

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



Université : de Jijel

Faculté des sciences et technologies

Département de génie civil et hydraulique



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

*En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER ACADEMIQUE
Filière : TRAVAUX PUBLICS*

OPTION : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

**ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON
PRECONTRAINTES PAR Post-TENSION
SUR OUED SAFSAF A SKIKDA**

Présenté par :

- BOUSSALEM Badis
- AISSAOUI Abderrahmane

Encadré par :

M^{me}: MENDACI Farida

Promotion 2018

Résumé :

Le but de ce mémoire est de faire une étude sur un pont à Poutre en béton précontraint pour l'entreprise réalisatrice du projet.

L'ouvrage en question est un pont qui se trouve au nord d'est d'Elharouch, Pour franchissement de l'Oued safsaf, situé au niveau de la route nationale (RN03AB), reliant ainsi les communes ; Elharouch et Azzaba Wilaya de Skikda.

Nous avons procéder au dimensionnement de cet ouvrage enfin d'obtenir un pont, capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (Économique, technique, environnemental.....).

On élabore dans ce travail le pré dimensionnement de poutre, on détermine le ferrailage de poutre à partir des résultats de SAP2000 et et ROBOT.

Le résultat obtenu dans ce travail montre que la variante d'un pont à poutre en béton précontrainte est beaucoup plus avantageuse que les autres.

Mots clés :

Pont, béton précontrainte, poutre en béton précontrainte.

Abstract :

The purpose of this thesis is to make a study on a prestressed concrete beam bridge for the project company.

The project in question is a bridge located southwest of for crossing the valley SAFAF , located at road N03AB, connecting the commune Elharrouch and Azzaba wilaya of skikda.

We have proceeded with the dimensioning of this structure and finally to obtain a bridge capable of satisfying as much as possible all the conditions imposed (économique, technique, environnemental ...).

In this work, the pre-dimensioning of the beam is determined, the reinforcement of the beam is determined from the results of SAP2000, and ROBOT .

The result obtained in this work shows that the variant of a bridge with Prestressed concrete beam is much more advantageous .

Keywords:

Bridge, pre stressed, pre stressed concrete beam.

المخلص:

الهدف من هذه المذكرة هو دراسة على جسر بخرسانة مسبقة الإجهاد للمؤسسة المنجزة للمشروع.

المشروع المذكور أعلاه هو عبارة عن جسر يقع في الشمال الشرقي لمدينة الحروش وهذا لعبور واد صفصاف، والذي يربط بين البلديتين الحروش وعزابة على الطريق الوطني رقم 03 أب ولاية سكيكدة.

نشرع في تصميم هذا المشروع للحصول على جسر قادر على تلبية جميع الشروط المفروضة (الاقتصادية، التقنية والبيئية...).

نقوم بدراسة أبعاد العارضة الخاصة بإتمام كل متغير بالاعتماد على نتائج برنامج sap2000، وROBOT .

والنتيجة التي تم الحصول عليها في هذا العمل تدل على أن الجسر المصنوع بعارضات الخرسانة مسبقة الإجهاد هي أكثر فائدة بكثير من المتغيرات الأخرى .

كلمات مفتاحية :

جسر، خرسانة مسبقة الإجهاد، عارضة سابقة الإجهاد.

REMERCIEMENT

Avant tout, Nous tenons à remercier ALLAH qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'ouù bout dans ce modeste travail.

Un Grand Mercie s'adresse Particulièrement A Nos Familles Qui Nous Ont Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans chaque pas vers l'avant.

Nous tenons à remercier notre encadreur M^{me} :Mendaci farida

Nous tenons à remercier tous les professeurs de religion nous ont aides

Nous tenons à remercier tous les travailleurs de la (DPT) de Skikda

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui nous ont aidé et soutenu.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu Pour
Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans
chaque pas vers l'avant.*

A toute ma famille

A tous mes amis chacun à son nom.

A toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé et soutenu.

Boussalem Badis

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu Pour
Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans
chaque pas vers l'avant.*

A toute ma famille

A tous mes amis chacun à son nom.

A toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé et soutenu

Aissaoui Abderrahmane

SOMMAIRE

Sommaire

Introduction générale

Chapitre 01 : introduction et conception

1.1. Introduction	01
1.2. But de l'étude	01
1.3. Position de l'ouvrage	01
1.4. Présentation de l'ouvrage	02
1.4.1. La superstructure	02
1.4.2. L'infrastructure	02
1.5. Conception de l'ouvrage	02
1.5.1. Données naturelles	02
1.5.2. Les données géotechniques	02
1.5.3. Les données topographiques.....	03
1.5.4. Les données hydrologiques	03
1.5.5. Les données hydrauliques	04
1.5.6. Les données climatiques.....	04
1.5.7. Données fonctionnelles	04
1.5.8. Données relatives à la voie portée	05
1.5.8.1. Tracé en plan.....	05
1.5.8.2. Profil en long	05
1.5.8.3. Profil en travers	05
1.5.9. Données relatives à l'obstacle franchi	06
1.6. Choix du type d'ouvrage.....	06
1.6.1. Les variante possible	07
1.6.1.1. Variantes 01 :(Les ponts à poutre en béton armé)	07
1.6.1.2. Variante 02 :(Ponts à poutres en béton précontraint).....	07

