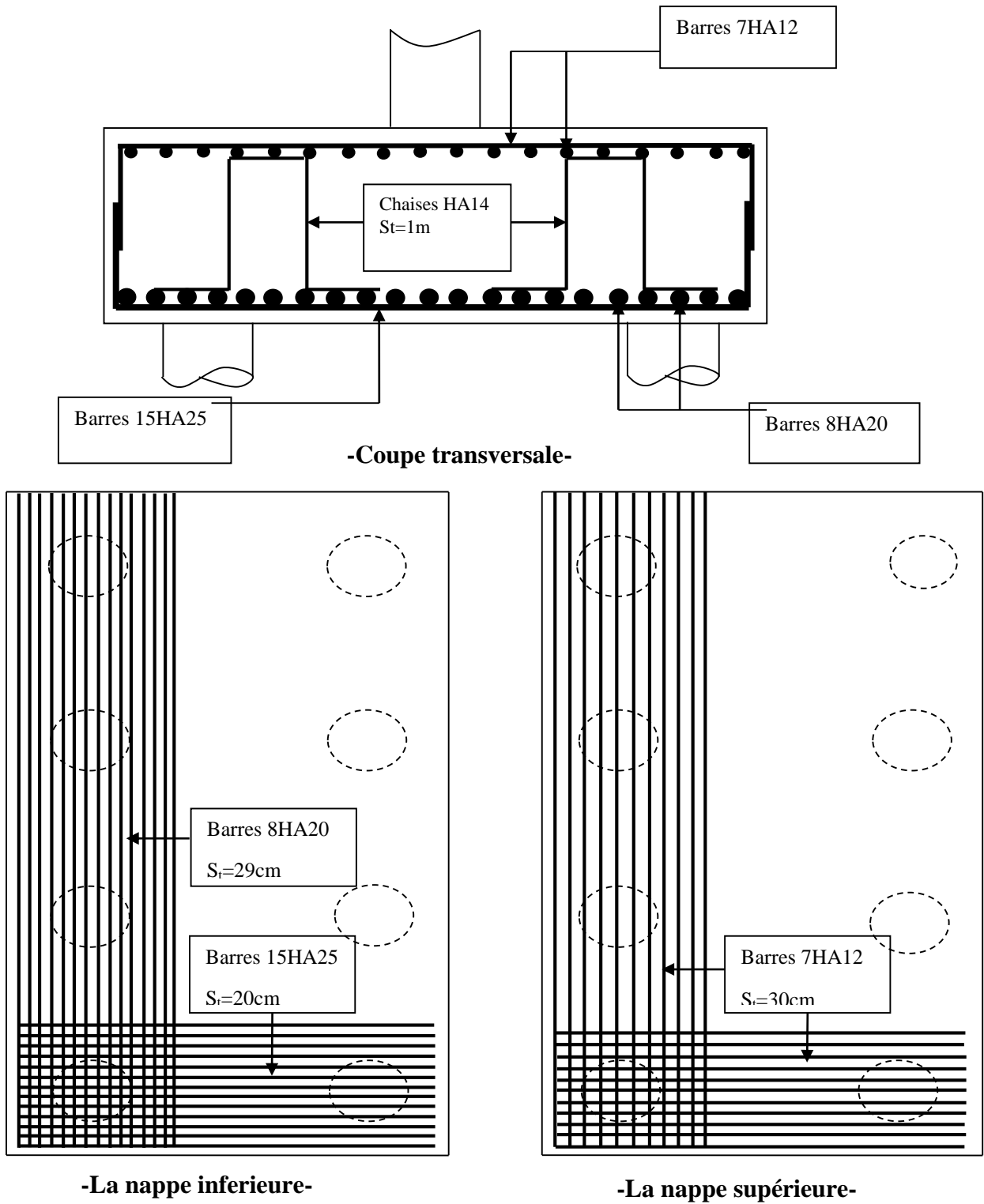


Figure 13.8. Schéma de ferrailage de la semelle.

12.8. Ferrailage des pieux

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique. Leurs valeurs données par *Excel* sont :

$$N_{\min} = 61,925 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 17,512 \text{ t.m (en tête du pieu)}$$

On utilise le logiciel **SOCOTEC** :

$A_s = 0 \text{ cm}^2$ et la section est entièrement comprimée, donc on passe à l'R P A

* Calcul des armatures minimales :

D'après l'R P A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{s\min} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times \pi \times 0,6^2}{100} = 56,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 56,54 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 12 \text{ HA25}$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 25 \text{ cm}$$

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de **HA12** avec $s_t = 20 \text{ cm}$.

12.8.1. Schéma de ferrailage du pieu :

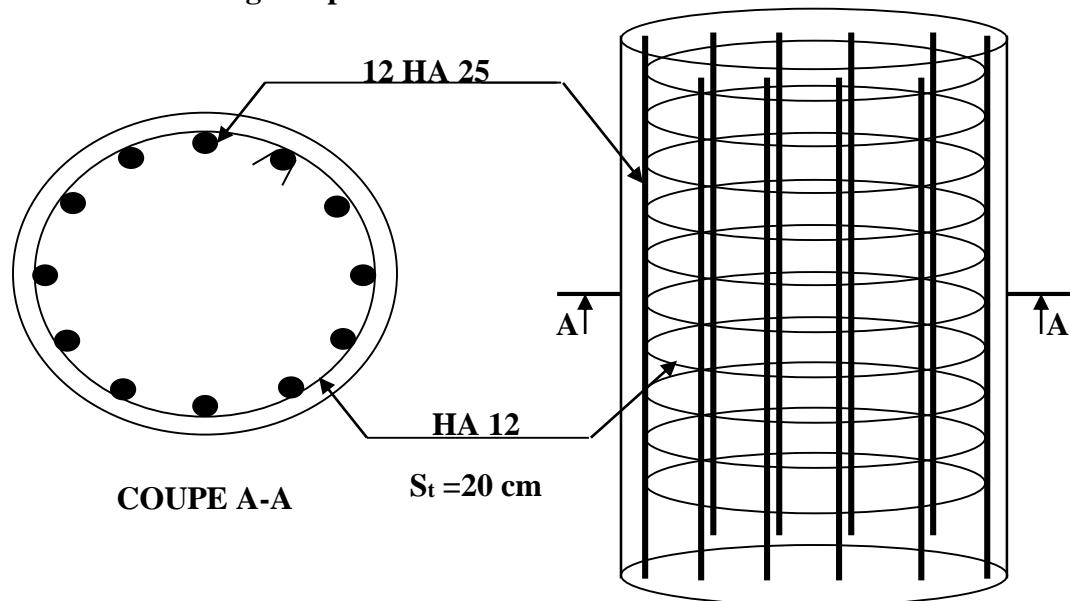


Figure .12.11. Schéma de ferrailage du pieu

12.9. 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.

13.1. Introduction :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage qui permettent de connaître la longueur totale de franchissement. Ils assurent une liaison entre le pont et les remblais, chose qui les rend particulièrement sensibles à une mauvaise conception.

Ainsi, on s'oriente toujours vers une conception raisonnablement surabondante et des formes aussi simples que possible.

Cette conception doit tenir compte de 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 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \min[6\text{m}; \max(3\text{m}; 0,6h)]$$

Avec h : hauteur du remblai.

Une fondation, semelle reposant sur deux files de pieux (4 pieux par files), de 1,20m de diamètre

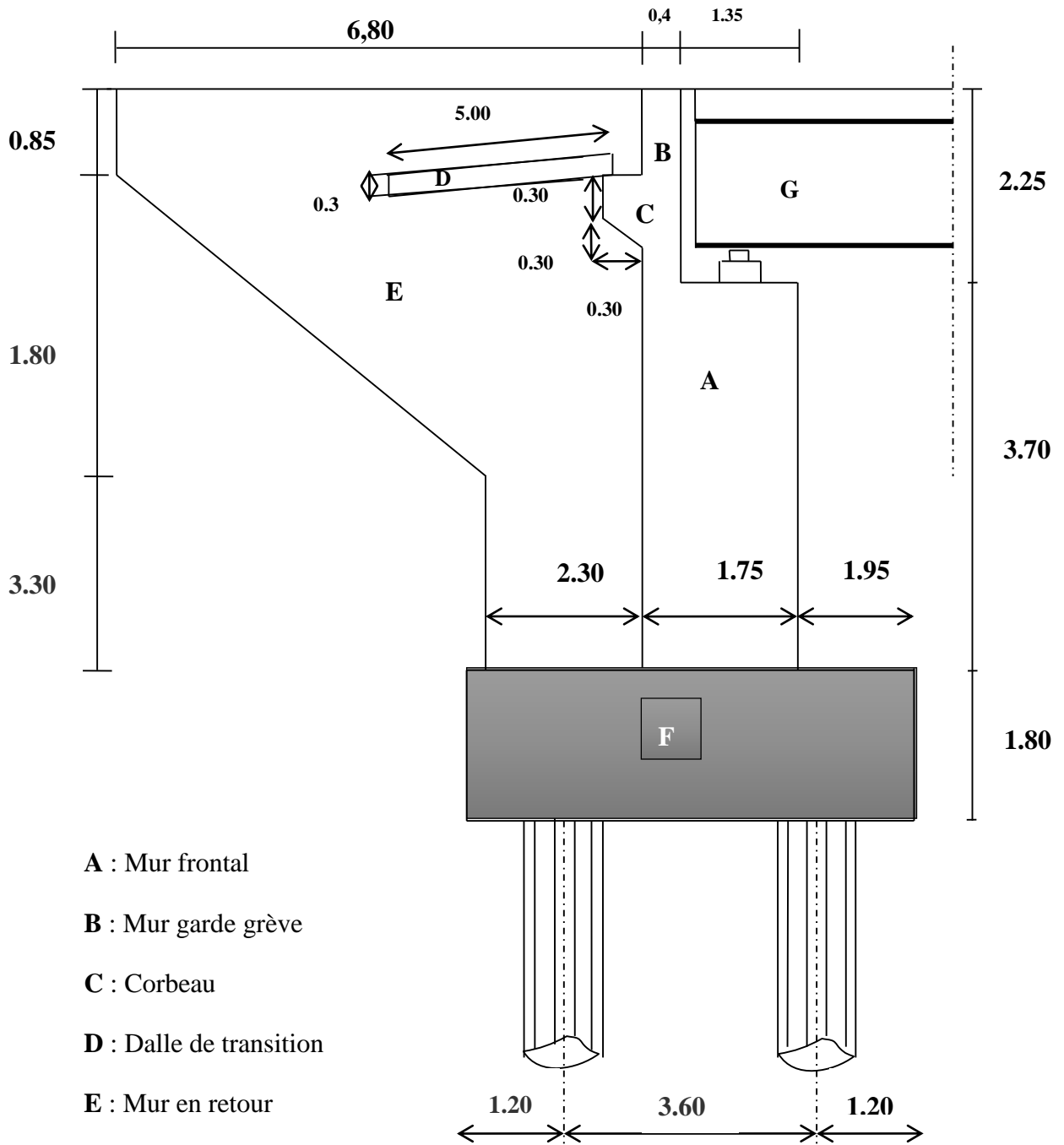


Figure.13.1 : Coupe longitudinale dans la culée

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.

$$L_s = 5 \times 2,04 + 2 \times 1,02 = \mathbf{12,24 \text{ m.}}$$

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

$b = \mathbf{60\text{cm}}$: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$d' > \frac{60}{2} + 20 = 50$$

On adopte : $d' = \mathbf{0.70\text{cm}}$.

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

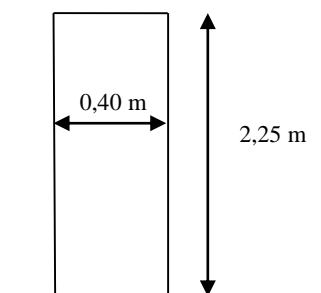
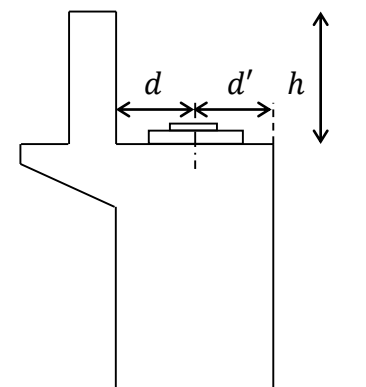
$$d = \mathbf{65 \text{ cm.}}$$

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = \mathbf{135 \text{ cm}}$$

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 $h = 2,25$ m

Longueur = 12,24 m

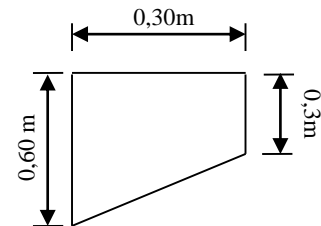
$$e = \text{Max}\left(0,40, \frac{h}{8}\right) \text{ selon setra}$$

$$e = \text{Max}\left(0,40, \frac{2,4}{8}\right) = 40\text{cm}$$

13.3.3. Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est 30cm



13.3.4. Le mur frontal :

Hauteur = 3.70 m

Épaisseur=1,75m

Longueur 14.10 m

13.3.5. Le mur en retour :

Longueur = 5,92 m

Hauteur = 5,95 m

Épaisseur = 0,65m

13.3.6. La dalle de transition :

Longueur = 5 m

Épaisseur = 0,3 m.

13.3.7. La fondation :

▪ La semelle

Épaisseur : $E = 1,80$ m.

Largeur : $B_s \geq 2\varnothing + 2\varnothing = 4\varnothing = 4.8$

$B_s = 6$

Longueur = 14.10m

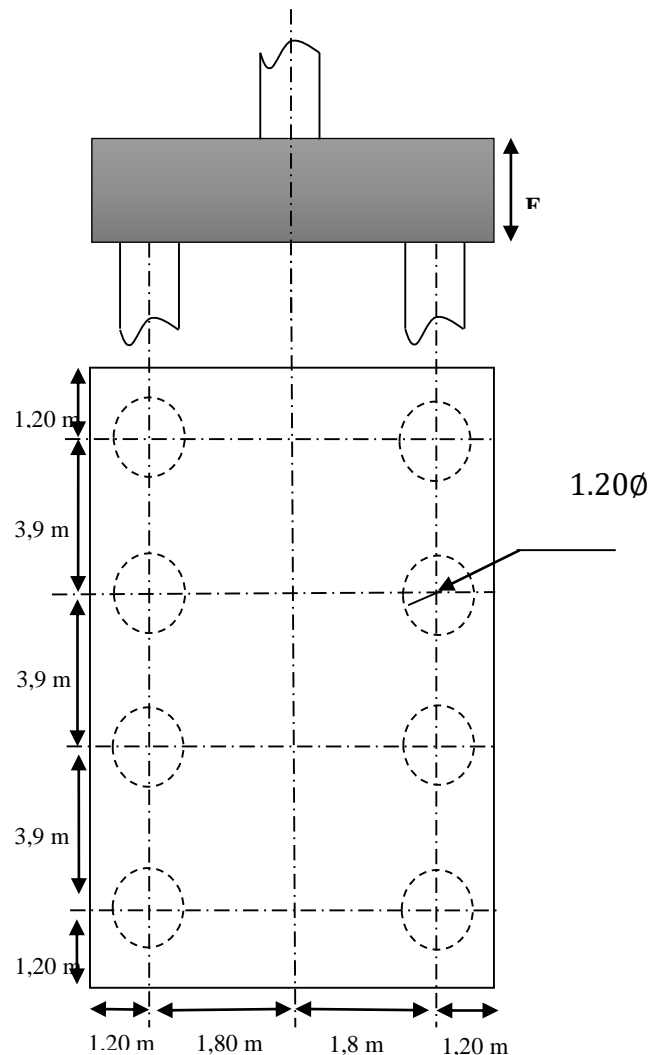


Figure 13.2. Dimensionnement de la semelle.

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 :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times \frac{K\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

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}	β	α	δ	φ
CN	0,000	0,000	1,000	0,000	0,271	0	0	0	35,000
SH	0,250	0,000	1,031	14,036	0,443	0	0	0	35,000
SH+SV1	0,250	-0,075	0,958	15,124	0,432	0	0	0	35,000
SH+SV2	0,250	0,075	1,104	13,092	0,464	0	0	0	35,000

Poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L'est :

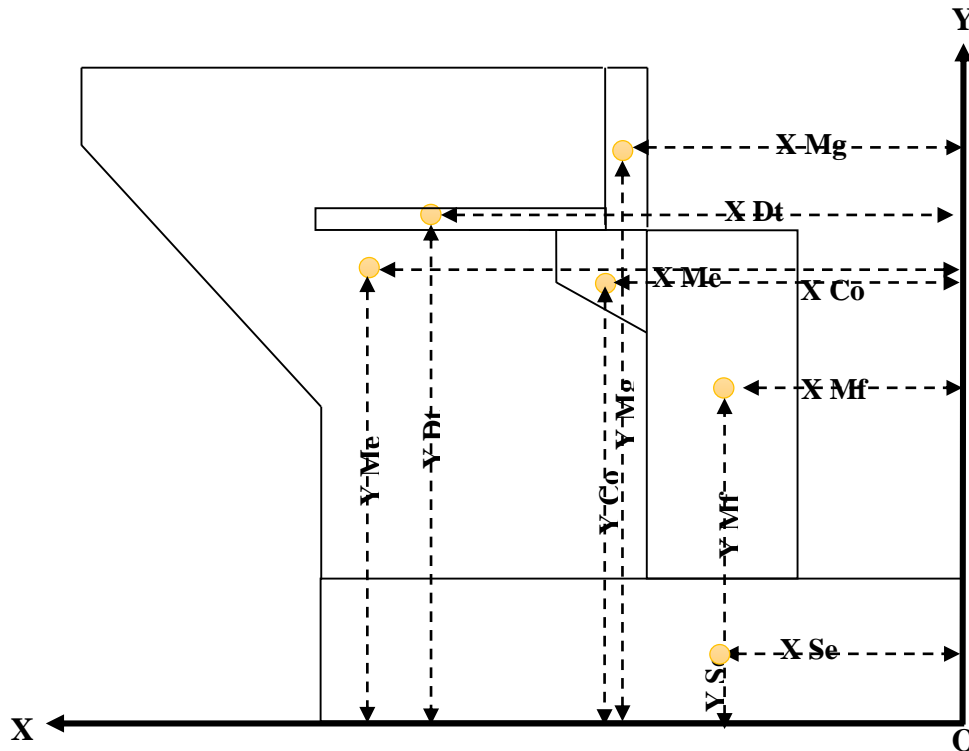
$F_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot H^2 \cdot L$ (triangulaire)

✓ La poussée due à la surcharge : $Q=1t/m^2$.

$F_h = \gamma \cdot K_{ah} \cdot H \cdot L$ (rectangulaire)

✓ La densité du remblai : $\gamma = 1.8 t/m^3$.

13.4.1. Détermination des centres de gravité des éléments de la culée :



Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \frac{\sum(A_i \times X_i)}{\sum A_i} \quad Y_G = \frac{\sum(A_i \times Y_i)}{\sum A_i}$$

A_i : surface élémentaire.

X_{Gi} , Y_{Gi} : coordonnées du C.D.G de chaque section.

En attribuant un repère (A, X, Y) pour le calcul, avec A le point de référence à l'étude du renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes, on trouve les coordonnées des C.D.G des éléments de la culée.