1.6.1.3. Variante 03 :(ponts à tablier mixte ou métallique) 08	
1.6.1.4. Variante 04 :(Pont a caisson ferme) 09	
1.6.2. Analyse multicritère des variantes possible	09
1.7. Conclusion	10

Chapitre 02: caractéristiques des matériaux

2.1. Introduction	11
2.1. Caractéristiques des matériaux	11
2.2.1. Le béton	11
2.2.2. L'acier	13
2.2.2.1. Aciers de béton armé	13
2.2.2.2. Acier de béton précontraint	15

Chapitre 03: pré dimensionnement du tablier

3.1. Introduction	15
3.2. Pré dimensionnement des éléments du tablier	15
3.2.1. Pré dimensionnement de la poutre	15
3.2.2. La dalle	17
3.2.2.1. Définition de la dalle (l'hourdis)	17
3.2.2.2. Pré dimensionnement de la dalle	17
3.2.3. Les entretoises	18
3.2.4. Equipements du tablier	19
3.2.4.1. Les trottoirs	19
3.2.4.2. Les corniches	19
3.2.4.3. Les dispositifs de retenus	20
3.2.5. Caractéristiques de pont	20
3.3. Caractéristiques géométriques de la poutre	21
3.3.1. Définitions	21
3.3.1.1 La section brute	21

3.3.1.2. La section nette	21
3.3.2. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire	22
3.3.2.1. Poutre seule	22
3.3.2.2. Poutre avec hourdis	23
3.3.3. Caractéristiques géométriques de la section d'about	26
3.3.3.1. Poutre seule	26
3.3.3.2. Poutre avec hourdis	27

Chapitre 4 : calcul les charge et sur charge

4.1. Introduction	30
4.1.1. Les actions permanentes	30
4.1.2. Les actions variable	30
4.1.2.1. Les charges d'exploitation	30
4.1.2.2. Les charges climatiques	30
4.1.2.3. Les actions accidentelles.....	30
4.2. Calcul des charges	30
4.2.1. Charges permanentes et compléments des charges permanentes.....	30
4.2.1.1. Les charges permanentes	31
4.2.1.2. Les compléments des Charges permanentes	33
4.2.2. La charge totale	34
4.2.3. La charge par poutre.....	34
4.3. Calcul des surcharges routières	34
4.3.1. Système de charges a (l)	36
4.3.2. Système de charges b	37
4.3.2.1. Sous système B _c	37
4.3.2.2. Sous système B _t :.....	39
4.3.2.3. Système militaire mc120	40
4.3.2.4. Charge exceptionnelle d240	41

4.3.2.5. Surcharge de trottoir	41
4.3.4.6. les surcharges horizontales	41

Chapitre 05 : répartition longitudinal

5.1.Introduction	45
5.2. Évaluation des efforts dans la poutre	45
5.2.1. Les éléments de réduction dus au poids propre.....	45
5.2.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	46
5.2.2.1. La ligne d`influence	46
5.2.2.2. Théorème de BARRE.....	46
5.2.2.3. Calcul des moments	47
5.2.3. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges	53

Chapitre 6 : répartition transversal des efforts

6.1. Introduction	57
6.2. Choix de la méthode	57
a. Moment d`inertie équivalent d`une poutre	57
b. Moment d`inertie de l`entretoise (dalle).....	57
6.3. Méthode de Guyon-Massonnet.....	58
6.3.1. Principe de la méthode	58
6.3.2. Paramètre de calcul.....	58
6.3.3. Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont)	60
6.3.4. Paramètre d`entretoisement (caractérise la souplesse de l`entretoisement)	60
6.4. Détermination des coefficients de répartition transversale	60
6.4.1. Coefficient de répartition transversale k_{α}	60
6.4.2. Coefficient de répartition transversale ε	66
6.4.2.1. Les coefficients ε_{α}	66
6.4.2.2. Les coefficients $(\varepsilon_{\alpha})^{-}$	71
6.5.Calcul des moments et des efforts réels dans chaque poutre.....	73