13.4.2. Calcul des sollicitations :

Désignation		P(t)	Fh= ϵ_H *P	Fv=(1± ϵ_v)*P	H (m)	V (m)	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Mur garde grève	CN	27,540	0,000	27,540	3,500	6,620	96,390	0,000
	SH	27,540	6,885	27,540	3,500	6,620	96,390	45,579
	SH+SV1	27,540	6,885	25,475	3,500	6,620	89,161	45,579
	SH+SV2	27,540	6,885	29,606	3,500	7,000	103,619	48,195
Corbeau	CN	4,131	0,000	4,131	3,830	7,020	15,822	0,000
	SH	4,131	1,033	4,131	3,830	7,020	15,822	7,250
	SH+SV1	4,131	1,033	3,821	3,830	7,020	14,635	7,250
	SH+SV2	4,131	1,033	4,441	3,830	7,020	17,008	7,250
Mur en retour	CN	73,019	0,000	73,019	5,960	5,510	435,195	0,000
	SH	73,019	18,255	73,019	5,960	5,510	435,195	100,584
	SH+SV1	73,019	18,255	67,543	5,960	5,510	402,556	100,584
	SH+SV2	73,019	18,255	78,496	5,960	5,510	467,835	100,584
Mur frontal	CN	198,135	0,000	198,135	2,820	3,650	558,741	0,000
	SH	198,135	49,534	198,135	2,820	3,650	558,741	180,798
	SH+SV1	198,135	49,534	183,275	2,820	3,650	516,835	180,798
	SH+SV2	198,135	49,534	212,995	2,820	3,650	600,646	180,798
Semelle	CN	380,700	0,000	380,700	3,000	0,900	1142,100	0,000
	SH	380,700	95,175	380,700	3,000	0,900	1142,100	85,658
	SH+SV1	380,700	95,175	352,148	3,000	0,900	1056,443	85,658
	SH+SV2	380,700	95,175	409,253	3,000	0,900	1227,758	85,658
Total culée à vide	CN	683,525	0,000	683,525	/	/	2248,248	0,000
	SH	683,525	170,881	683,525	/	/	2248,248	419,868
	SH+SV1	683,525	170,881	632,261	/	/	2079,629	419,868
	SH+SV2	683,525	170,881	734,790	/	/	2416,866	422,485
Dalle de transition	CN	31,875	0,000	31,875	6,200	6,800	197,625	0,000
	SH	31,875	7,969	31,875	6,200	6,800	197,625	54,188
	SH+SV1	31,875	7,969	29,484	6,200	6,800	182,803	54,188
	SH+SV2	31,875	7,969	34,266	6,200	6,800	212,447	54,188
	CN	72,675	0,000	72,675	6,200	7,575	450,585	0,000

Remblais sur la dalle de transition	SH	72,675	18,169	72,675	6,200	7,575	450,585	137,628
	SH+SV1	72,675	18,169	67,224	6,200	7,575	416,791	137,628
	SH+SV2	72,675	18,169	78,126	6,200	7,575	484,379	137,628
Remblais sur la semelle	CN	233,252	0,000	233,252	4,850	4,375	1131,271	0,000
	SH	233,252	58,313	233,252	4,850	4,375	1131,271	255,119
	SH+SV1	233,252	58,313	215,758	4,850	4,375	1046,426	255,119
	SH+SV2	233,252	58,313	250,746	4,850	4,375	1216,116	255,119
La surcharge Q (t/m2)	CN	42,500	0,000	42,500	6,200	7,900	263,500	0,000
	SH	42,500	10,625	42,500	6,200	7,900	263,500	83,938
	SH+SV1	42,500	10,625	39,313	6,200	7,900	243,738	83,938
	SH+SV2	42,500	10,625	45,688	6,200	7,900	283,263	83,938
Total culée + remblais	CN	1063,827	0,000	1063,827	/	/	4291,229	0,000
	SH	1063,827	265,957	1063,827	/	/	4291,229	950,741
	SH+SV1	1063,827	265,957	984,040	/	/	3969,387	950,741
	SH+SV2	1063,827	265,957	1143,614	/	/	4613,071	953,357

❖ Poussée dues aux terres et surcharge :

Désignation		Calcul des poids		Kah	FH	V(m)	MR=FH.V
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,5x1, 8x0, 271x5.95²x12, 24		0,271	105,688	3,783	399,854
	SH	0,5x1, 8x0, 443x5.95²x12, 24		0,443	172,767	3,783	653,636
	SH+SV1	0,5x1, 8x0, 432x5.95²x12, 24		0,432	168,477	3,783	637,406
	SH+SV2	0,5x1, 8x0, 464x5.95²x12, 24		0,464	180,957	3,783	684,621
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,5x1, 8x0, 271x1, 8²x14, 1		0,271	11,142	0,600	6,685
	SH	0,5x1, 8x0, 443x1, 8²x14, 1		0,443	18,214	0,600	10,929
	SH+SV1	0,5x1, 8x0, 432x1, 8²x14, 1		0,432	17,762	0,600	10,657
	SH+SV2	0,5x1, 8x0, 464x1, 8²x14, 1		0,464	19,078	0,600	11,447
Surcharge sur MGG et MF	CN	0, 271x5, 95x12, 24		0,271	19,736	4,775	94,241
	SH	0, 443x5, 95x12, 24		0,443	32,263	4,775	154,055
	SH+SV1	0, 432x5, 95x12, 24		0,432	31,462	4,775	150,230
	SH+SV2	0, 464x5, 95x12, 24		0,464	33,792	4,775	161,358
Surcharge sur la semelle	CN	0, 271x1, 8x14, 1		0,271	6,878	0,900	6,190
	SH	0, 443x1, 8x14, 1		0,443	11,243	0,900	10,119
	SH+SV1	0, 432x1, 8x14, 1		0,432	10,964	0,900	9,868
	SH+SV2	0, 464x1, 8x14, 1		0,464	11,776	0,900	10,599
Total	CN	/		/	143,445	/	506,971
	SH	/		/	234,488	/	828,739
	SH+SV1	/		/	228,665	/	808,161
	SH+SV2	/		/	245,603	/	868,024

❖ Calcul des efforts dus au tablier

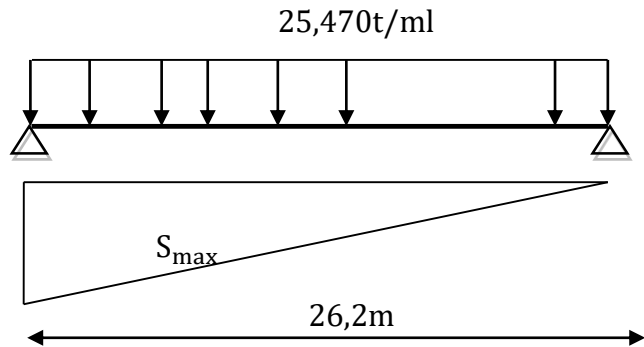
➤ Calcul des efforts dus au tablier :

La réaction maximale due aux charges permanentes est :

$$R_{max} = q \times S_{max}$$

$$S_{max} = 13.1$$

$$R_{max} = 13.1 \times 25,470 = 333,657t$$

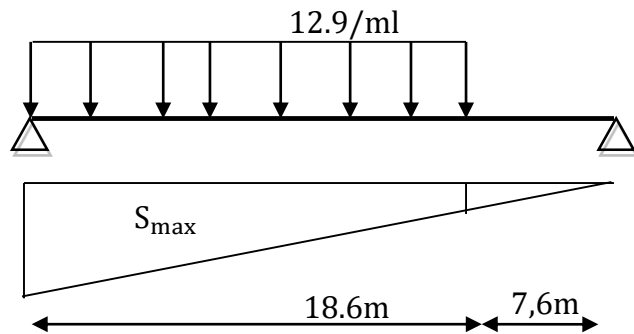


La réaction maximale due aux surcharges est donnée par **D240** :

$$R_{max} = q \times S_{max}$$

$$S_{max} = 11,997$$

$$R_{max} = 12,9 \times 11,9 = 154,761 t$$



désignation		Réaction	Fh=εH *P	Fv=(1±εv)*P	Hm	V m	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Permanente (Tablier)	CN	333,657	0,000	333,657	2,425	5,750	809,118	0,000
	SH	333,657	83,414	333,657	2,425	5,750	809,118	479,632
	SH+SV1	333,657	83,414	308,633	2,425	5,750	748,434	479,632
	SH+SV2	333,657	83,414	358,681	2,425	5,750	869,802	479,632
Surcharge (D240)	CN	154,797	0,000	154,797	2,425	7,750	375,383	0,000
	SH	154,797	38,699	154,797	2,425	7,750	375,383	299,919
	SH+SV1	154,797	38,699	143,187	2,425	7,750	347,229	299,919
	SH+SV2	154,797	38,699	166,407	2,425	7,750	403,536	299,919

13.4.3. Vérification de la stabilité :

13.4.3.1. Vérification de non renversement :

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV 1)}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV 2)}$$

M_S : moment stabilisant du à F_v

M_r : moment renversant du à F_h .

13.4.3.2. Vérification de non glissement :

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV 1)}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV 2)}$$

μ : coefficient de frottement terres – béton

$$\mu = \tan \left(\frac{2}{3} \right) \varphi \approx 0,431 \quad \text{avec } \varphi = 35^\circ$$

13.4.4. Etapes d'exécution de la culée

1^{ère} étape: **culée à vide.**

2^{ème} étape: **culée à vide + Tablier.**

3^{ème} étape: **culée à vide + Tablier + Remblais.**

4^{ème} étape: **culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge.**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1^{ère} Etape : culée à vide :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	683,525	2248,248	0,000	∞	∞
<i>SH+ SV2</i>	170,881	734,790	2416,866	422,485	1,853	5,721

2^{ème} Etape : culée à vide + Tablier :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	1017,182	3057,366	0,000	∞	∞
<i>SH+ SV2</i>	254,296	1093,471	3286,669	902,117	1,853	3,643

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>	143,445	1397,484	5100,347	506,971	4,199	9,742
<i>SH+ SV2</i>	499,899	1502,295	5482,873	1770,141	3,005	3,005

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>	143,445	1171,979	5475,730	506,971	3,521	10,801
<i>SH+ SV2</i>	538,598	2403,492	5886,410	2070,060	1,923	2,844

Conclusion : La stabilité de la culée vis-à-vis au glissement et renversement est assurée.

13.5. Etude ferrailage des éléments de la culée :

13.5.1. Mur garde grève :

D'après le document (SETRA art 2.3), le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que : [12]

- La poussée des terres.
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- La force de freinage

13.5.1.1. Evaluation ses efforts :

Remarque : Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au-dessus du mur frontal qui est égal à (2.4 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.

a. Poussée des terres :

$$p_t = (1/2)\gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (\text{Effort de poussée})$$

$$M_t = (1/6)\gamma \cdot H^3 \cdot K_a \quad (\text{Le Moment du à cet effort})$$

K_a : Coefficient de poussée de la terre

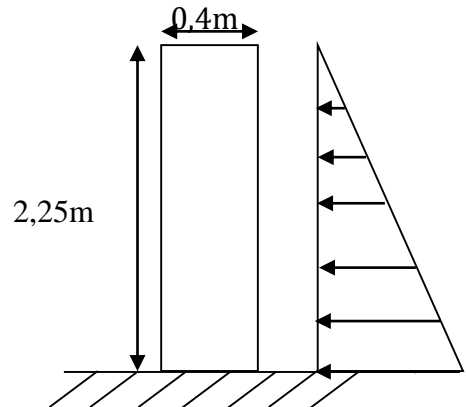
Avec

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

$$\text{On a: } \gamma = 1,8 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$\Rightarrow p_t = 1,235/\text{ml}$$

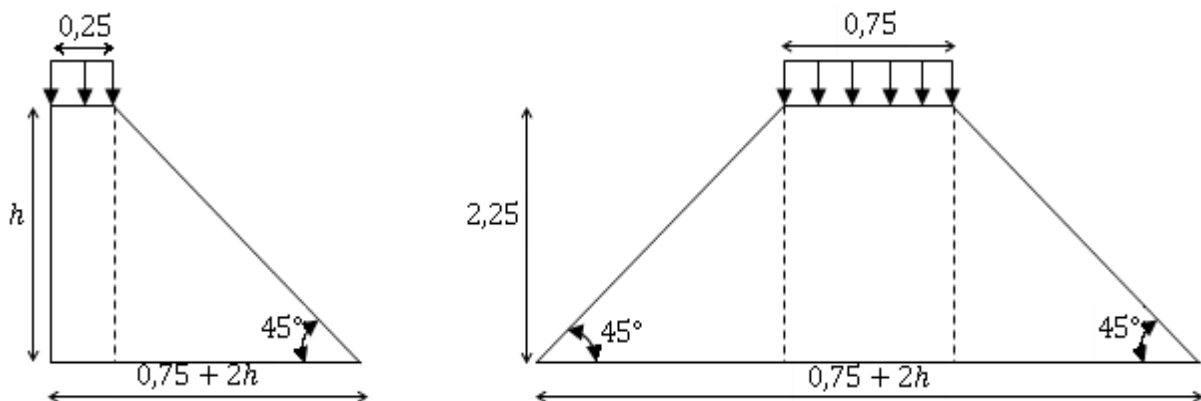
$$\Rightarrow M_t = 0.926. \text{ m/ml}$$



b. Poussée d'une charge locale:

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de trois camions B_c accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t sur un rectangle d'impact $(0.25, 0.75)\text{m}^2$, se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.



$$M_P = \left(\frac{12K}{0,75 + 2h} \right) \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Démonstration :

$$M_{P'} = q_h \times z \quad ; z = h - x (\text{bras de levier})$$

$$q_h = \frac{n \cdot p \cdot \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \cdot E_y} \times K_a$$

$n=2$: nombre des charges concentrées.

$p=6t$: la charge concentrée.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 & \text{à ELS} \\ 1,6 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$b_c = 1,1$ (Pont 1^{er} classe avec deux voies chargées).

$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

$$M_{P'} = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$

$$M_P = \sum_0^h M_{P'} = \int_0^h M_{P'} dx$$

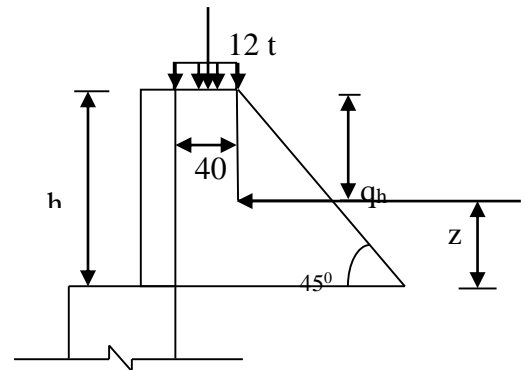
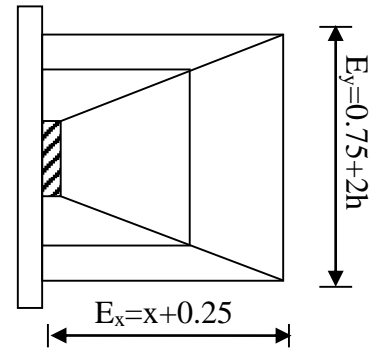
$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x+0,25-0,25}{0,25+x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h+0,25) - (x+0,25)}{0,25+x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h+0,25}{0,25+x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h+0,25)\text{Ln}(0,25+x) - x] \Big|_0^h$$



Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

K_a : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,271$$

Donc :

$$K = \begin{cases} 0,35772 & \text{à ELS} \\ 0,47696 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$$M_p = 2,285K[-x + (0,25 + h)\ln(x + 0,25)]_0^h \quad \text{Avec : } h=2,25 \text{ m}$$

$$M_p = 8.0147K$$

$$M_p = \begin{cases} 2,867 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 3,823 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases} \text{ Sont adoptées}$$

c. Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment créé par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 3,411 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 4,547 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases}$$

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 :

$$M_{TU} = 1,35 \times 0,926 + 3,823 + 4,547 = 9,620 \text{ t.m/ml}$$

E. L. S :

$$M_{TS} = 0,926 + 2,867 + 3,411 = 7,204 \text{ t.m/ml}$$

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 : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,35 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{9,620}{7,204} = 1,335$$

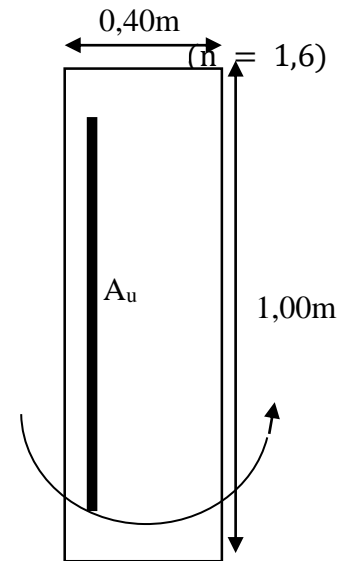
E. L. U :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{15,30 \text{ Mpa}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{435 \text{ Mpa}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,987 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 15,3} = \mathbf{0,101}$$

$$\mu_{bu} = 0,101 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$



La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,133}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,947}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 9,35 \text{ cm}^2}$$

E. L. S :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = \mathbf{16,20 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 = \mathbf{0,356 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,735}{1,336} = \mathbf{0,2664 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,07204 \leq M_{ls} = 0,2664 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{7,204 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 16,2} = \mathbf{0,07115}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{\text{ser}}} \right) = 0,150$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,940$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{ser}} = 12,64 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max(A_{\text{ser}}; A_U) = 12,64 \text{ cm}^2$

Soit : **7HA16** ($A_S = 14,07$), avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

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 $S_t = 15 \text{ cm}$.

b. Ferrailage horizontal :

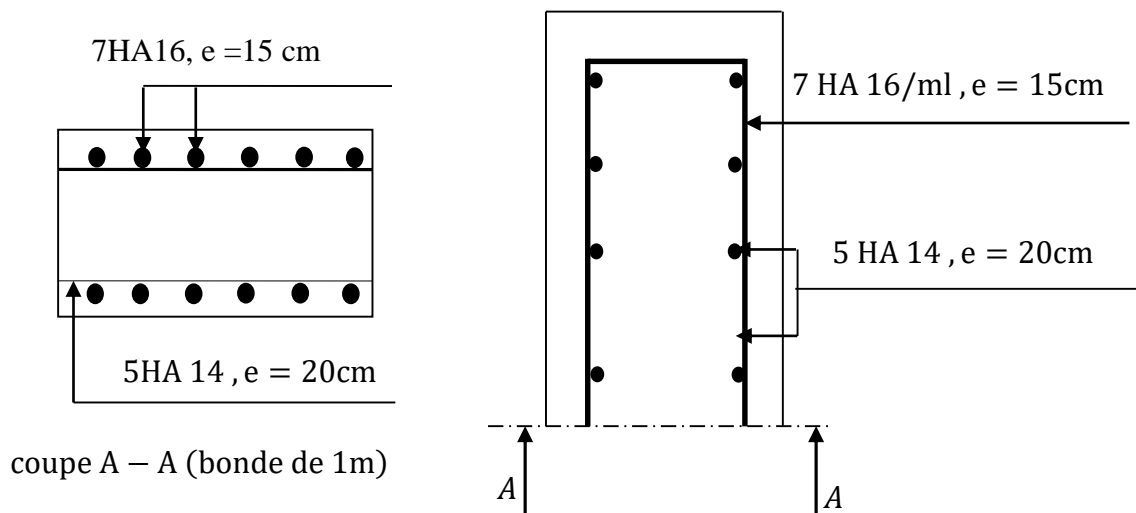
Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

$$\frac{A_{\text{SV}}}{4} \leq A_{\text{SH}} \leq \frac{A_{\text{SV}}}{2}$$

On prend :

$$A_{\text{SH}} = \frac{A_{\text{SV}}}{2} = \frac{12,64}{2} = 6,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 14** ($A_{\text{SH}} = 7,70 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.



13.5.2. Dalle de transition :

Cette dalle est en béton armé enterré sous la chaussée à l'arrière du mur garde grève, elle a pour but d'éviter les tassements éventuels au niveau du raccordement entre le corps de chaussée et la route et celui du pont.

13.5.2.1. Les sollicitations :

❖ Réactions des charges permanentes :

- ✓ Poids propre : $0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,75$ t/ml
- ✓ Remblai : $0,8 \times 1,8 \times 1 = 1,44$ t/ml
- ✓ Revêtement : $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176$ t/ml

$$G_T = \sum G = 2,366 \text{ t/ml}$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée, on doit donc vérifier que :

$$L_d \geq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec} \quad L_e = \left(\frac{4EI}{K_b} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3300000 \text{ t/m}^2$$

I: inertie d'une bande de 1ml.

$$b = 1 \text{ ml}, K = 6000 \text{ t/m}^2 \text{ (coefficient raideure du sol)}$$

Donc :

$$L_e = 1,491 \text{ m} \Rightarrow L_d = 5,00 \text{ m}$$

➤ 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.

$$\text{Donc : } P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$$

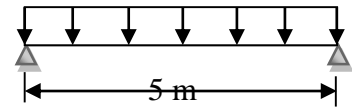
$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$$

13.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :

➤ Charge permanente :

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{2,366 \times 5^2}{8} = 7,394 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = GL/2 = (2,366 \times 5)/2 = 5,915 \text{ t/ml}$$



➤ Surcharge :

$$Q = 1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = QL^2/8 = (1 \times 5^2)/8 = 3,25 \text{ t.m/ml}$$

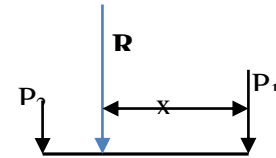
$$T_Q = GL/2 = (1 \times 5)/2 = 2,5 \text{ t/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent (P_1, P_2), on applique le théorème de BARRE. [11]

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 11x = 6,6(1,35 - x) \Rightarrow x = 0,51 \text{ m}$$

1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

$$P_1 = P_K(\text{charge critique}) C = 0,51 \text{ m}$$

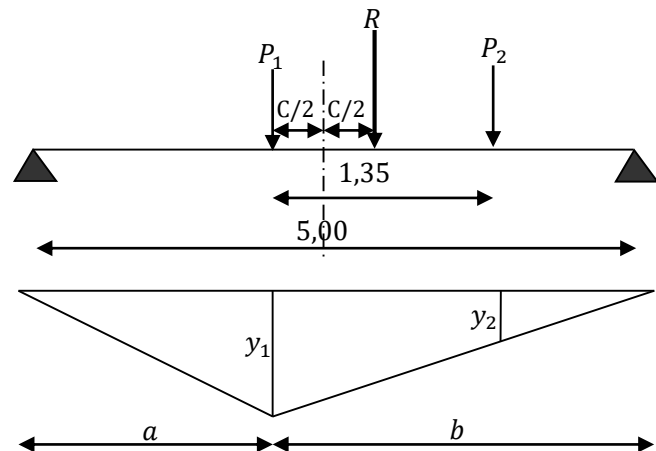
$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = \frac{5,00}{2} + \frac{0,51}{2} = 2,755 \text{ m}$$

et $a = 2,245 \text{ m}$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,245 \times 2,755}{5} = 1,237 \text{ m}$$

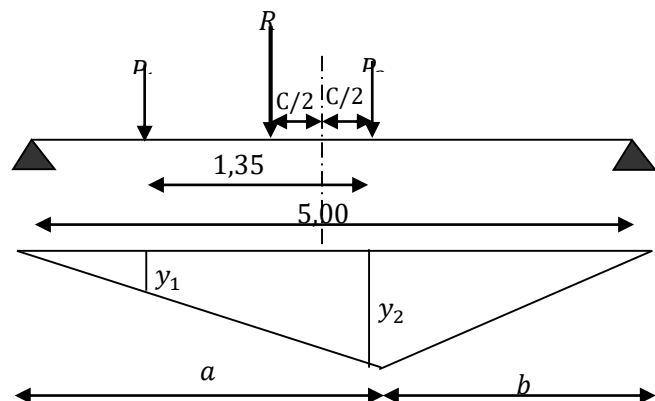
$$Y_2 = 1,237 \times \frac{2,755 - 1,35}{2,755} = 0,631 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 17,772 \text{ t.m/ml}$$

2^{ème} Cas :

La section critique est sous P_2 .

$$b = \frac{L}{2} - \frac{C}{2} = 2,245 \text{ m} \quad \text{et} \quad a = 2,755 \text{ m}$$



$$Y_2 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,237\text{m}$$

$$Y_1 = 0,631\text{m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 15,12 \text{ t. m/ml}$$

Donc le premier cas est le plus défavorable que le 2^{ème} Cas.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 2,245\text{m}$) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 17,772 \text{ t. m/ml}$$

a. Calcul des moments au niveau de la section critique ($x = 2,245\text{m}$):

➤ **Sous la charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{2,366 \times 5}{2} \times 2,245 - \frac{2,366 \times 2,245^2}{2} = 7,317 \text{ t. m/ml}$$

➤ **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 ($x = 2,245\text{m}$) :**

$$M_G = 7,317 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,864 \text{ t. m/ml}$$

E.L.U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 43,260 \text{ t. m/ml}$$

E.L.S:

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 32,353 \text{ t. m/ml}$$

b. Calcul des moments à mi- travée :

➤ **Sous les charges permanentes :**

$$M_G = 7,394 \text{ t. m/ml}$$

➤ **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 :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 43,053 \text{ t.m/ml}$$

E. L. S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 32,198 \text{ t.m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque que la section $x = 2,245\text{m}$ nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 43,260 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 32,353 \text{ t.m/ml}$$

13.5.2.3. Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple

Donc : $f_{C28} = 27 \text{ MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,27\text{m} ; d' = 0,03\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{43,260}{32,353} = 1,337$$

E. L. U :

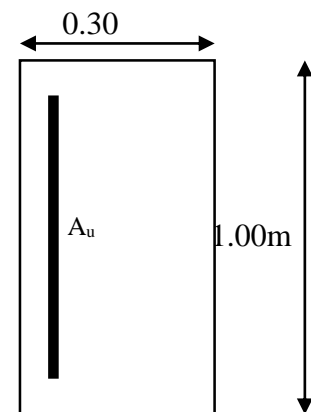
$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43,260 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 15,3} = 0,388$$

$$\mu_{bu} = 0,388 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,658$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,737$$



$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \quad A_{su} = 50,02 \text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,27^2 \times 15,3 = 0,437 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,437}{1,337} = 0,327 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,32353 \leq M_{ls} = 0,327 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{31,241 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 16,2} = 0,27395$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,721$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,711$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 65,73 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 65,73 \text{ cm}^2$

Soit : **14HA 25** ($A_S = 68,72 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 7 \text{ cm}$.

➤ **Dans le sens transversal** : On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{65,73}{4} = 16,43 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **9 HA 16**, ($A_S = 18,10$) avec : $S_t = 12 \text{ cm}$

a. Effort tranchant :

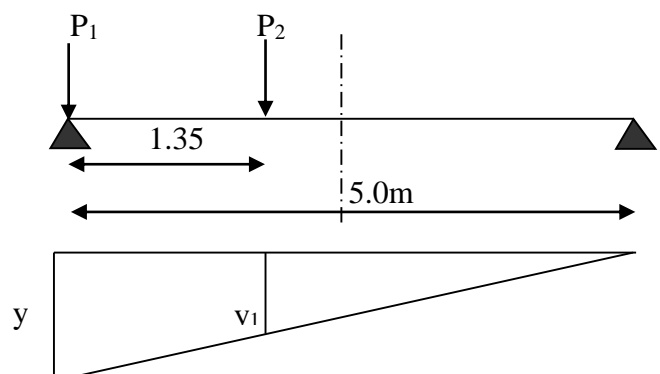
$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec :

$$T_G = 5,915 \text{ t/ml}$$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{B_t} = 15,818 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$



$$V_U = 1,35 \times 5,915 + 1,6(15,818 + 2,5) = 37,294 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{37,294 \times 10^{-2}}{0,27 \times 1,00} = 1,381 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 1,381 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,27 \times 2,22}{500} = 2,76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

b. La nappe supérieure :

➤ Longitudinalement : $A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{3} = 21,91 \text{ cm}^2$

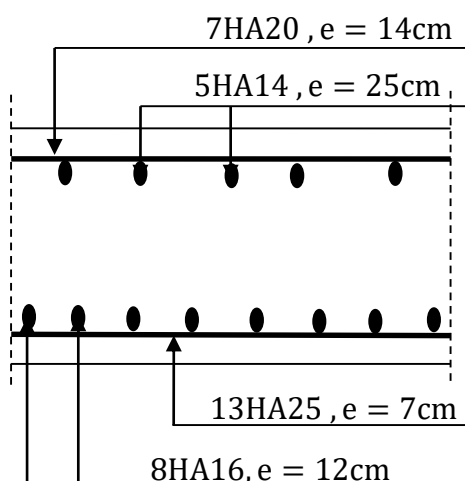
Soit : **7 HA 20** ($A_s = 21,99 \text{ cm}^2$) avec **$S_t = 14 \text{ cm}$**

➤ Transversalement : $A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{10} = 6,57 \text{ cm}^2 > 2,757 \text{ cm}^2$

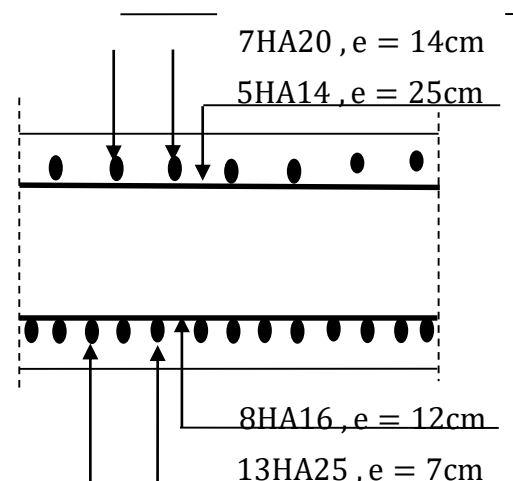
$$A_{\text{sup}} = 6,57 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 14** ($A_s = 7,70 \text{ cm}^2$) avec **$S_t = 25 \text{ cm}$**

➤ **Schéma de ferrailage :**



longitudinalement



transversalement

13.5.3. Le corbeau :

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

a. Les réactions :

- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,8 \times 1,8 \times 1) \times \frac{1}{2} = 3,600 \text{ t/ml}$$

- 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 :

$$R_{pc} = \left[(0,6 + 0,3) \times \frac{0,30}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,338 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids propre du mur garde grève :

$$R_{pG} = [(0,4 + 2,25)] \times 1 \times 2,5 = 2,250 \text{ t/ml}$$

- La réaction due aux surcharges sur remblais $Q=1\text{t/m}^2$:

$$R_s = (5,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$$

b. Moment d'encastrement :

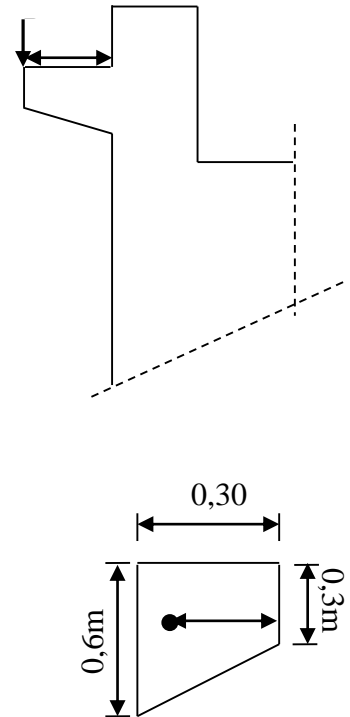
Pour les sollicitations extérieures on prend : $L = 0,3\text{m}$

C.-à-d. R_T Est située au bord de la console (cas plus défavorable).

- pour le poids du corbeau propre :

$$L = X_{Gc} = \frac{(0,3 \times 0,3) \times 0,15 + \left[\frac{0,3 \times 0,30}{2} \right] \times 0,30 \left(\frac{2}{3} \right)}{0,09 + 0,09} = 0,125 \text{ cm}$$

- Pour le poids propre du mur garde grève : $L = X_G = 0,20 \text{ cm}$



Donc :

$$M_G = 0,30 \times (1,875 + 3,600 + 0,44) + 0,2 \times 2,250 + 0,125 \times 0,338$$

$$M_G = \mathbf{2,267 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_Q = 0,30 \times 2,5 = \mathbf{0,75 \text{ t.m/ml}}$$

Combinaison [5] :

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = \mathbf{4,260 \text{ t.m/ml}} \\ M_S = \mathbf{3,167 \text{ t.m/ml}} \end{cases}$$

13.5.3.1.Ferrailage :

On prend une section moyenne de hauteur :

$$H = \frac{0,6 + 0,3}{2} = 0,45\text{m}$$

Donc : $f_{c28} = 27\text{MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,41\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{4,260}{3,167} = 1,345$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,260 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0166}$$

$$\mu_{bu} = 0,0166 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,021}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9916}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 2,41\text{cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,41^2 \times 15,3 = \mathbf{1,0082 \text{ MN.m}}$$

$$M_{Is} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,0082}{1,345} = \mathbf{0,7494 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,03167 \leq M_{Is} = 0,7494 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{3,167 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,41^2 \times 16,2} = \mathbf{0,01163}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,00131}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9906}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{3,75 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{3,75 \text{ cm}^2}$$

Vérification de non fragilité :

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 0,41 \times \frac{2,22}{500} = 4,19 \text{ cm}^2 > A_S = 3,75 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

$$\text{Donc : } A_S = 4,19 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12** ($A_S = 4,52 \text{ cm}^2$) avec **S_t = 10cm**

Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{4,19}{2} = 2,09 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA 12** ($A_{SH} = 3,14 \text{ cm}^2$),

Avec **S_t = 10cm**

Finalement :

$$A_l = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2} \quad \text{et} \quad S_t = \mathbf{7 \text{ cm}}$$

$$A_t = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2} \quad \text{et} \quad S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

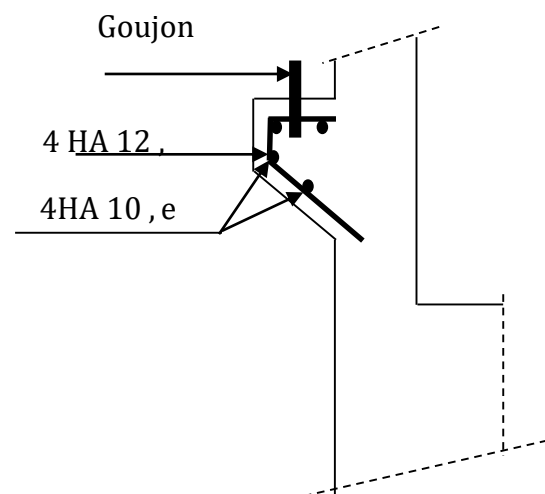


Figure.13.5 : Ferrailage du

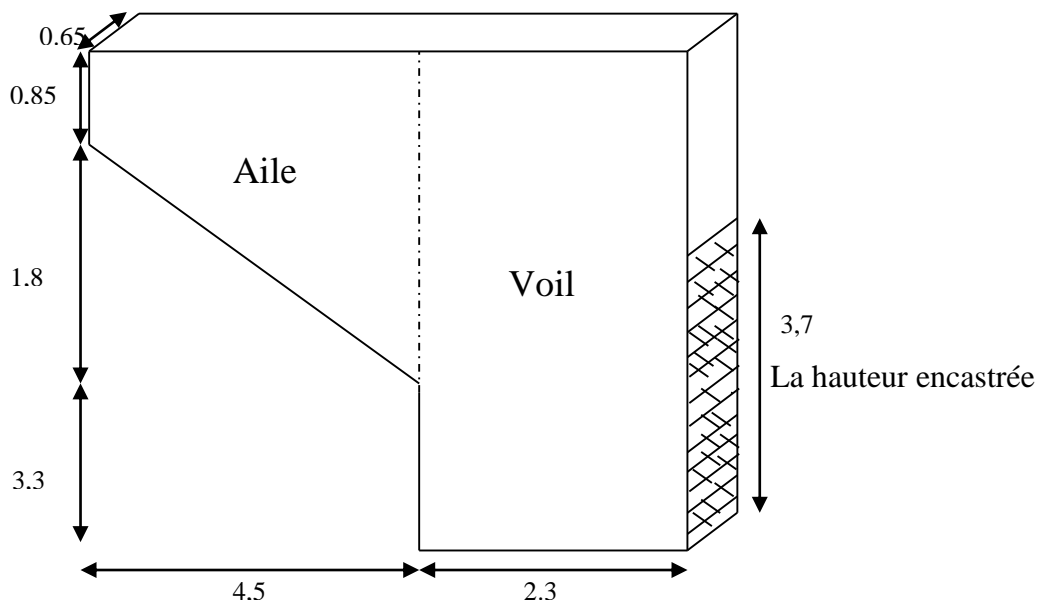
13.5.4. Mur en retour :

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 encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

- ✓ Poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).
- ✓ La poussée horizontale due au remblai.
- ✓ La poussée horizontale due à la surcharge $q = 1\text{t/m}^2$

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.



➤ Calcul de la longueur théorique :

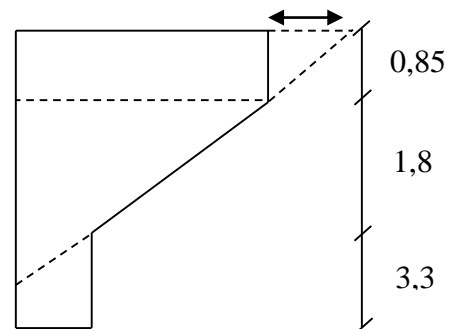
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,8}{4,5} \Rightarrow \alpha = 21,80^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,85}{x} \Rightarrow x = 2,125\text{m.}$$

$$x = 2,125\text{m}$$

$$\Rightarrow L_{th} = 6,8 + 2,125 = 8,925\text{m.}$$

$$L_{th} = 8,925\text{m.}$$



13.5.4.1. Étude des sollicitations :

a. L'aile :

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t,

On suppose que l'aile est encadrée au mur frontal

➤ Poussée des terres :

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$$

➤ Poussée due à la surcharge :

$$P_q = q \cdot K_a \cdot h \cdot L$$

On fait les calculs à trois hauteurs pour déterminer les efforts moyens.

K_a : Coefficient de poussée de la terre.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

✓ H = 2,65 m :

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 4,5 \times 0,271 \times 2,65^2 = 7,708t$$

$$P_q = 1,00 \times 3 \times 0,271 \times 2,65 = 3,232 t$$

✓ H = 1,8 m :

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 4,5 \times 0,271 \times 1,8^2 = 3,556t$$

$$P_q = 1,00 \times 4,5 \times 0,271 \times 1,8 = 2,195 t$$

✓ H = 0,85 m :

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 4,5 \times 0,271 \times 0,85^2 = 0,793 t$$

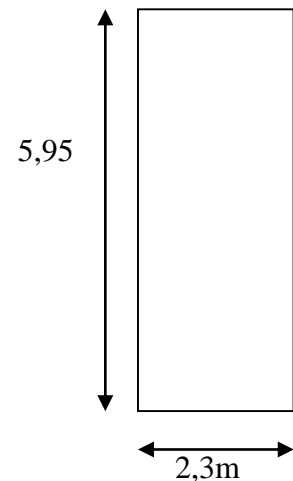
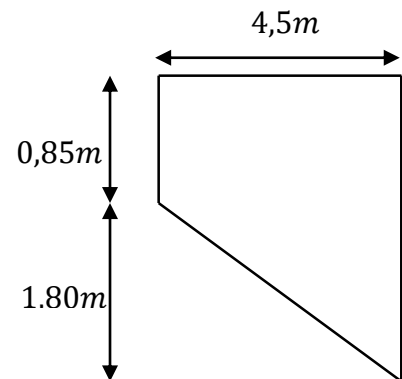
$$P_q = 1,00 \times 4,5 \times 0,271 \times 0,85 = 1,037 t$$

Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 4,019 t \\ P_{q \text{ moy}} = 2,154 t \end{cases} \text{ Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile.}$$

b. Voile :

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,3 \times 0,271 \times 5,95^2 = 19,860 t$$



$$P_q = 1,00 \times 2,3 \times 0,271 \times 5,95 = \mathbf{3,708 \text{ t}}$$

➤ **Force sismique :**

$$F_{SH} = 0,25. G$$

$$P_s = 0,30 \times L_{th} = 0,30 \times 8,925 = 2,68 \text{ t.}$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 35,035 + 2,68 = 37,712 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times 37,712 = \mathbf{9,43 \text{ t}}$$

efforts	Bras de levie /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 19,860 \text{ t}$	$\frac{2,3}{2} = 1,15\text{m}$	22,839	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 4,019\text{t}$	$2,3 + \frac{4,5}{2} = 4,55\text{m}$	18,286	/	/
$P_q = 3,708 \text{ t}$	$\frac{2,3}{2} = 1,15\text{m}$	/	4,265	/
$P_{q \text{ moy}} = 2,154 \text{ t}$	$4,2 + 1,5 = 4,55\text{m}$	/	9,803	/
$F_{SH} = 7.029 \text{ t}$	$\frac{2,3}{2} = 1,15\text{m}$	/	/	10,845
$\Sigma =$		41,125	14,068	10,845

13.5.4.2. Les combinaisons :

E. L. U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{78,026\text{t. m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{60,410\text{t. m}}$$

E. L. S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{58,006\text{t. m}}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (3,7m) .

Donc :

$$M_U = \frac{78,026}{3,7} = 21,088 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{60,410}{3,7} = 15,677 \text{ t. m/ml}$$

13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour :

a. Ferrailage horizontal :

$$b_0 = 1\text{m} \quad , d = 0,35\text{m}$$

$$\gamma = \frac{21,088}{15,677} = 1,345$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{57,38 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = 0,113$$

$$\mu_{bu} = 0,113 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,150$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,940$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 14,74 \text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 = 0,735 \text{ MN. m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,735}{1,345} = 0,5462 \text{ MN. m}$$

$$M_S = 0,15677 \leq M_{ls} = 0,5462 \text{ MN.} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{15,677 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 16,2} = \mathbf{0,079}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{\text{ser}}} \right) = \mathbf{0,139}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,944}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{ser}} = \mathbf{19,07 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = \mathbf{19,07 \text{ cm}^2}$

Soit : **7HA 20,99 cm²** Avec $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$

b. Ferrailage de répartition :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{19,07}{4} = \mathbf{4,77 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend : **4HA 14 (6,16 cm²)** Avec $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Remarque :

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré sur toute sa hauteur avec le mur frontal, on doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment créé au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan, d'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :

Partie non encastré au mure frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessité de l'étudier par rapport à son plan d'encastrement P.

13.5.4.4. Evaluation des efforts :

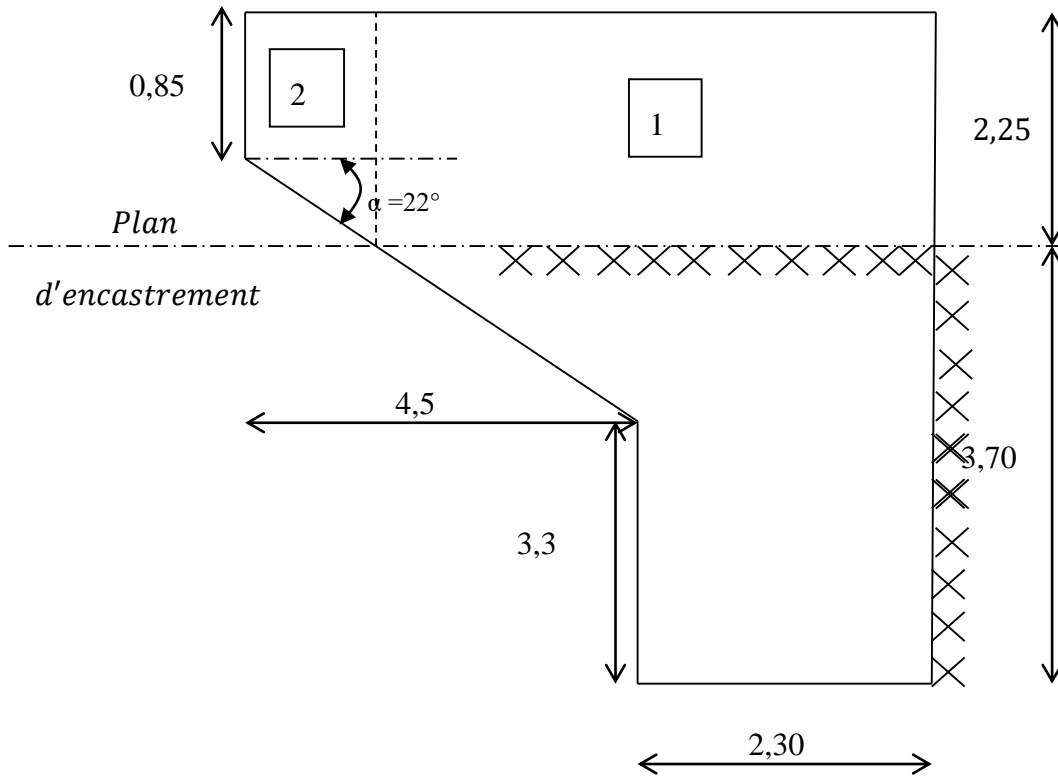


Figure 13.5. Plan d'encastrement du mur en retour.

La section et variable, en la divise en deux parties (1) et (2):

➤ **Partie 1**

✓ **H = 2,25 m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3,3 \times 0,271 \times 2,25^2 = 4,075t$$

$$P_q = 1,00 \times 3,3 \times 0,271 \times 2,25 = 2,012t$$

➤ **Partie 2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

✓ **H = 2,25 m :**

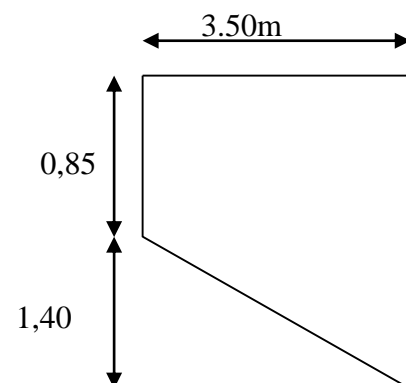
$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3,5 \times 0,271 \times 2,25^2 = 4,322t$$

$$P_q = 1,00 \times 3,5 \times 0,271 \times 2,25 = 2,134$$

➤ **H = 1,4m:**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3,5 \times 0,271 \times 1,4^2 = 1,673t$$

$$P_q = 1,00 \times 3,5 \times 0,271 \times 1,4 = 1,328t$$



✓ **H = 0,85m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3,5 \times 0,271 \times 0,85m^2 = \mathbf{0,617t}$$

$$P_q = 1,00 \times 3,5 \times 0,271 \times 0,85m = \mathbf{0,806t}$$

Donc

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 2,204 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 1,423 \text{ t} \end{cases}$$

Ces forces sont appliques au milieu de l'aile H = 1,125 m.

➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,25G$$

Avec : $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$.

$$P_1 + P_2 = [(3,3 \times 2,25) + \{(0,85 \times 3,5) + (0,5 \times 1,4 \times 3,5)\}] \times 0,65 \times 2,5 = 20,881t$$

$$P_3 = 0,30 \times L_{th} = 0,30 \times 8,925 = 2,46t.$$

G : Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure ($G = 23,561t$).

Donc : $F_{SH} = 0,25 \times 23,561 = 5,220t$

Effort	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 4,075$	$\frac{2,25}{3} = 0,75m$	3,056	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 2,204$	$2,25 - \frac{2 \times 1,4}{3} = 1,32m$	2,909	/	/
$P_q = 2,012t$	$\frac{2,25}{2} = 0,75m$	/	1,509	/
$P_{q \text{ moy}} = 1,423t$	$2,25 - \frac{2 \times 1,4}{3} = 1,32m$	/	1,878	/
$F_{SH} = 5,890t$	$\frac{2,25}{2} = 0,75m$	/	/	4,418
$\Sigma =$		5,965	3,387	4,418

➤ **Les combinaisons :**

E.L.U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{13,472 \text{ t.m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{12,415 \text{ t.m}}$$

E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{10,030 \text{ t.m}}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (5,6m) .