6.5.1 Combinaison d'action [5].....	73
6.5.2. Les moments.....	74
6.5.3. Les efforts tranchants.....	77

Chapitre 7 : modélisation et comparaison

7.1.Introduction	81
7.1.Présentation de logiciel.....	81
7.2.La modélisation.....	81
7.3.1.Modélisation de la poutre.....	82
7.3.2. Modélisation de la dalle.....	83
7.3.4.Définition de différents cas de charge.....	83
7.3.4.1.de charge A(L) 01 voie chargée	83
7.1.1.Modélisation du tablier	83
7.3.4.1.Sous système Bc 02 voies chargée.....	84
7.3.4.2.Système militaire Mc120	84
7.3.4.4.Charge exceptionnelle D240	85
7.3.5.Valeur des moments fléchissant réels	85
7.3.6.Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT.....	87

Chapitre 8 : Etude de la dalle et l'entretoise d'about

8.1.Introduction	89
8.2.Calcul du Ferrailage de l'hourdis	89
8.2.1.Etude de la flexion transversale	89
8.2.2.Etude de la flexion longitudinale.....	91
8.3.Schéma de ferrailage de la dalle.....	93
8.2.Étude de l'entretoise d'about	94
8.2.1.Calcul de l'entretoise	94
8.4.2.Calcul de l'entretoise	94

8.4.2.1 Calcul des sollicitations	95
8.4.2.2 Emplacement des vérins.....	95
8.4.3 Ferrailage de l'entretoise	97

Chapitre 09: Etude de la précontrainte

9.1. Introduction	102
9.1.1. Histoire du béton précontraint.....	102
9.1.2. Le principe de la précontrainte	102
9.1.3. Types De Précontrainte.....	102
9.2. Dimensionnement de la précontrainte	104
9.2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre.....	104
9.2.2. L'effort de précontraint minimum	104
9.2.3. Calcul du nombre des câbles	105
9.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension	106
9.2.5. Principe de positionnement des câbles	107
9.2.6. Distribution constructive des câbles	107
9.2.6.1. La disposition des câbles à l'about.....	107
9.2.6.2. Disposition des câbles à mi travée.....	109
9.2.7. Les traces des câbles.....	109
9.2.8. Câble moyen fictif.....	114
9.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes	115
9.3. Les pertes et des chutes des tensions.....	122
9.3.1. Introduction	122
9.3.2. Les pertes instantanées.....	122
9.3.3. Les pertes différées	136
9.4. Vérification des contraintes normales	129
9.4.1. La vérification des contraintes	138

9.4.2.Ferraillage passif longitudinal.....	142
9.4.3.Ferraillage passif transversal (armatures du talon	143
9.4.4.Justification aux E.L.U.....	144
9.5. Justifications des contraintes tangentielles	150
9.5.1.Introduction	150
9.5.2.Justification à l'E.L. S.....	150
9.5.3.Justifications à l'E.L. U.....	153
9.6.Ferraillage de la poutre.....	160

Chapitre 10:Calcul des déformations

10.1. Introduction	162
10.2. Flèche et contre flèche	162
10.2.1.Flèche due au poids propre.....	162
10.2.2.Flèche due à la surcharge.....	162
10.2.3.Contre flèche	162
10.3. Calcul des rotations	164
10.3.1.Sous le poids propre	164
10.3.2.Sous les surcharges	176
10.3.3.Sous la précontrainte.....	164
10.4. Rotation résultante	165
10.5. Calcul des déplacements d'appuis	165
10.5.1.Déplacement du à la rotation.....	165
10.5.2.Déplacement du au retrait	165
10.5.3.Déplacement du au fluage.....	165
10.5.4.Déplacement du a la variation de la température	165
10.5.5.Déplacement total	165
10.6.Conclusion	165

Chapitre 11:Les équipements

11.1.Introduction	166
11.2.L'étude des équipements	166
11.2.1. Les appareils d'appuis	166
11.2.1.1.Les appareils d'appuis en élastomère fretté	166
11.2.1.2.Dimensionnement	166
11.2.1.3.Répartition des efforts sur les appuis	167
11.2.1.3.1Action dynamique (efforts du au freinage)	167
11.2.1.3.2 Effort due au vent.....	169
11.2.1.3.3. Effort due au séisme	169
11.2.1.3.4. Effort due à la déformation (déplacements)	169
11.2.1.4. Vérification des appareils d'appui	169
11.2.1.4.1. Calcul des contraintes de cisaillement1	169
11.2.2.Les dés d'appuis	168
11.2.2.1. Fonctions des dés d'appuis	168
11.2.2.2. Dimensionnement des dés d'appui	168
11.2.2.3. Ferrailage de dé d'appui	168
11.2.3.Les joints de chaussées	174
11.2.3.1. Les différents types de joint	175
11.2.3.1Evacuation des eaux	175

Chapitre 12:Etude de la pile

12.1.Introduction	176
12.2.Pré dimensionnement de la pile.....	176
12.3.Calcul de la pile.....	177
12.3.1. Répartition des charges et surcharges	180
12.3.1.1. Charge permanente	180
12.3.1.2. Surcharges.....	180