Donc :

$$M_U = \frac{13,472}{5,6} = \mathbf{2,406 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{10,030}{5,6} = \mathbf{1,791 \text{ t.m/ml}}$$

13.5.4.5.Ferraillage :

$$b_0 = 1\text{m} \quad , d = 0,35\text{m} \quad , d' = 0,05$$

$$\gamma = \frac{2,406}{1,791} = \mathbf{1,343}$$

E.L.U:

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{2,406 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 15,3} = \mathbf{0,013}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0,013 < \mu_{\text{lu}} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = \mathbf{0,016}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,994}$$

$$A_{\text{su}} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{\text{su}}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 1,59\text{cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 = \mathbf{0,735 MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,735}{1,343} = \mathbf{0,5470 MN.m}$$

$$M_S = 0,01791 \leq M_{ls} = \mathbf{0,5470 MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1,791 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,35^2 \times 16,2} = \mathbf{0,00902}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,018}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,993}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{2,48 cm^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = \mathbf{2,48 cm^2}$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($4,77 cm^2$) est supérieure à ($A_s = 2,48 cm^2$), donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

a. Vérification de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 3,574 cm < 4,77 \dots \dots \dots C.N$$

b. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(4,075 + 2,204) + 1,6(2,012 + 1,423) = 13,972t$$

$$V_U = \frac{13,972}{5,6} = 2,495 t/ml$$

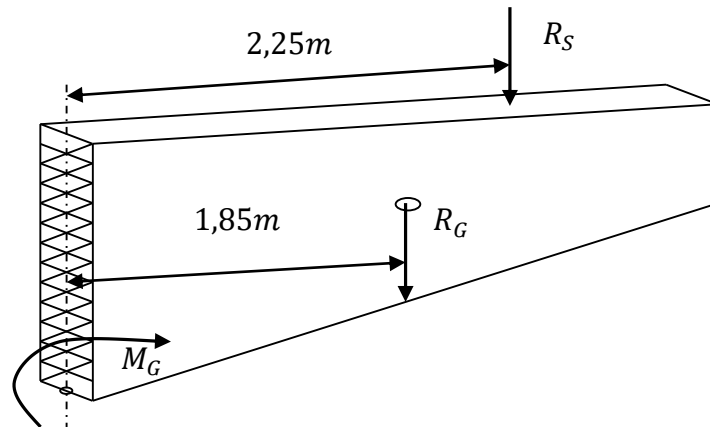
$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{2,495 \times 10^{-2}}{0,55 \times 1,00} = 0,071 MPa$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3MPa) = 2,7MPa$$

$$\tau_U = 0,071 < \bar{\tau}_U =$$

2,7MPa On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.6. Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale) :



L'aile du mur est assimilée à une console encadrée au voile du mur, donc il faut un ferrailage au niveau des fibres supérieures pour équilibrer son poids plus superstructure qui crée un moment au niveau de son encastrement.

$P_s = \text{poids de la superstructure}$

$$P_s = 0,3 \times 4,5 = 1,35 \text{ t}$$

$$P_G = \text{poids propre} = 7,875 \text{ t}$$

$$M_G = 2,25 \times 7,875 + 1,35 \times 1,85 = 20,216 \text{ t.m}$$

a. Combinaison :

E. L. U :

$$M_U = 1,35 \times 20,216 = 27,292 \text{ t.m}$$

E. L. S :

$$M_{\text{ser}} = 20,216 \text{ t.m}$$

b. Ferrailage :

$$b_0 = 0,65 \text{ m}, d = 2,65 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{27,292}{20,216} = 1,350$$

E. L. U :

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{27,292 \times 10^{-2}}{0,6 \times 2,65^2 \times 15,3} = 0,003$$

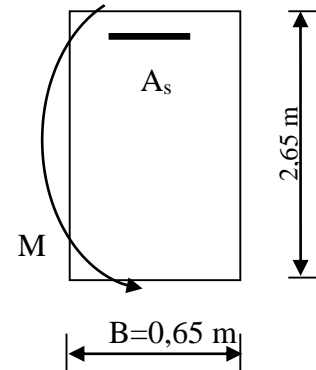
$$\mu_{bu} = 0,003 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,00318$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,999$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \quad A_{su} = 2,37 \text{ cm}^2$$



E.L.S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,65 \times 2,65^2 \times 15,3 = 27,377 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{27,377}{1,350} = 20,2791 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_S = 0,20216 \leq M_{ls} = 20,2791 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{20,216 \times 10^{-2}}{0,65 \times 2,65^2 \times 16,20} = 0,00273$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,00548 \quad . \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 3,69 \text{ cm}^2$

c. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 17,59 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

Donc : $A_s = 29,54 \text{ cm}^2$ soit : **6HA20** ($A_s = 18,85 \text{ cm}^2$) en deux nappes avec un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$.

d. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(1,35 + 7,875) = 12,454 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{12,454 \times 10^{-2}}{0,65 \times 2,65} = 0,072 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 2,7 \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,072 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{MPa} \Rightarrow$$

On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.7. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive) :

a. Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{19,07}{10} = 1,907 \text{cm}^2$$

On adopte :

3 HA 10 avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{4,77}{2} = 2,385 \text{cm}^2$$

On adopte :

4HA14 Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

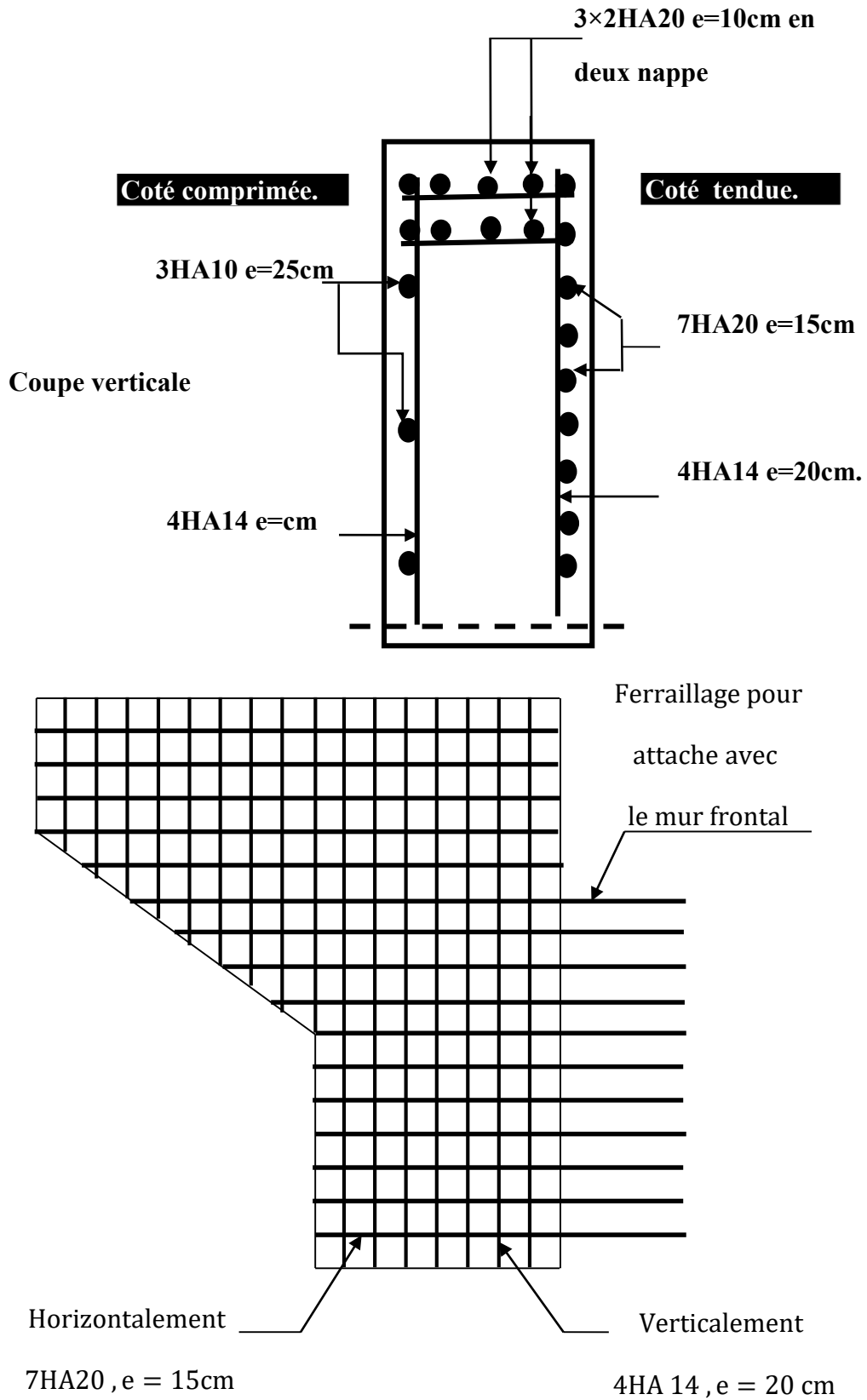


Figure 13.6. Plan du ferrailage du mur en routeur.

13.5.5. Mur frontal :**13.5.5.1.Évaluation des efforts sur le mur frontal :**

Il est soumis aux efforts suivants :

➤ **Efforts horizontaux :**

- ✓ Force de freinage.
- ✓ Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- ✓ La poussée des terres.
- ✓ La surcharge $Q = 1\text{t/m}^2$.
- ✓ Effet sismique $F = 0,134G$ (Tablier + Culée).

➤ **Efforts normaux :**

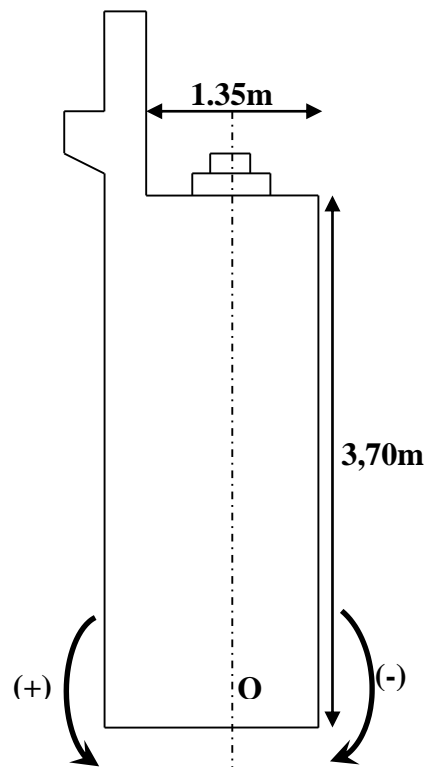
- ✓ Poids du tablier.
- ✓ Les éléments de la culée.
- ✓ Surcharges sur tablier.

Remarque :

Pour les signes des moments par rapport au point(O).

(-) : Moment stabilisateur

(+) : Moment de renversement



Calcul des sollicitations :

Désignation		P	Fh= ϵ_H *P	Fv=(1± ϵ_v)*P	H m	V m	Ms=Fv* H	Mr=Fh* V
Mur garde grève	CN	27,540	0,000	27,540	0,67	4,82	18,590	0,000
	SH	27,540	6,885	27,540	0,67	4,82	18,590	33,186
	SH+S↑	27,540	6,885	25,475	0,67	4,82	17,195	33,186
	SH+S↓	27,540	6,885	29,606	0,67	4,82	19,984	33,186
Corbeau	CN	4,131	0,000	4,131	1,00	5,22	4,152	0,000
	SH	4,131	1,033	4,131	1,00	5,22	4,152	5,391
	SH+S↑	4,131	1,033	3,821	1,00	5,22	3,840	5,391
	SH+S↓	4,131	1,033	4,441	1,00	5,22	4,463	5,391
Mur en retour	CN	73,019	0,000	73,019	3,13	3,71	228,916	0,000
	SH	73,019	18,255	73,019	3,13	3,71	228,916	67,725
	SH+S↑	73,019	18,255	67,543	3,13	3,71	211,747	67,725
	SH+S↓	73,019	18,255	78,496	0,87	1,85	68,684	33,771
Mur frontal	CN	198,135	0,000	198,135	0,87	1,85	173,368	0,000
	SH	198,135	49,534	198,135	0,87	1,85	173,368	91,637
	SH+S↑	198,135	49,534	183,275	0,87	1,85	160,366	91,637
	SH+S↓	198,135	49,534	212,995	0,87	1,85	186,371	91,637
Total culée à vide	CN	683,525	0,000	683,525	/	/	425,025	0,000
	SH	683,525	170,881	683,525	/	/	425,025	197,940
	SH+S↑	683,525	170,881	632,261	/	/	393,148	197,940
	SH+S↓	683,525	170,881	734,790	/	/	279,501	163,986
Dalle de transition	CN	31,875	0,000	31,875	3,37	5,00	107,578	0,000
	SH	23,333	5,833	23,333	3,37	5,00	78,747	29,166
	SH+S↑	23,333	5,833	21,583	3,37	5,00	72,841	29,166
	SH+S↓	23,333	5,833	25,082	3,37	5,00	84,653	29,166
Remblais sur la dalle de	CN	73,886	0,000	73,886	3,37	5,77	249,366	0,000
	SH	73,886	18,472	73,886	3,37	5,77	249,366	106,673
	SH+S↑	73,886	18,472	68,345	3,37	5,77	230,664	106,673
	SH+S↓	73,886	18,472	79,428	3,37	5,77	268,069	106,673
Remblais sur la semelle	CN	237,139	0,000	237,139	2,02	2,57	480,207	0,000
	SH	237,139	59,285	237,139	2,02	2,57	480,207	152,658
	SH+S↑	237,139	59,285	219,354	2,02	2,57	444,191	152,658
	SH+S↓	237,139	59,285	254,925	2,02	2,57	516,223	152,658
La surcharge Q (t/m ²)	CN	42,500	0,000	42,500	3,37	5,00	143,438	0,000
	SH	42,500	10,625	42,500	3,37	5,00	143,438	53,125
	SH+S↑	42,500	10,625	39,313	3,37	5,00	132,680	53,125
	SH+S↓	42,500	10,625	45,688	3,37	5,00	154,195	53,125
Total culée + remblai	CN	1068,92	0,000	1068,926	/	/	1405,61	0,000
	SH	1060,38	265,096	1060,383	/	/	1376,78	539,562
	SH+S↑	1060,38	265,096	980,855	/	/	1273,52	539,562
	SH+S↓	1060,38	265,096	1139,912	/	/	1302,64	505,608

➤ Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

désignation		K_{ah}	les poids (t)	P	V	V (m)	$Mr=P*V$
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	0,271	0,5x1, 8x0,271x5,95 ² x12,24	105,688	[5,95/3]	1,983	209,615
	SH	0,443	0,5x1, 8x0,443x5,95 ² x12,24	172,767	[5,95/3]	1,983	342,655
	SH+SV1	0,432	0,5x1, 8x0,432x5,95 ² x12,24	168,477	[5,95/3]	1,983	334,147
	SH+SV2	0,464	0,5x1, 8x0,464x5,95 ² x12,24	180,957	[5,95/3]	1,983	358,898
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,271	0,271x5,95x12,24	19,736	[5,95/2]	2,975	58,716
	SH	0,443	0,443x5,95x12,24	32,263	[5,95/2]	2,975	95,982
	SH+SV1	0,432	0,432x5,95x12,24	31,462	[5,95/2]	2,975	93,599
	SH+SV2	0,464	0,464x5,95x12,24	33,792	[5,95/2]	2,975	100,532
Total	CN	/	/	125,425	/	/	268,331
	SH	/	/	205,030	/	/	438,637
	SH+SV1	/	/	199,939	/	/	427,745
	SH+SV2	/	/	214,749	/	/	459,430

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 460,863$ t.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 182,703$ t.

désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) P$	H m	V m	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Permanente (Tablier)	CN	333,657	0,000	333,657	0,000	3,950	0,000	0,000
	SH	333,657	83,414	333,657	0,000	3,950	0,000	329,486
	SH+SV1	333,657	83,414	308,633	0,000	3,950	0,000	329,486
	SH+SV2	333,657	83,414	358,681	0,000	3,950	0,000	329,486
Surcharge (D240)	CN	154,797	0,000	154,797	0,000	5,750	0,000	0,000
	SH	154,797	38,699	154,797	0,000	5,750	0,000	222,521
	SH+SV1	154,797	38,699	143,187	0,000	5,750	0,000	222,521
	SH+SV2	154,797	38,699	166,407	0,000	5,750	0,000	222,521

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

$$H_{r,fl,T} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale. Pour les ponts routiers : $G = 80 \text{ t/m}^2$

T : L'épaisseur totale de l'élastomère. **T = 4 cm** (Chapitre d'équipement)

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. **a = 40 cm**, **b = 50 cm**

$\Delta_{fl}, \Delta_r, \Delta_T$: sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta_{fl} = 1,179 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,93 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 0,262 \text{ cm}$$

$$H_r = \frac{80 \times 0,40 \times 0,50 \times 0,00393}{0,04} = 1,572 \text{ t}$$

$$H_{fl} = 4,716 \text{ t}$$

$$H_T = 1,048 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,T} = 1,152 + 4,716 + 1,048 = 7,336 \text{ t/1 appareil}$$

$$H_{r,fl,T} = 7,336 \times 6 = 44,016 \text{ t}$$

	F_H(t)	V(m)	M_{F_H0}(t. m/ml)
B_C	15 .00	3,95	59,250
(T + F + R)	44,016	3,95	173,863

❖ Tableau récapitulatif :

Désignation		F_h=ε_H*P	F_v=(1±ε_v)*P	Hm	V m	Ms=F_vH	Mr=F_h*V
Total culée + remblais	CN	0,000	1030,810	/	/	1314,485	0,000
	SH	255,567	1022,267	/	/	1285,654	508,176
	SH+SV1	255,567	945,597	/	/	1189,230	508,176
	SH+SV2	255,567	1098,938	/	/	1204,678	474,222
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	105,688	/	0,000	1,983	0,000	209,615
	SH	172,767	/	0,000	1,983	0,000	342,655
	SH+SV1	168,477	/	0,000	1,983	0,000	334,147
	SH+SV2	180,957	/	0,000	1,983	0,000	358,898
	CN	0,000	333,657	0,000	3,950	0,000	0,000

Permanente (Tablier)	SH	83,414	333,657	0,000	3,950	0,000	329,486
	SH+SV1	83,414	308,633	0,000	3,950	0,000	329,486
	SH+SV2	83,414	358,681	0,000	3,950	0,000	329,486
Surcharge sur MGG et MF	CN	19,736	/	0,000	2,975	0,000	58,716
	SH	32,263	/	0,000	2,975	0,000	95,982
	SH+SV1	31,462	/	0,000	2,975	0,000	93,599
	SH+SV2	33,792	/	0,000	2,975	0,000	100,532
Surcharge (D240)	CN	0,000	154,797	0,000	5,750	0,000	0,000
	SH	38,699	154,797	0,000	5,750	0,000	222,521
	SH+SV1	38,699	143,187	0,000	5,750	0,000	222,521
	SH+SV2	38,699	166,407	0,000	5,750	0,000	222,521
Bc freinage	CN	15,000	0,000	/	3,950	0,000	59,250
	SH	15,000	0,000	/	3,950	0,000	59,250
	SH+SV1	15,000	0,000	/	3,950	0,000	59,250
	SH+SV2	15,000	0,000	/	3,950	0,000	59,250
La surcharge Q (t/m2)	CN	0,000	35,200	3,375	5,000	118,800	0,000
	SH	8,800	35,200	3,375	5,000	118,800	44,000
	SH+SV1	8,800	32,560	3,375	5,000	109,890	44,000
	SH+SV2	8,800	37,840	3,375	5,000	127,710	44,000
T+R+F	CN	44,016	0,000	/	3,950	0,000	173,863
	SH	44,016	0,000	/	3,950	0,000	173,863
	SH+SV1	44,016	0,000	/	3,950	0,000	173,863
	SH+SV2	44,016	0,000	/	3,950	0,000	173,863

➤ Les charges permanentes :

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	105,688	1402,583	1405,614	209,615
SH	521,277	1394,040	1376,783	1211,703
SH+SV1	516,987	1289,487	1273,524	1203,195
H+SV2	529,467	1498,593	1302,641	1193,993

➤ Les surcharges :

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	34,736	197,297	143,438	117,966
SH	96,587	197,297	143,438	430,878
H+SV1	95,786	182,500	132,680	428,494
SH+SV2	98,116	212,094	154,195	435,427

➤ **R+F+T :**

	Fh	Fv	MS=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	44,016	/	/	173,863
SH	44,016	/	/	173,863
SH+SV1	44,016	/	/	173,863
SH+SV2	44,016	/	/	173,863

❖ **Combinaison :**

CN :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS: } G + 1,2Q + 0,6T$$

Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	M_{Fv}(-)	M_{Fh}(+)
CN : ELU	233,470	2209,162	2127,079	610,816
CN : ELS	173,782	1639,339	1577,739	455,492

cs: G + Q + 0,6

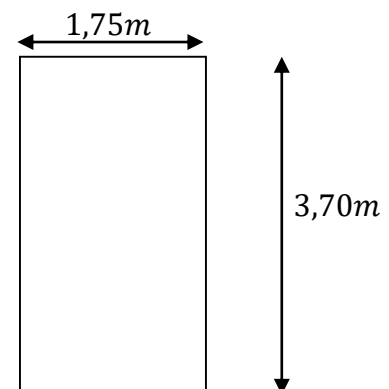
Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	M_{Fv}(-)	M_{Fh}(+)
SH+SV2	653,993	1710,688	1456,836	1733,738

13.5.5.2. Vérification du flambement de mur :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } l_f = 0,707 \times 3,70 = 2,616\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } B = 1,75 \times 3,70 = 6,475$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,75 \times 3,70^3}{12} = 7,386 \text{ m}^4$$



Donc :

$$i = \sqrt{\frac{7,386}{3,70}} = 1,068$$

Finalement :

$$\lambda = \frac{6,475}{1,068} = 2,449 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) M = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

Alors le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*), en prend une bonde de 1ml de largeur.

$$N_U = \frac{22,09162}{12,24} = \frac{1,805 \text{ MN}}{\text{m}}$$

$$N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{2,449}{35}\right)^2 = \mathbf{1,00098}$$

$$N_U^* = 1,804 \times 1,00098 = \mathbf{1,806 \text{ MN/ml}}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad , \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{1516,262}{2209,162} = \mathbf{0,686 \text{ m}}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2 \text{ cm}; \frac{3,7}{250}\right) = 0,02 \text{ m}$$

Donc :

$$M_U^* = 1,805 \times (0,686 + 0,02) = \mathbf{1,276 \text{ MN/ml}}$$

13.5.5.3. Calcul des armatures :

Après le calcul on trouve que $A_S = \mathbf{0}$ (section entièrement comprimée)

Donc on prend la section minimale :

$$A_S = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 1 \times \frac{2,2}{500} = 10,212 \text{ cm}^2, \text{ soit on prend : } \mathbf{4 \text{ HA } 20}$$

A. Ferrailage horizontal :(dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{653,993}{3,7} = 176,7550 \text{ KN/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^\circ$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{1736,863 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9} = 1,9639 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00491 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t > 9,8197 \text{ cm}^2.$$

b. Vérification du pourcentage :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,196 \text{ cm}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Donc :

$$A_t > 3,9279 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$$A_t = 10,05 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 5 \text{ HA } 20 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

C. Armatures à droite : (ferrailage vertical)

$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{10,212}{3} = 3,404 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 12 (A = 4,52 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

D. Armatures à droite : (ferrailage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{9,8197}{2} = 3,080 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 10 ($A = 3,14\text{cm}^2$) Avec : $S_t = 25\text{cm}$

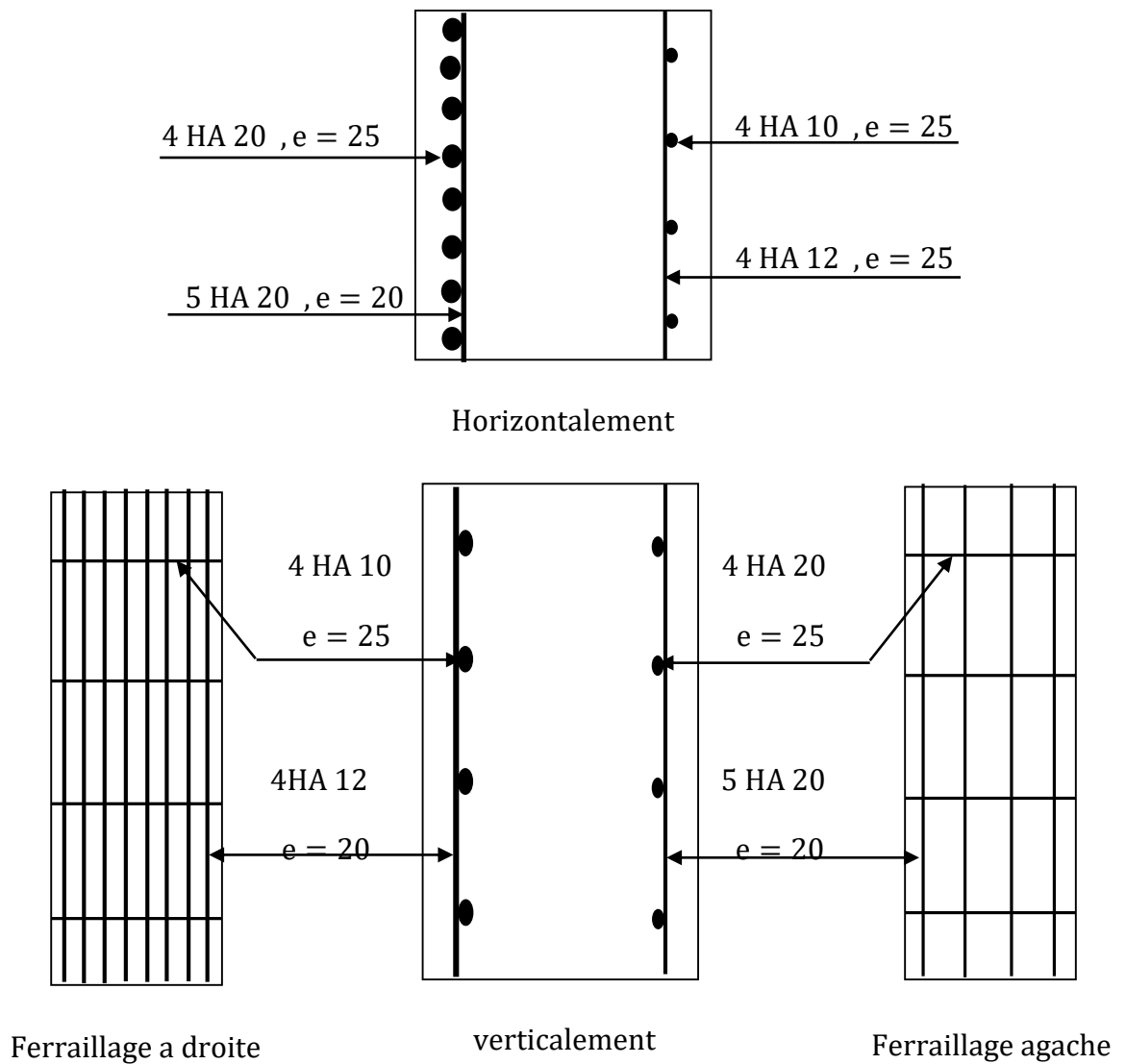


Figure 13.7. Plan de ferrailage.

13.6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée :

La semelle sous culée est une semelle reposant sur des pieux.

13.6.1. Les sollicitations :

désignation		P(t)	$F_H = \epsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \epsilon_v) \cdot P$	H m	V m	$M_s = F_v \cdot H$	$M_r = F_h \cdot V$
Mur garde grève	CN	27,540	0,000	27,540	0,500	5,72	13,770	0,000
	SH	27,540	6,885	27,540	0,500	5,72	13,770	39,382
	SH+SV	27,540	6,885	25,475	0,500	5,72	12,737	39,382
	SH+SV	27,540	6,885	29,606	0,500	5,72	14,803	39,382
	CN	4,131	0,000	4,131	0,830	6,12	3,429	0,000

Corbeau	SH	4,131	1,033	4,131	0,830	6,12	3,429	6,320
	SH+SV	4,131	1,033	3,821	0,830	6,12	3,172	6,320
	SH+SV	4,131	1,033	4,441	0,830	6,12	3,686	6,320
Mur en retour	CN	73,019	0,000	73,019	2,960	4,61	216,137	0,000
	SH	73,019	18,255	73,019	2,960	4,61	216,137	84,155
	SH+SV	73,019	18,255	67,543	2,960	4,61	199,927	84,155
	SH+SV	73,019	18,255	78,496	2,960	4,61	232,348	84,155
Mur frontal	CN	198,135	0,000	198,135	-	2,77	-35,664	0,000
	SH	198,135	49,534	198,135	-	2,77	-35,664	137,45
	SH+SV	198,135	49,534	183,275	-	2,77	-32,989	137,45
	SH+SV	198,135	49,534	212,995	-	2,77	-38,339	137,45
Semelle	CN	380,700	0,000	380,700	0,000	0,90	0,000	0,000
	SH	380,700	95,175	380,700	0,000	0,90	0,000	85,658
	SH+SV	380,700	95,175	352,148	0,000	0,90	0,000	85,658
	SH+SV	380,700	95,175	409,253	0,000	0,90	0,000	85,658
Total culée à vide	CN	683,525	0,000	683,525	/	/	197,672	0,000
	SH	683,525	170,88	683,525	/	/	197,672	352,97
	SH+SV	683,525	170,88	632,261	/	/	182,846	352,97
	SH+SV	683,525	170,88	734,790	/	/	212,497	352,97
Dalle de transition	CN	31,875	0,000	31,875	3,200	5,90	102,000	0,000
	SH	31,875	7,969	31,875	3,200	5,90	102,000	47,016
	SH+SV	31,875	7,969	29,484	3,200	5,90	94,350	47,016
	SH+SV	31,875	7,969	34,266	3,200	5,90	109,650	47,016
Remblais sur la dalle de transition	CN	72,675	0,000	72,675	3,200	6,67	232,560	0,000
	SH	72,675	18,169	72,675	3,200	6,67	232,560	121,27
	SH+SV	72,675	18,169	67,224	3,200	6,67	215,118	121,27
	SH+SV	72,675	18,169	78,126	3,200	6,67	250,002	121,27
Remblais sur la semelle	CN	233,252	0,000	233,252	1,850	3,47	431,516	0,000
	SH	233,252	58,313	233,252	1,850	3,47	431,516	202,63
	SH+SV	233,252	58,313	215,758	1,850	3,47	399,152	202,63
	SH+SV	233,252	58,313	250,746	1,850	3,47	463,879	202,63
La surcharge Q (t/m ²)	CN	42,500	0,000	42,500	3,200	5,90	136,000	0,000
	SH	42,500	10,625	42,500	3,200	5,90	136,000	62,688
	SH+SV	42,500	10,625	39,313	3,200	5,90	125,800	62,688
	SH+SV	42,500	10,625	45,688	3,200	5,90	146,200	62,688
Total culée + remblais	CN	1063,82	0,000	1063,82	/	/	1099,74	0,000
	SH	1063,82	265,95	1063,82	/	/	1099,74	786,588
	SH+SV	1063,82	265,95	984,040	/	/	1017,26	786,588
	SH+SV	1063,82	265,95	1143,61	/	/	1182,22	786,588

➤ Poussée dues aux terres et surcharges :

Désignation		Calcul des poids	Kah	FH	V(m)	MR=FH.V
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,5x1, 8x0, 271x5.95 ² x12, 24	0,271	105,688	3,783	399,854
	SH	0,5x1, 8x0, 443x5.95 ² x12, 24	0,443	172,767	3,783	653,636
	SH+SV1	0,5x1, 8x0, 432x5.95 ² x12, 24	0,432	168,477	3,783	637,406
	SH+SV2	0,5x1, 8x0, 464x5.95 ² x12, 24	0,464	180,957	3,783	684,621
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,5x1, 8x0, 271x1, 8 ² x14, 1	0,271	11,142	0,600	6,685
	SH	0,5x1, 8x0, 443x1, 8 ² x14, 1	0,443	18,214	0,600	10,929
	SH+SV1	0,5x1, 8x0, 432x1, 8 ² x14, 1	0,432	17,762	0,600	10,657
	SH+SV2	0,5x1, 8x0, 464x1, 8 ² x14, 1	0,464	19,078	0,600	11,447
Surcharge sur MGG et MF	CN	0, 271x5, 95x12, 24	0,271	19,736	4,775	94,241
	SH	0, 443x5, 95x12, 24	0,443	32,263	4,775	154,055
	SH+SV1	0, 432x5, 95x12, 24	0,432	31,462	4,775	150,230
	SH+SV2	0, 464x5, 95x12, 24	0,464	33,792	4,775	161,358
Surcharge sur la semelle	CN	0, 271x1, 8x14, 1	0,271	6,878	0,900	6,190
	SH	0, 443x1, 8x14, 1	0,443	11,243	0,900	10,119
	SH+SV1	0, 432x1, 8x14, 1	0,432	10,964	0,900	9,868
	SH+SV2	0, 464x1, 8x14, 1	0,464	11,776	0,900	10,599
Total	CN	/	/	143,445	/	506,971
	SH	/	/	234,488	/	828,739
	SH+SV1	/	/	228,665	/	808,161
	SH+SV2	/	/	245,603	/	868,024

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 460,863 \text{ t}$.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 154,797 \text{ t}$.

désignation		Réaction	Fh=ε _H *P	Fv=(1±ε _v)*P	Hm	V m	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Permanente (Tablier)	CN	333,657	0,000	333,657	2,825	5,750	942,581	0,000
	SH	333,657	83,414	333,657	2,825	5,750	942,581	479,632
	SH+SV1	333,657	83,414	308,633	2,825	5,750	871,887	479,632
	SH+SV2	333,657	83,414	358,681	2,825	5,750	1013,275	479,632
Surcharge (D240)	CN	154,797	0,000	154,797	2,825	7,750	437,302	0,000
	SH	154,797	38,699	154,797	2,825	7,750	437,302	299,919
	SH+SV1	154,797	38,699	143,187	2,825	7,750	404,504	299,919
	SH+SV2	154,797	38,699	166,407	2,825	7,750	470,099	299,919

❖ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_{F_H0}(t.m/ml)$
B_C	15 .00	5,75	86,250
(T + F + R)	44,016	5,75	253,092

➤ Tableau récapitulatif :

Désignation		$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	Hm	V m	$M_s = F_v H$	$M_r = F_h * V$
Total culée + remblais	CN	0,000	1063,827	/	/	1099,747	0,000
	SH	265,957	1063,827	/	/	1099,747	786,588
	SH+SV1	265,957	984,040	/	/	1017,266	786,588
	SH+SV2	265,957	1143,614	/	/	1182,229	786,588
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	105,688	/	0,000	3,783	0,000	399,819
	SH	172,767	/	0,000	3,783	0,000	653,579
	SH+SV1	168,477	/	0,000	3,783	0,000	637,350
	SH+SV2	180,957	/	0,000	3,783	0,000	684,561
Permanente (Tablier)	CN	0,000	333,657	0,000	5,750	0,000	0,000
	SH	83,414	333,657	0,000	5,750	0,000	479,632
	SH+SV1	83,414	308,633	0,000	5,750	0,000	479,632
	SH+SV2	83,414	358,681	0,000	5,750	0,000	479,632
Poussée de la terre sur la semelle	CN	11,142	/	0,000	0,600	0,000	6,685
	SH	18,214	/	0,000	0,600	0,000	10,929
	SH+SV1	17,762	/	0,000	0,600	0,000	10,657
	SH+SV2	19,078	/	0,000	0,600	0,000	11,447
La surcharge Q (t/m ²)	CN	19,736	/	0,000	4,775	0,000	94,241
	SH	32,263	/	0,000	4,775	0,000	154,055
	SH+SV1	31,462	/	0,000	4,775	0,000	150,230
	SH+SV2	33,792	/	0,000	4,775	0,000	161,358
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,000	154,797	0,000	7,750	0,000	0,000
	SH	38,699	154,797	0,000	7,750	0,000	299,919
	SH+SV1	38,699	143,187	0,000	7,750	0,000	299,919
	SH+SV2	38,699	166,407	0,000	7,750	0,000	299,919

Surcharge (D240)	CN	6,878	/	0,000	0,900	0,000	6,190
	SH	11,243	/	0,000	0,900	0,000	10,119
	SH+SV1	10,964	/	0,000	0,900	0,000	9,868
	SH+SV2	11,776	/	0,000	0,900	0,000	10,599
Bc freinage	CN	15,000	0,000	/	5,750	0,000	86,250
	SH	15,000	0,000	/	5,750	0,000	86,250
	SH+SV1	15,000	0,000	/	5,750	0,000	86,250
	SH+SV2	15,000	0,000	/	5,750	0,000	86,250
Poussée du Surcharge sur la semelle	CN	0,000	42,500	3,200	5,900	136,000	0,000
	SH	10,625	42,500	3,200	5,900	136,000	62,688
	SH+SV1	10,625	39,313	3,200	5,900	125,800	62,688
	SH+SV2	10,625	45,688	3,200	5,900	146,200	62,688
T+R+F	CN	44,016	0,000	/	5,750	0,000	253,092
	SH	44,016	0,000	/	5,750	0,000	253,092
	SH+SV1	44,016	0,000	/	5,750	0,000	253,092
	SH+SV2	44,016	0,000	/	5,750	0,000	253,092

➤ **Les charges permanentes:**

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	105,688	1397,484	1099,747	406,504
SH	522,138	1397,484	1099,747	1930,727
SH+SV1	517,848	1292,673	1017,266	1914,227
SH+SV2	530,328	1502,295	1182,229	1962,228

➤ **Les surcharges :**

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	34,736	197,297	136,000	180,491
SH	96,587	197,297	136,000	602,912
SH+SV1	95,786	182,500	125,800	599,086
SH+SV2	98,116	212,094	146,200	610,214

➤ **R+F+T :**

	F_h	F_v	MFV=F_v*H	MFh=Fh*V
CN	44,016	/	/	253,092
SH	44,016	/	/	253,092
SH+SV	44,016	/	/	253,092
SH+SV	44,016	/	/	253,092

13.6.2. Combinaison :

CN :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS} : G + 1,2Q + 0,6T$$

Condition Normale				
Etat	F_h	F_v	MFv(-)	MFh(+)
ELU	233,470	2202,279	1702,259	1040,041
ELS	173,782	1634,241	1262,947	774,949

CS:

$$G + Q + 0,6T$$

Condition Sismique				
Etat	F_h	F_v	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV2	654,854	1714,390	1328,429	2724,297

➤ **Combinaisons :** Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } M_{\text{nette}} = |M_{\text{FH}} - M_{\text{FV}}|$$

		F_H(t)	F_V(t)	M_{nette}(t. m)
E. L. S	CN	173,782	1634,241	487,998
E. L. U	CN	233,470	2202,279	662,219
	CS	654,854	1714,390	1009,908

13.6.3. Effort revenant à chaque pieu :

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec : n nombre de pieux (8 pieux)

❖ Exemple de calcul :

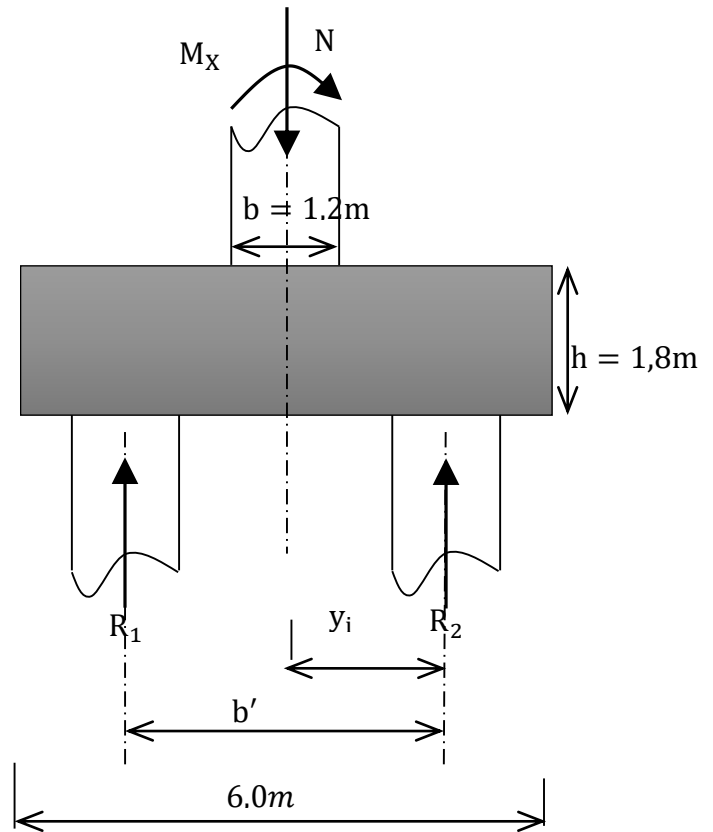
Condition normale (ELU) :

On a : N = 2202,279 t.

M = 662,219 t.m

$$R_{\max} = \frac{2202,27}{8} + \frac{662,219 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 300,8334t$$

$$R_{\min} = \frac{2139,824}{8} - \frac{512,176 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 249,7363t$$



		F _v (t)	M _{nette} (t. m)	R _{min} (t)	R _{max} (t)
E. L. S	CN	1634,2405	487,9983	185,4530	223,1072
E. L. U	CN	2202,2788	662,2185	249,7363	300,8334
	CS	1714,3897	1009,9076	175,3362	253,2612

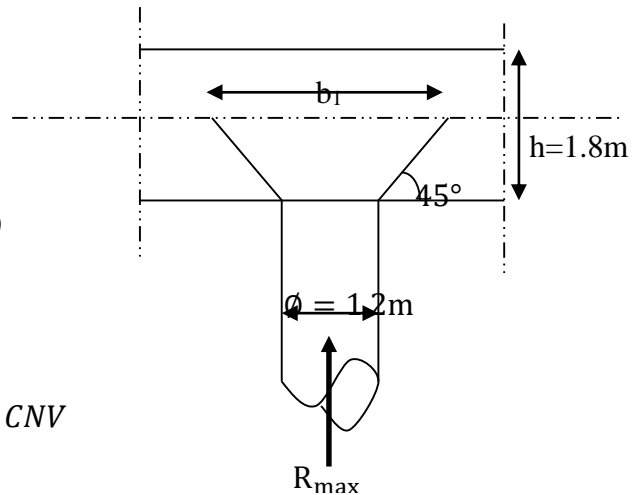
On a : R_{Min} > 0 (il n'y a pas risque de soulèvement des pieux.)

13.6.4. Calcul du ferrailage :

❖ Ferrailage de la semelle :

La méthode des bielles est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta \geq 45^\circ \\ d \geq \frac{b'}{2} - \frac{b}{4} \\ \text{Avec : } \text{tg}\theta = \frac{d}{\left(\frac{3b'}{8}\right) - \frac{b}{4}} \\ \text{tg}\theta = \frac{1,75}{\left(\frac{3 \times 3,6}{8}\right) - \frac{1,2}{4}} = 1,6 \Rightarrow \theta = 57,9 \end{array} \right.$$



$$\theta > 45 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$d \geq \frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4} \Rightarrow 1,5 \geq 2,05 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc, la méthode des bielles n'est pas applicable, on applique la méthode de la RDM approchée (méthode de moment)

On applique la méthode des moments.

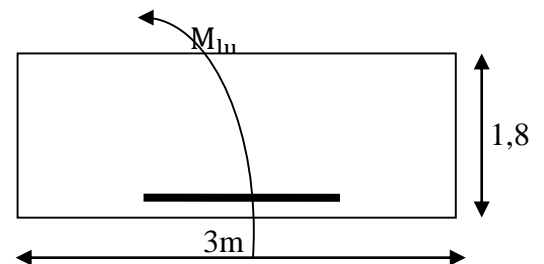
❖ **les armatures transversales inférieures :**

➤ **ELU :**

$$\text{On a : } R_{\text{max}} = 300,8334 \text{ t}$$

$$M_{1,\text{ult}} = R_{\text{max}} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$= 300,8334 \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,2 \right) = 415,150 \text{ t.m}$$



Un prend une bande de calcul de b_1 tel que :

$$b_1 = \phi_{\text{pieu}} + h = 1,2 + 1,8$$

$$b_1 = 3 \text{ m}$$

La section d'armature est calculée par **SECOTEC** :

$$A_{\text{sc}} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 57,09 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$\text{On a : } R_{\text{max}} = 223,1072 \text{ t.}$$

$$M_{1,ser} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 223,1072 \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,2 \right) = 307,888 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{16.2 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = \mathbf{0,503}$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 1,4149$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 2940,642 \text{ t.m}$$

$$M_{Rb} = 2940,642 \text{ t.m} > M_{1,ser} = 223,1072 \text{ t.m} \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0 \text{ cm}^2}$$

$$A_{st} = \frac{M_{1,ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{90,67 \text{ cm}^2}$$

$$A_{st} = \max(A_{st,ult}, A_{st,ser}) = \mathbf{90,67 \text{ cm}^2}$$

soit **12HA32** ($A_{st} = \mathbf{96,51 \text{ cm}^2}$).

L'espace entre les barres :

$$S_t = \frac{\emptyset + h - C}{18 - 1} = \frac{2,9}{17} = 0,170 \Rightarrow S_t = 17 \text{ cm.}$$

❖ **Les armatures transversales supérieures :**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{90,67}{10} = 9,07 \text{ cm}^2$$

soit **6HA14** ($A_{st} = \mathbf{9,24 \text{ cm}^2}$)

$$S_t = \frac{2,9}{10} = 0,29 \text{ m} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

❖ **Les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st,ser}}{3} = \frac{90,67}{3} = 30,22 \text{ cm}^2$$

soit **10HA20** ($A_{st} = \mathbf{31,42 \text{ cm}^2}$)

$$S_t = \frac{2,9}{12} = 0,24 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

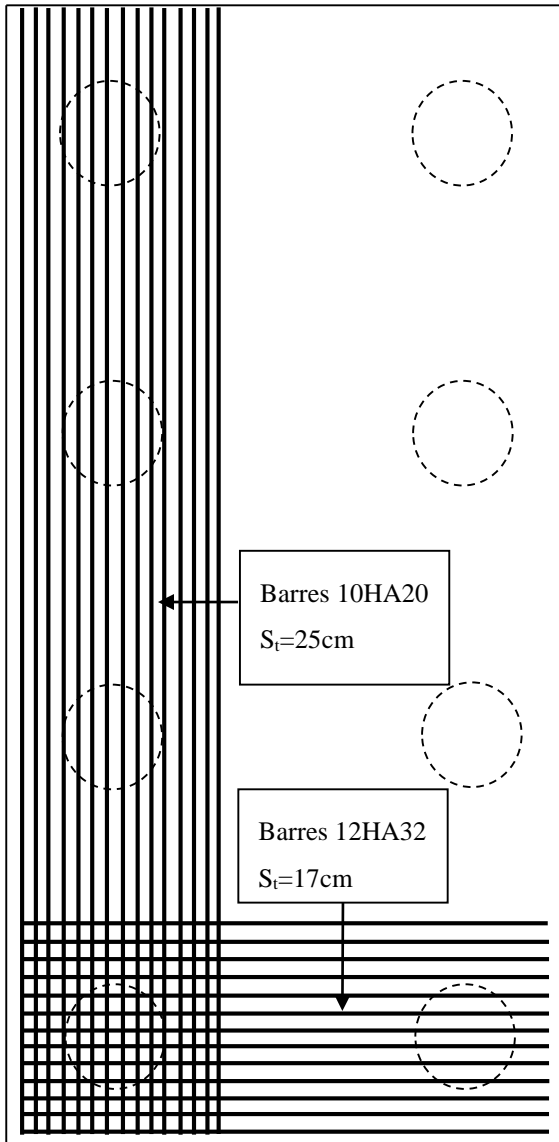
❖ Les armatures longitudinales supérieures :

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{30,22}{10} = 8,66\text{cm}^2$$

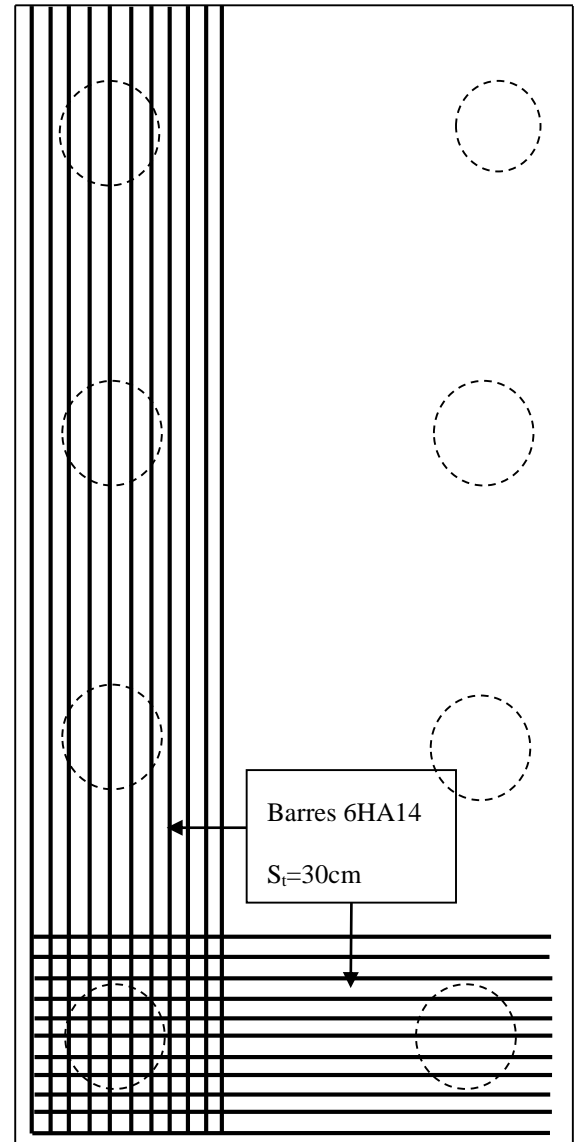
soit 6HA14 ($A_{st} = 9,24\text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{10} = 0,29\text{m} \Rightarrow S_t = 30\text{cm.}$$

13.6.5. Schéma de ferrailage :



-La nappe inférieure-



-La nappe supérieure-

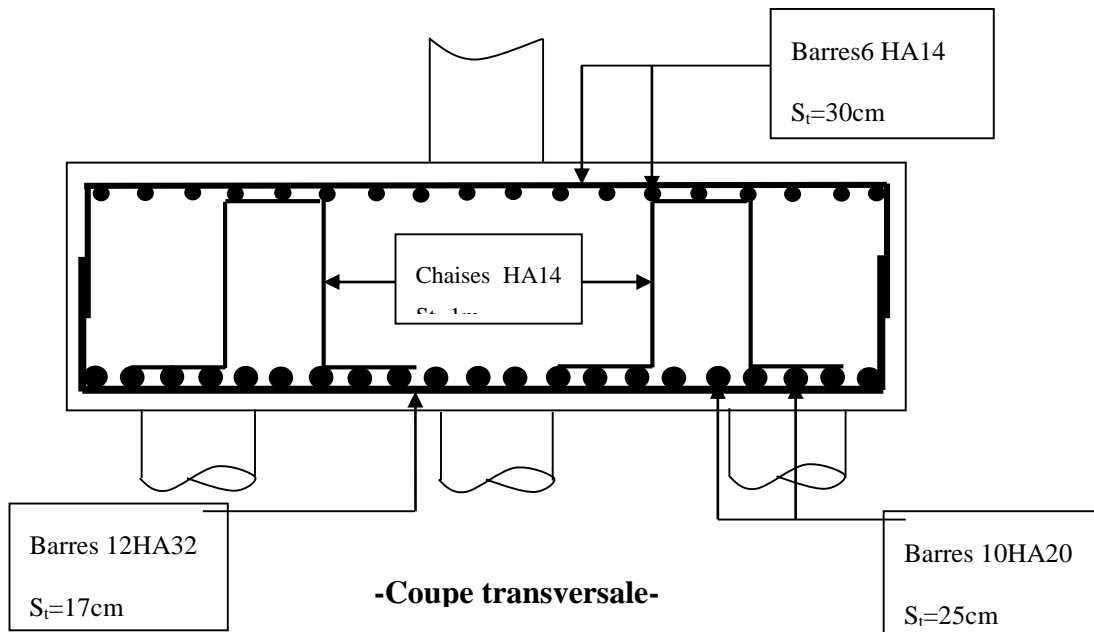


Figure 13.8. Schéma de ferrailage de la semelle.

13.7. Etude de ferrailage des pieux sous culée :

Pour notre cas, la semelle se repose sur trois files de pieux, chaque file comporte quatre pieux

On utilise le programme de calcul Excel pour la détermination des sollicitations dans les têtes des pieux, avec les données suivantes :

a. En condition normal :

$$M = 662,219 \text{ tm}$$

$$F_v = 2202,279 \text{ t}$$

$$F_h = 233,470 \text{ t}$$

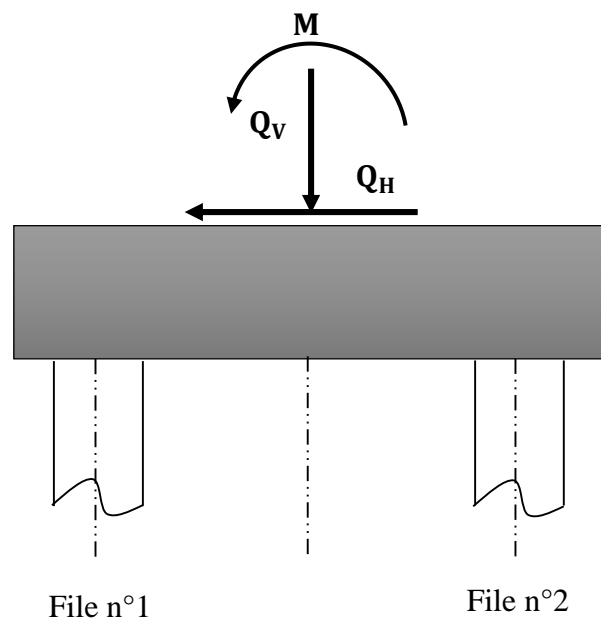
b. En condition sismique

$$M = 1009,908 \text{ Tm}$$

$$F_v = 1714,390 \text{ t}$$

$$F_h = 654,854 \text{ t}$$

➤ **Résultats :**



		conditions sismique	conditions normal
M et N obtenus par Excel	M (t.m)	32,284	69,284
	N(t)	201,387	190,806
La section donnée par SOCOTEC		0	27,91

➤ **Calcul des armatures minimales :**

D'après le règlement du béton armé, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{s \min} = 0,5\% \cdot B = \left(\frac{0,5}{100}\right) \left(\frac{\pi \times 120^2}{4}\right) = 56,52 \text{ cm}^2$$

D'après la section A_s trouvée on peut dire que les pieux de cette fondation sont relativement peu sollicités, donc on se contentera d'un ferrailage égal au ferrailage minimal.

$$A_s = 56,52 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 12 HA 25.}$$

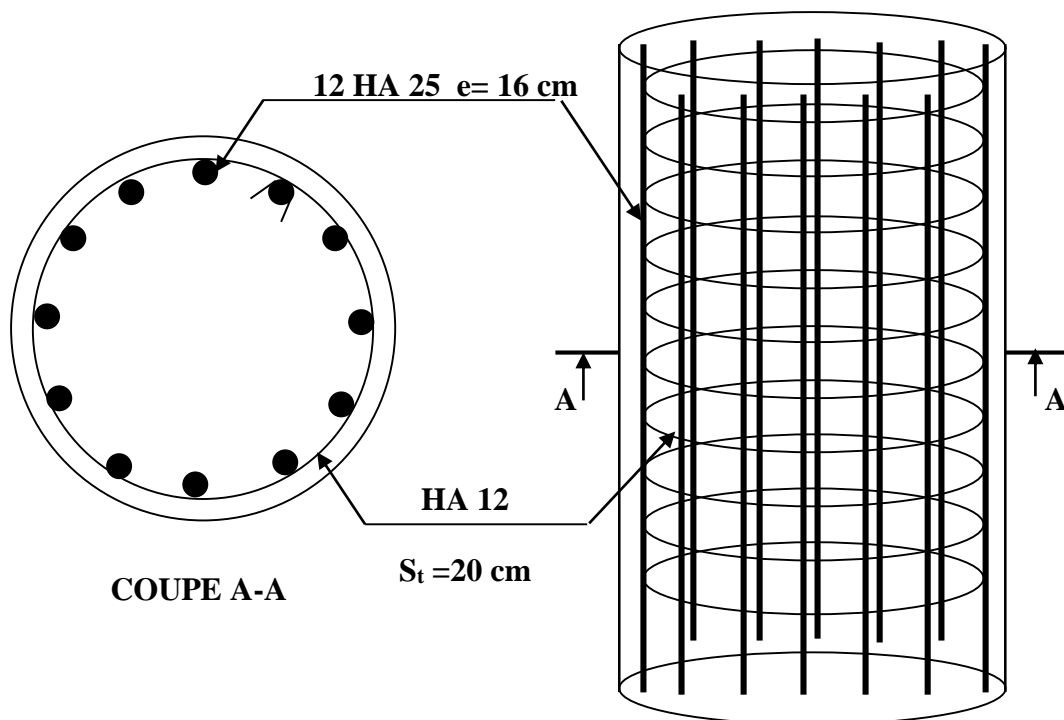


Figure 13.9. Schéma de ferrailage du pieu.

13.8. Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement de la culée au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (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.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons effectué l'étude et la conception d'un passage supérieur, cet ouvrage d'art s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est Ouest sur 110 km, Sa longueur est de 54 m, cet ouvrage permettra de rétablir la route nationale RN77 traversé par la pénétrante au niveau du PK12+710.

L'étude de cet ouvrage d'art nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances à travers les différentes phases d'étude et de réalisation, tout en 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 la pré-dimensionner et de l'étudier d'une manière profonde.

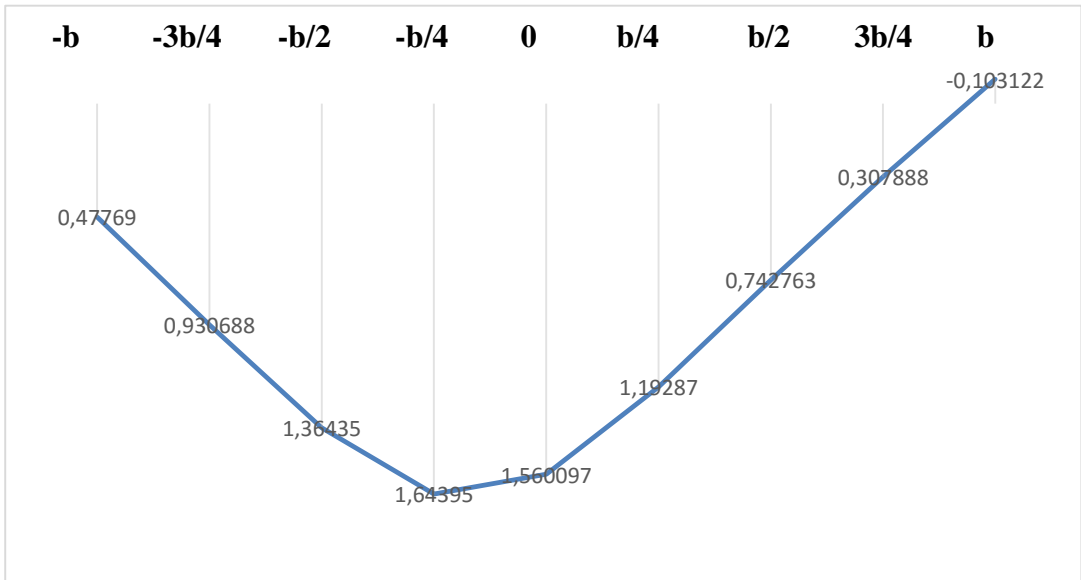
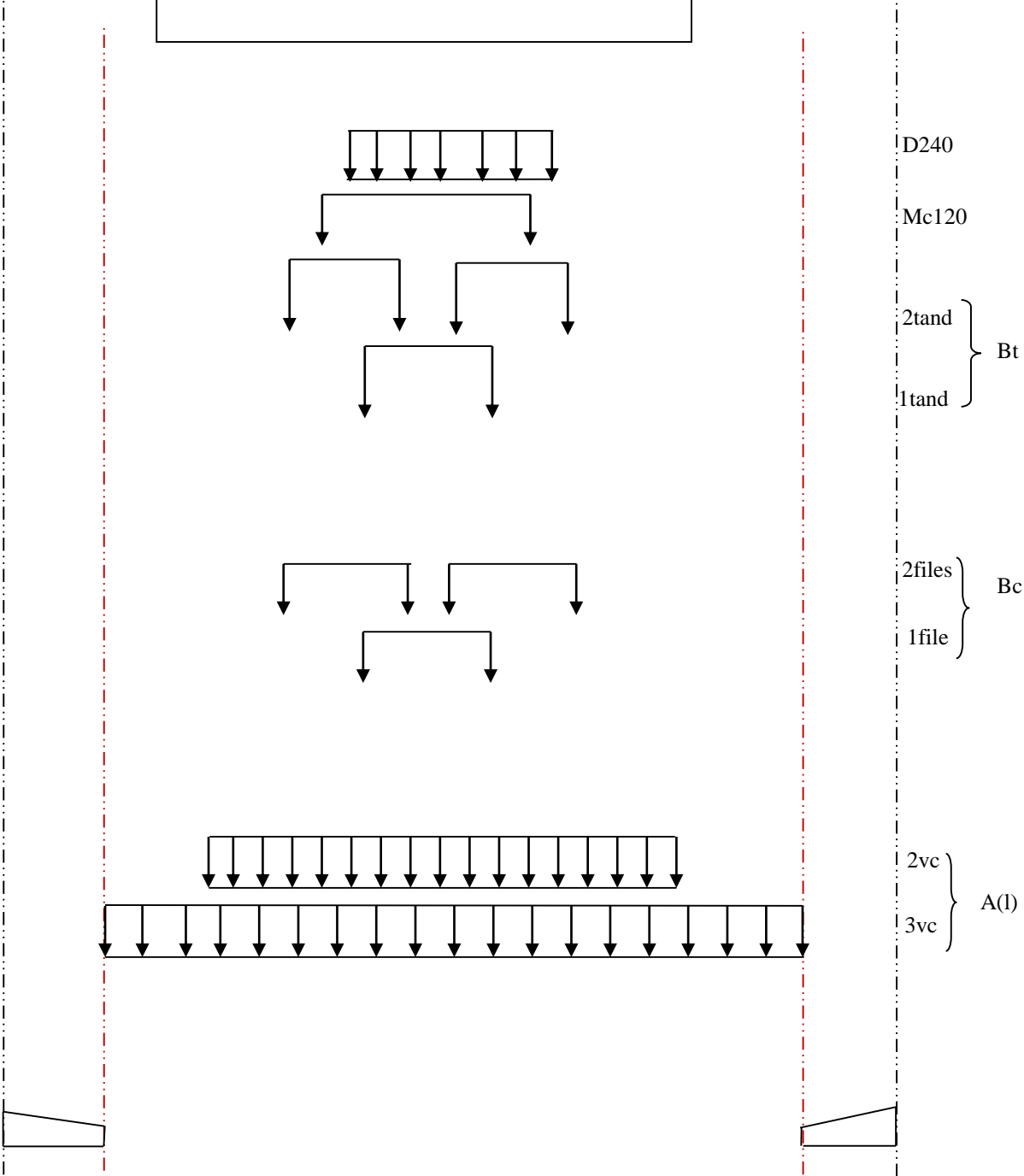
Cette étude nous a permis d'acquérir aussi les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul et le dimensionnement des éléments et des sections dans le 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.

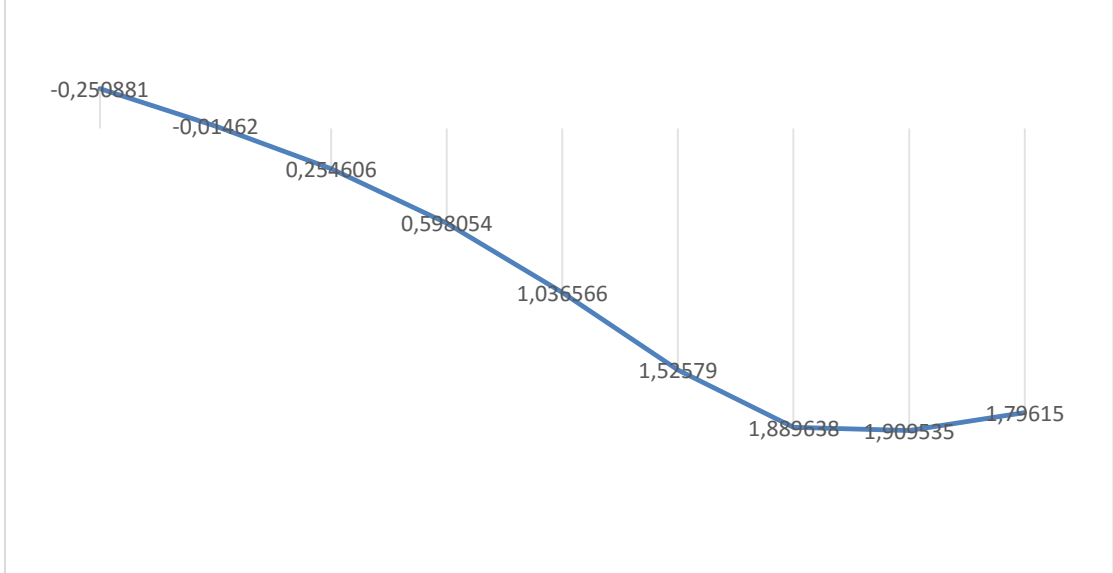
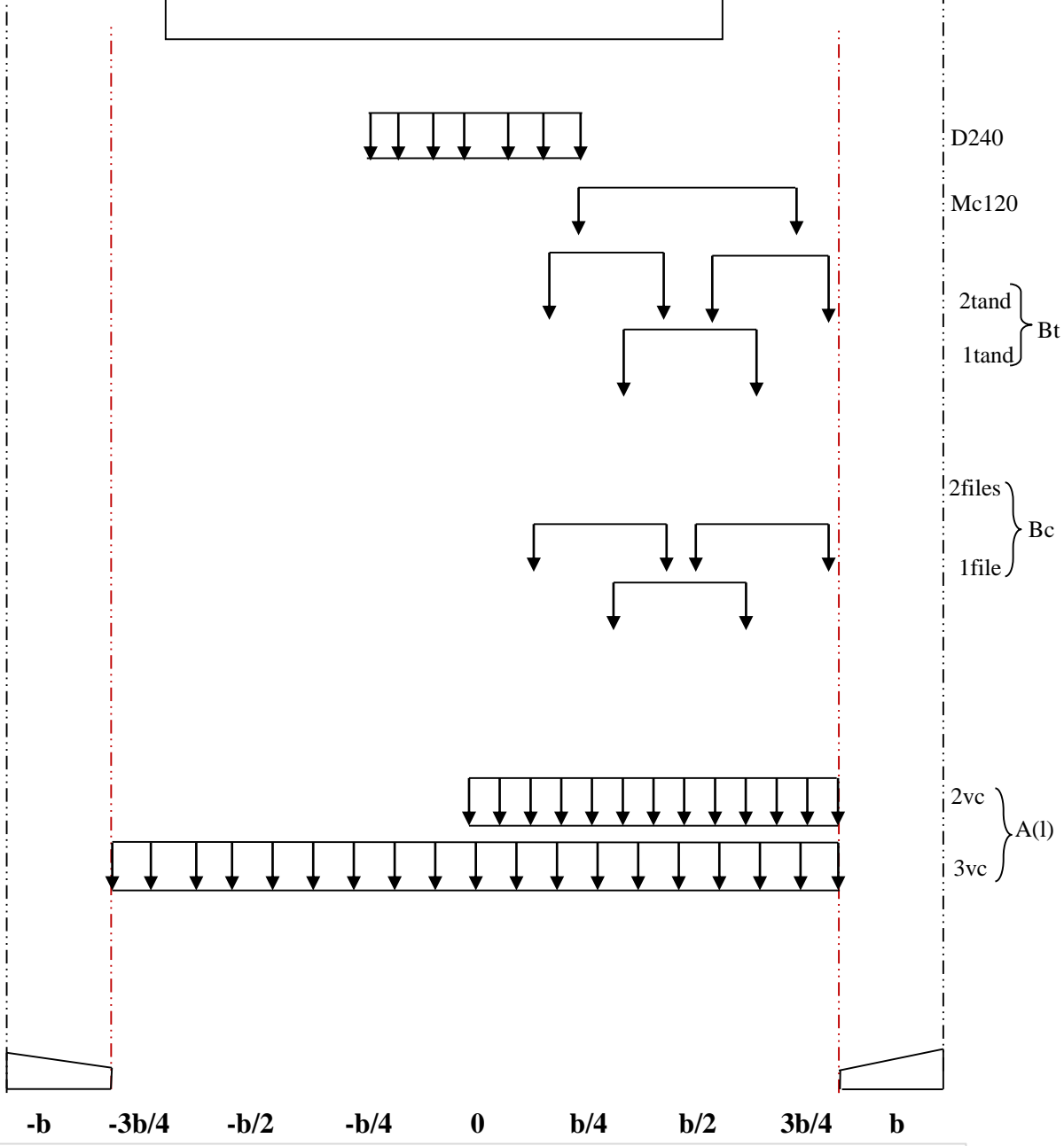
En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des sols, les matériaux de construction, la mécanique des milieux continus, l'analyse des structures, la rhéologie des matériaux, les procédés 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.

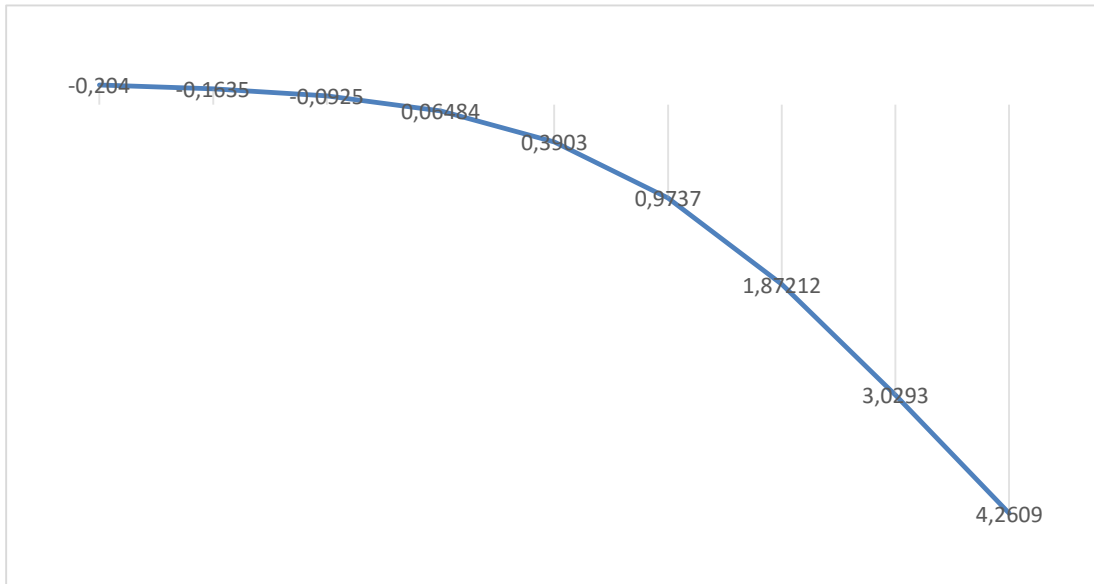
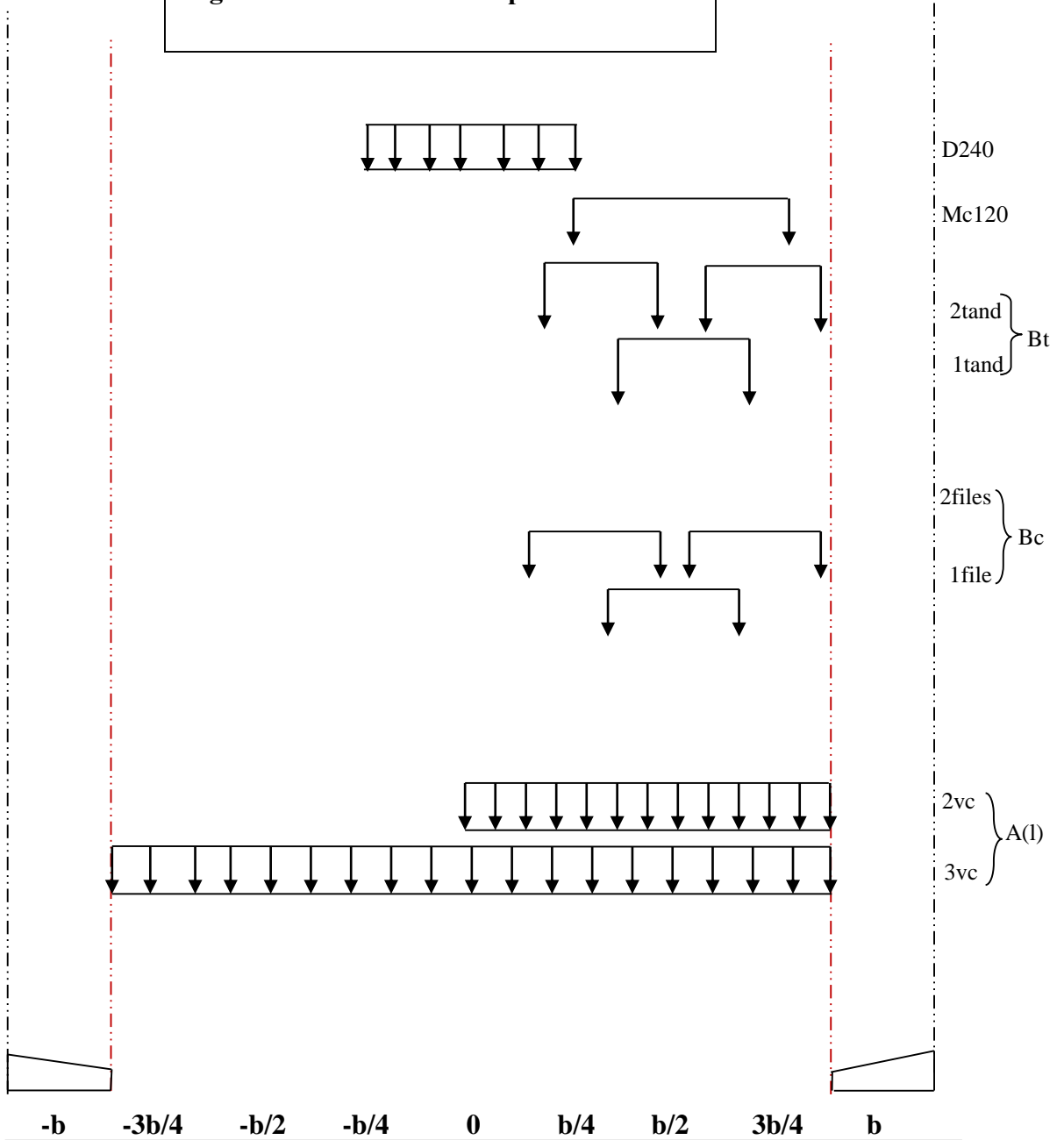
Ligne d'influence $K\alpha$ de la poutre 3



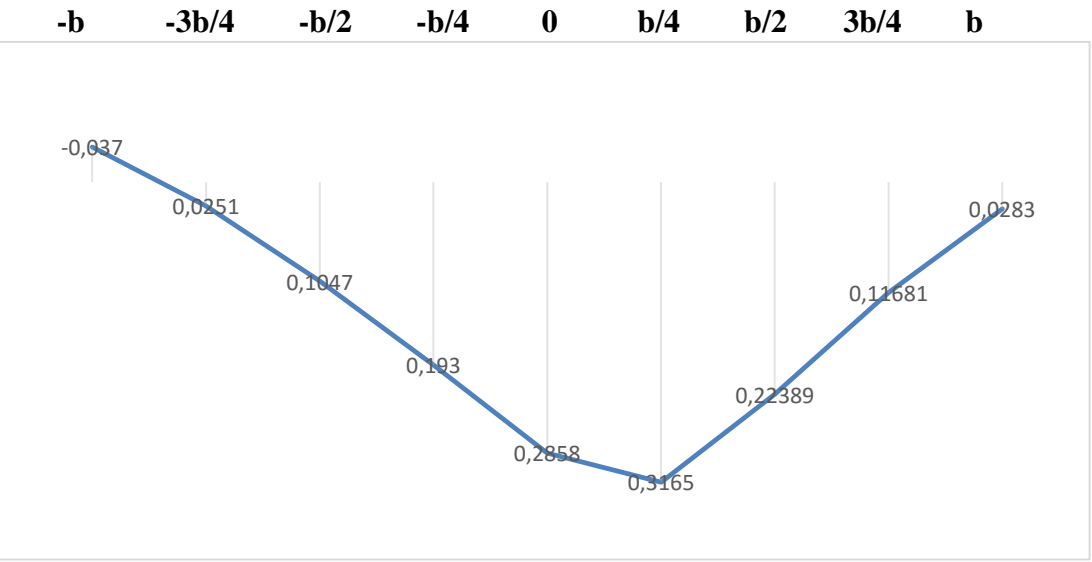
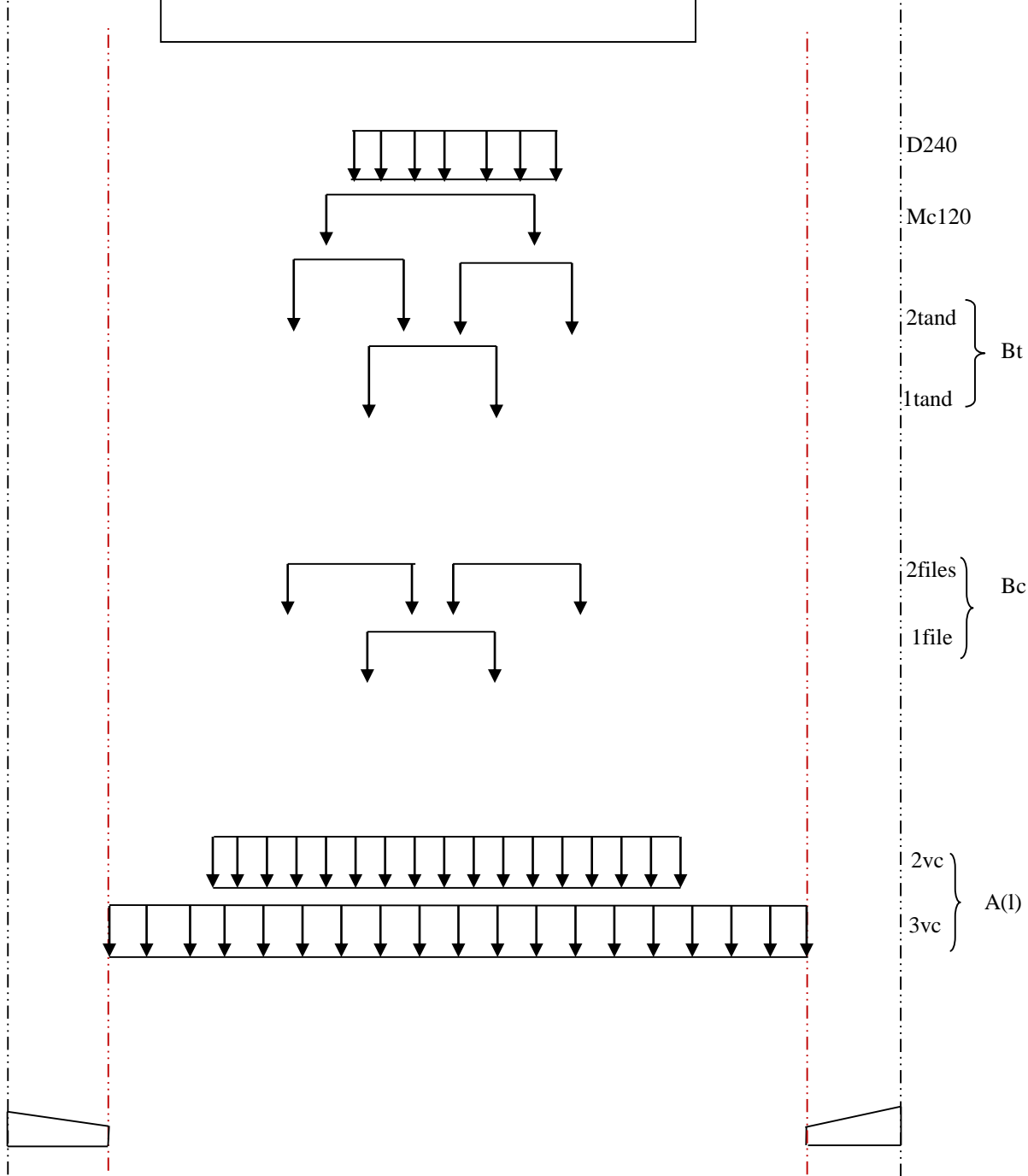
Ligne d'influence $K\alpha$ de la poutre 2



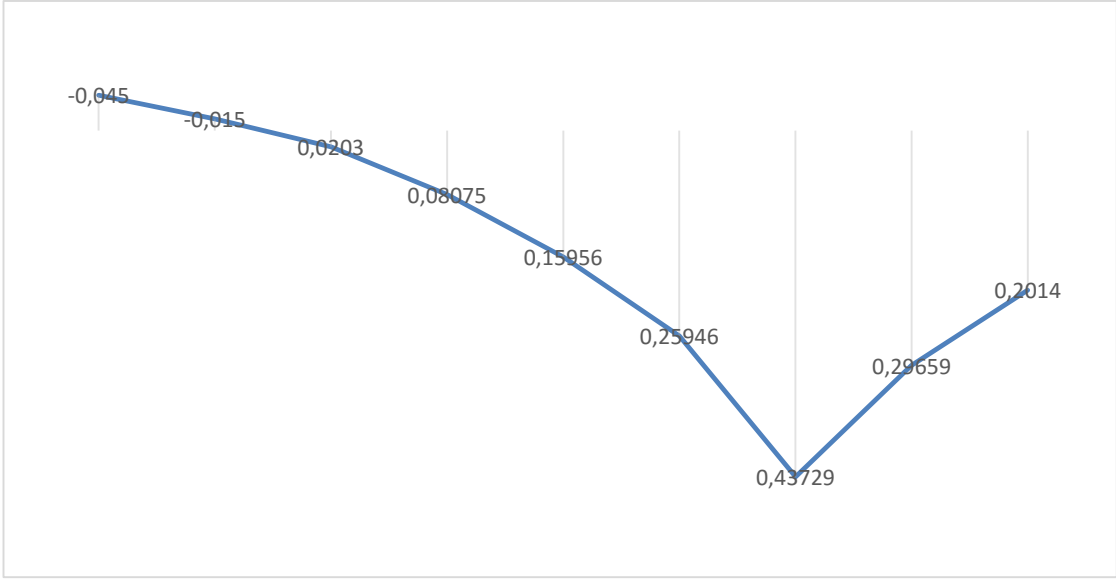
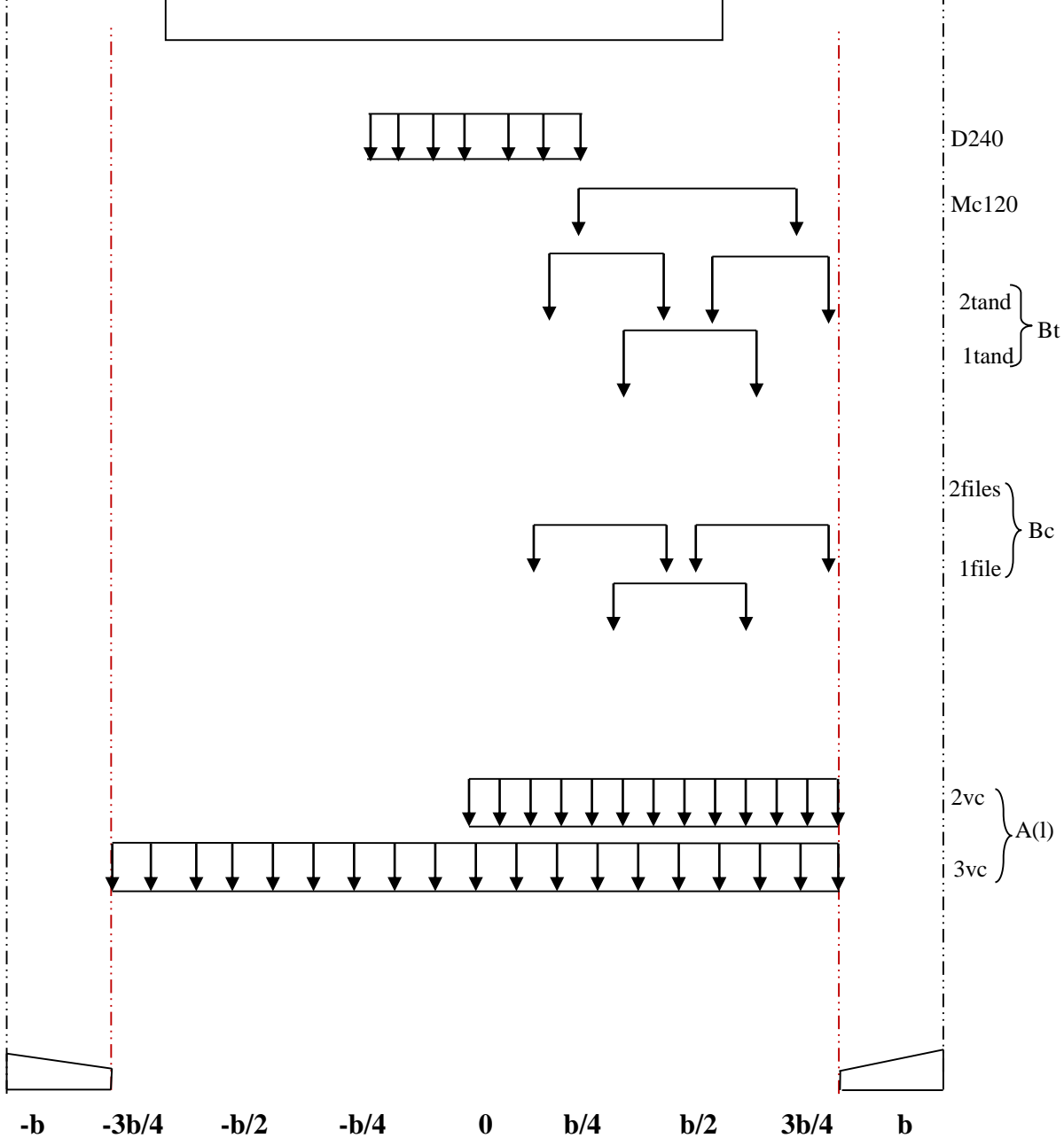
Ligne d'influence $K\alpha$ de la poutre 1



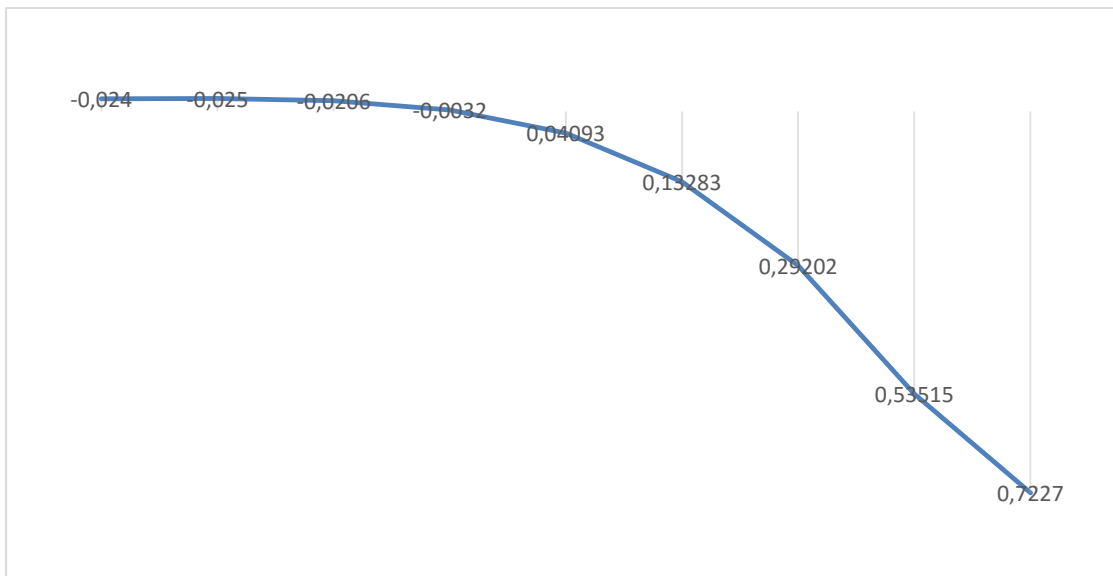
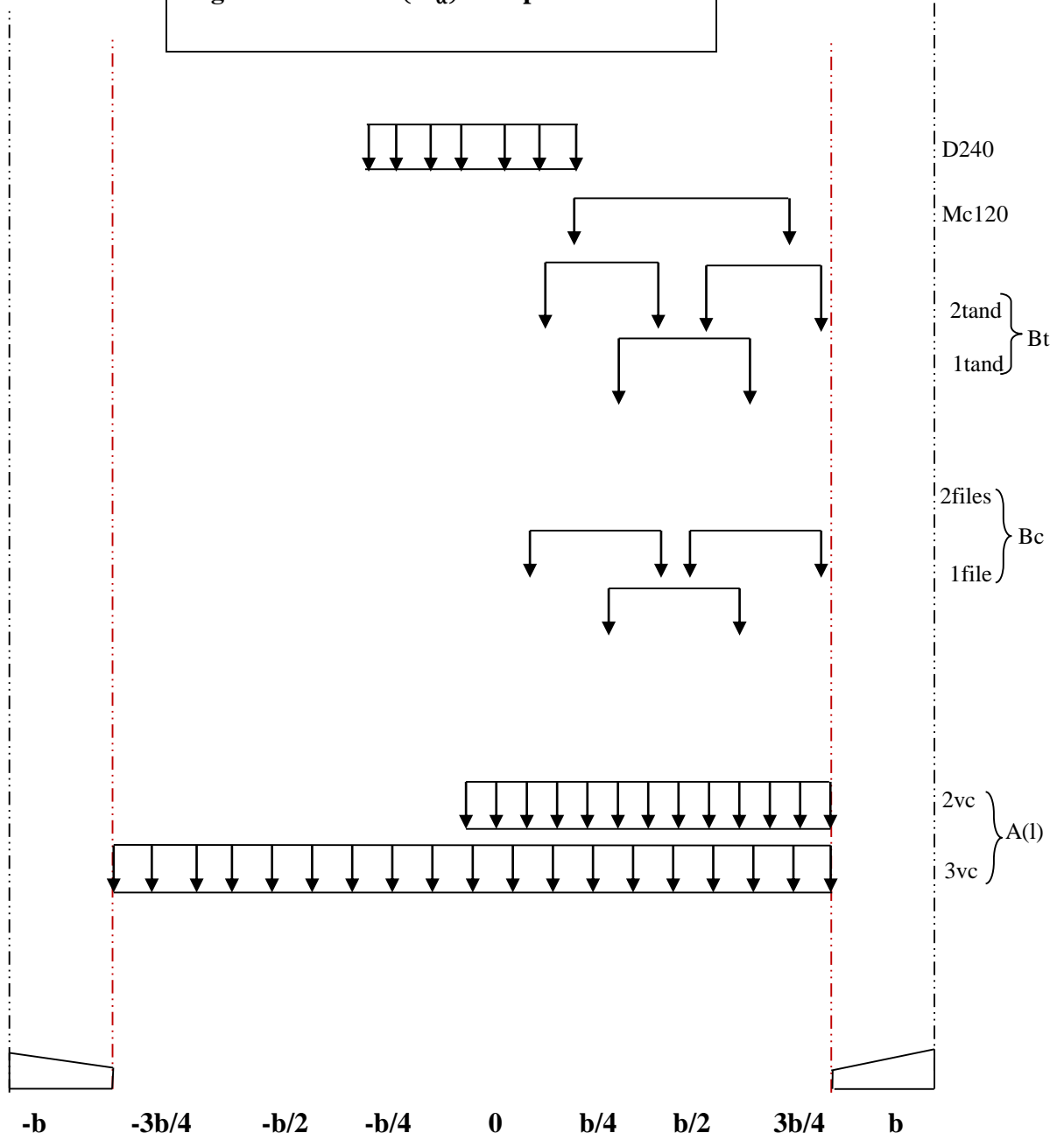
Ligne d'influence ($\overline{\varepsilon_\alpha}$) de la poutre 3



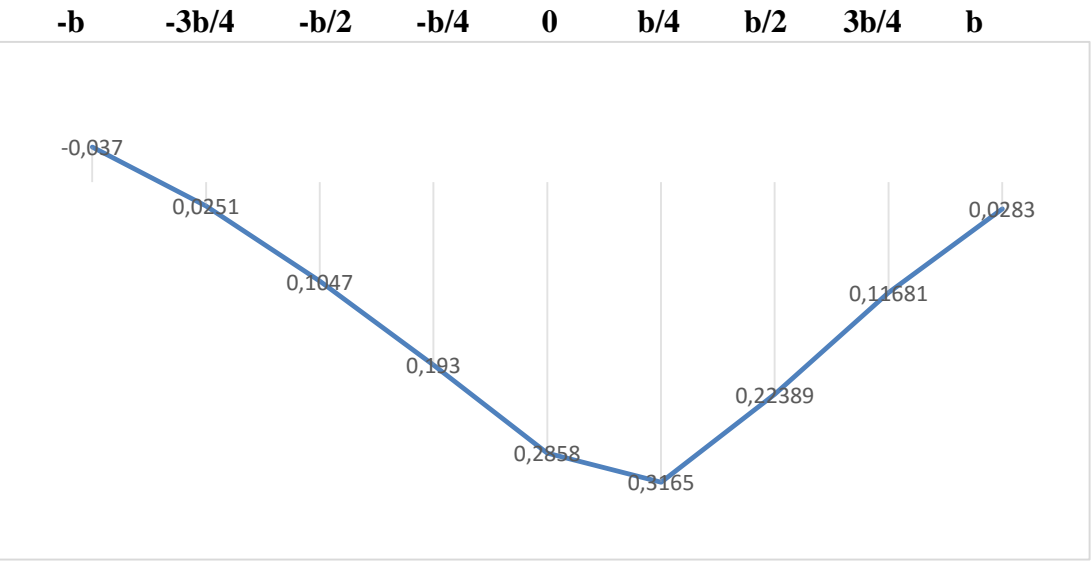
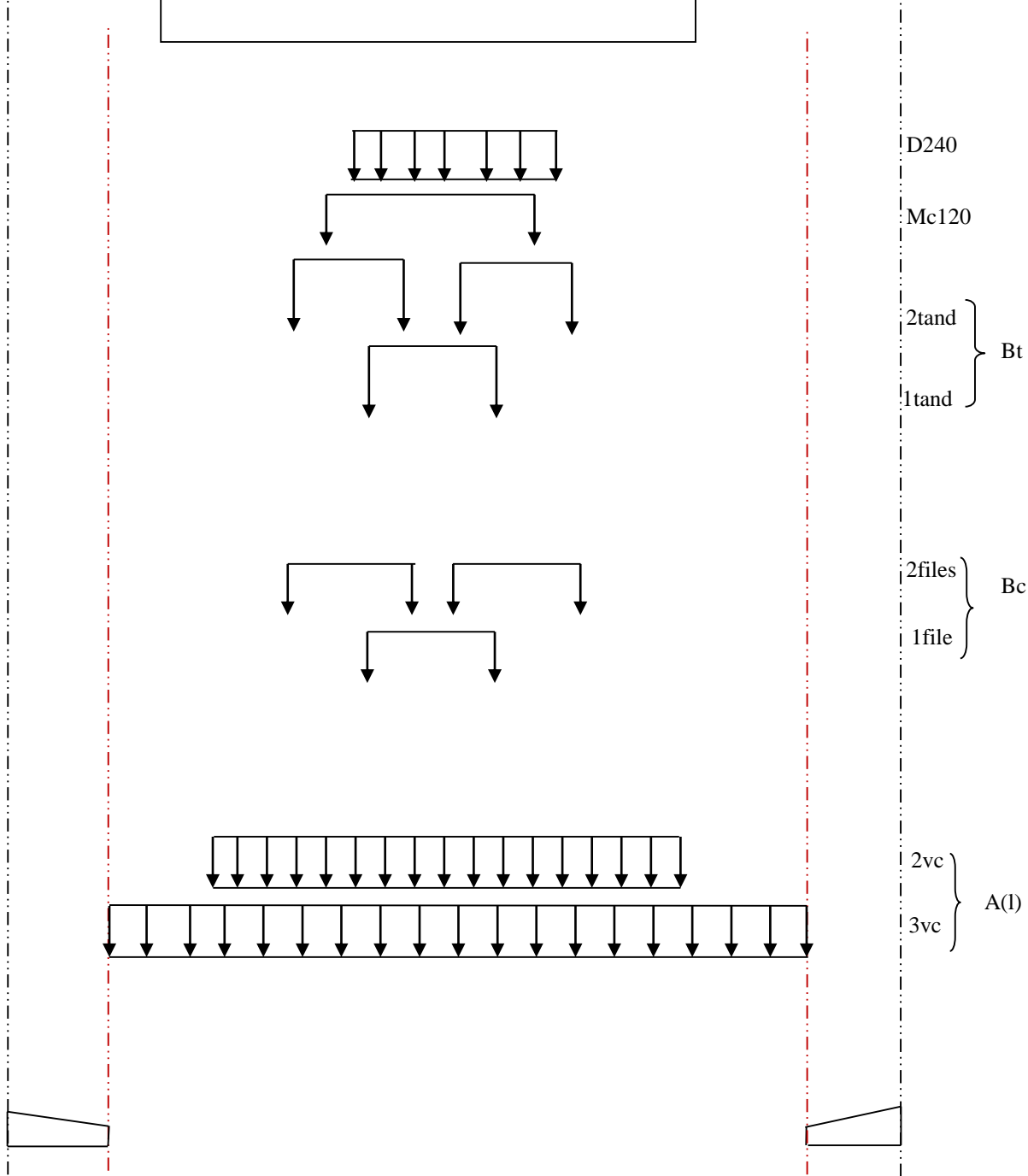
Ligne d'influence ($\overline{\varepsilon_\alpha}$) de la poutre 2



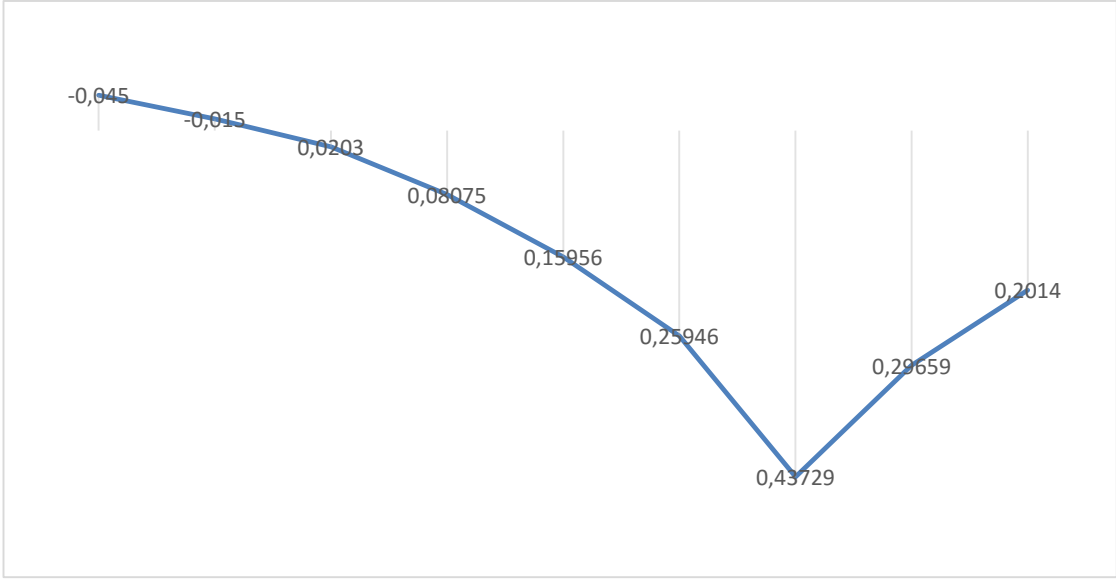
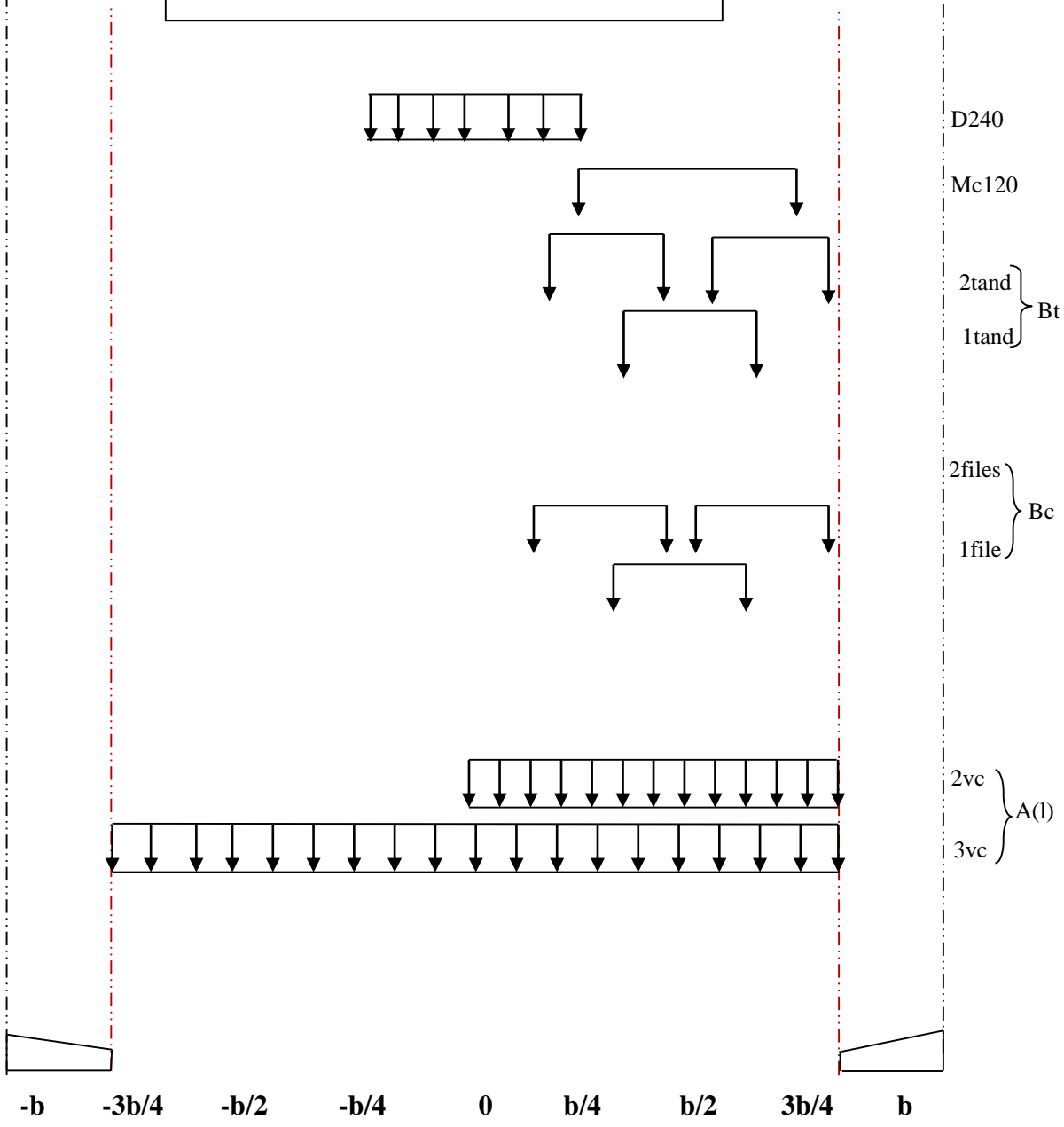
Ligne d'influence ($\overline{\varepsilon_\alpha}$) de la poutre 1



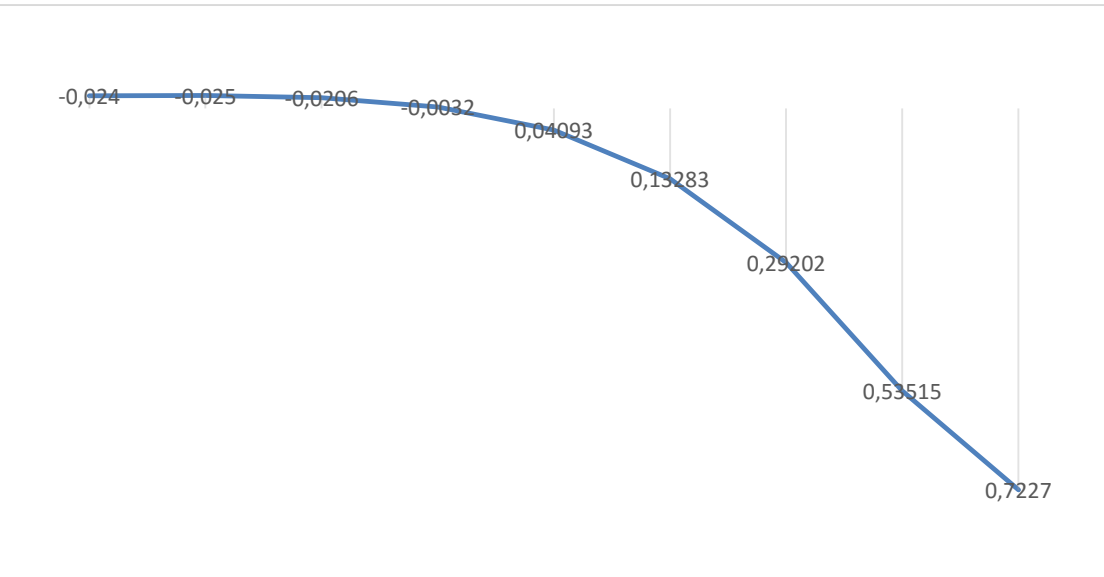
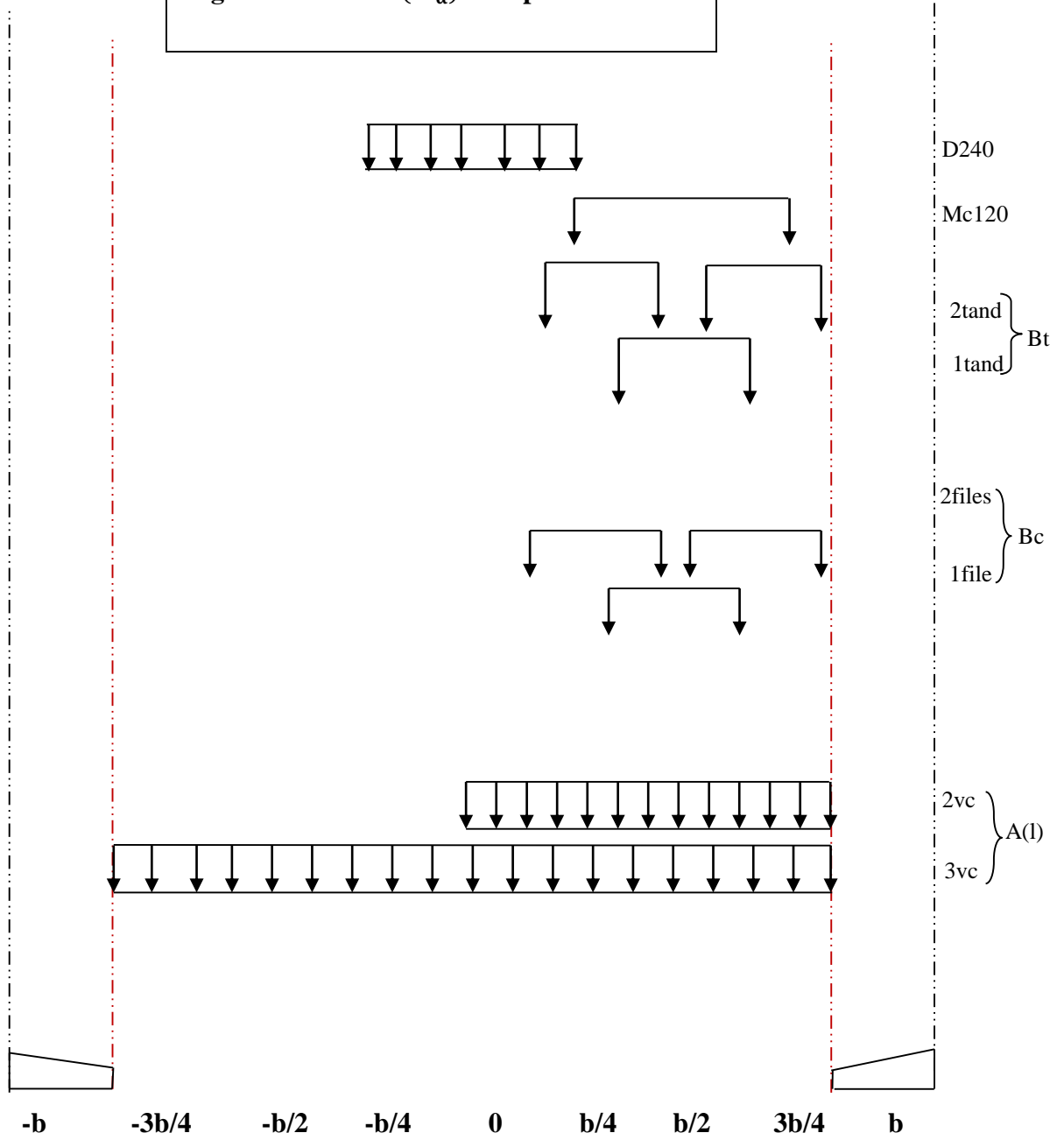
Ligne d'influence ($\overline{\varepsilon_\alpha}$) de la poutre 3



Ligne d'influence ($\overline{\varepsilon_\alpha}$) de la poutre 2



Ligne d'influence ($\overline{\varepsilon_\alpha}$) de la poutre 1



Bibliographie

Ouvrage :

- [1] : Calgaro, J.A, M, Virlogeux. « Projet et construction des ponts ».Généralités, fondation appuis ouvrages.
- [2] : données de projet.
- [3] : R.P.O.A, règle parasismique applicable au domaine ouvrage d'art, 2008.
- [4] :BAEL91, Guide pratique d'utilisation des règles, 1991.
- [5] : B.P.E.L, Calcul et vérification des ouvrages en béton précontrainte ,1991.
- [6] : RCPR, règle définissant les charges à appliquer le calcul et les épreuves des ponts routes 2008
- [7] : VIPP, guide de conception SETRA.
- [8] : Document SETRA.
- [9] : Calgaro, J.A, M, Virlogeux. « Projet et construction des ponts ». Analyse structural des tabliers de ponts
- [10] : SETRA guide de conception, Pont dalle, juillet 1989.
- [11] : Cours de 4ème et 5ème année de pont.

Thèses :

- [12] : **Yakoubi M, Chabbah abdslem.** « Étude d'un pont a poutres multiples en béton précontraint sur oued djen-djen 263p », mémoire de master académique, Université de Jijel, 2011.
- [13] : **Boubidi H, Dahdous H,** «étude d'un ouvrage d'art de l'autoroute est ouest cas du passage supérieur OA 135.1 », mémoire de master académique, Université de Jijel, 2011.
- [14] : **Guemmour A, Boultif D,** «étude d'un ouvrage d'art de la précontrainte autoroutière reliant le port de djen-djen à l'autoroute EST-OUEST, cas de viaduc V54.8 », mémoire de master académique, Université de Jijel, 2011.

Logiciels techniques :

- ROBOT 2014 : Modélisation de pont.
- SOCOTEC : Ferrailage.
- SAP2000:L'analyse de dessin.
- Microsoft office 2010.
- Microsoft developer studio (FORTRAN).
- Auto CAD 2014 : dessin des figures.