12.3.1.3. Les efforts horizontaux	185
12.3.2. Etude du chevêtre	187
12.3.2.1. Calcul des sollicitations	188
12.3.2.2. Ferrailage du chevêtre	190
12.3.2.3. Etude de la torsion du chevêtre	192
12.3.2.4. Schéma de ferrailage	194
12.3.3. Etude du fût	195
12.3.3.1. Calcul des sollicitations	195
12.3.3.2. Calcul des combinaisons	198
12.3.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut	200
12.3.3.4. Calcul de ferrailage fut	201
12.3.3.5. Schéma de ferrailage de fu	202
12.3.4. Etude de la semelle	203
12.3.4.1. Calcul des charges	203
12.3.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile	204
12.3.4.3. Ferrailage de la semelle	208
12.3.4.4. Schéma de ferrailage de la semelle	210
12.3.5. Etude des pieux sous pile	211
12.3.5.1. Ferrailage des pieux	211
12.3.5.2. Schéma de ferrailage du pieu	211

Chapitre 13: Etude de la culée

13.1. Introduction	212
13.2. Choix de la morphologie	212
13.3. Dimensionnement des éléments de la culée	214
13.3.1. Le sommier d'appui	21
13.3.2. Le mur garde grève	214
13.3.3. Le corbeau	214

13.3.4. Le mur frontal	215
13.3.5. Le mur en retour	215
13.3.6. La dalle de transition.....	215
13.3.7. La fondation	215
13.4. Vérification de la stabilité de la culée	215
13.4.1. Détermination des centres de gravité des éléments de la culée	217
13.4.2. Calcul des sollicitations	217
13.4.3. Vérification de la stabilité	221
13.4.3.1. Vérification de non renversement	221
13.4.3.2. Vérification de non glissement	221
13.4.4. Etapes d'exécution de la culée	221
13.4.5. Conclusion	222
13.5. Etude ferrailage des éléments de la culée	223
13.5.1. Mur garde grève	223
13.5.1.1. Evaluation ses efforts	223
13.5.1.2. Combinaison des moments	225
13.5.1.3. Calcul des armatures	225
13.5.2. Dalle de transition	227
13.5.2.1. Les sollicitations	227
13.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant	227
13.5.2.3. Ferrailage de la dalle de transition	229
13.5.3. Le corbeau	231
13.5.3.1. Ferrailage	232
13.5.4. Mur en retour	234
13.5.4.1. Étude des sollicitations	234
13.5.4.2. Les combinaisons	236
13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour	236

13.5.4.4. Evaluation des efforts	237
13.5.4.5. Ferrailage	239
13.5.4.6. Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale)	240
13.5.4.7. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive).....	242
13.5.5. Mur frontal	244
13.5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal	244
13.5.5.2. Vérification du flambement de mur.....	250
13.5.5.3. Calcul des armatures.....	250
13.6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée.....	252
13.6.1. Les sollicitation	252
13.6.2. Combinaison	258
13.6.3. Effort revenant à chaque pieu	259
13.6.4. Calcul du ferrailage.....	260
13.6.5. Schéma de ferrailage	262
13.7. Etude de ferrailage des pieux sous culée	263
Conclusion générale	

LISTES TABLEAUX

Liste des tableaux

Chapitre 01 : introduction et conception

Tableau 1.1. Les possibilités des ponts en fonction de la longueur	07
Tableau 1.2. Analyse multicritère	09

Chapitre 4 : calcul des charges et surcharges

Tableau 4.1. Poids revenant à chaque poutre	36
Tableau 4.2. La classe du pont	37
Tableau 4.3. Valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	38
Tableau 4.4. Charge A (L) par voie	38
Tableau 4.5. Valeurs de coefficient.....	39
Tableau 4.6. Charges de Bc par essieu.....	40
Tableau 4.7. Charges de Bt par essieu	41

Chapitre 6 : répartition transversale des efforts

Tableau 6.1: les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.55$	61
Tableau 6.2. Les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.60$	61
Tableau 6.3: les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.59$	62
Tableau 6.4: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.55$	62
Tableau 6.5: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.6$	63
Tableau 6.6: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.596$	63
Tableau 6.7: Les valeurs de K_α pour $\theta=0.59$	64
Tableau 6.8: Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 1	65
Tableau 6.9: Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 2	65
Tableau 6.10: Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 3.....	66
Tableau 6.11: Tableau récapitulatif des K_α	66
Tableau 6.12: les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0.50$	67
Tableau 6.13: les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0.60$	67
Tableau 6.14: les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0.59$	68
Tableau 6.15: les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0.50$	68
Tableau 6.16: les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0.60$	68

Tableau 6.17: les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.59$	69
Tableau 6.18: les valeurs de ε_α pour $\theta=0.59$	69
Tableau 6.19: Les valeurs ε_α Pour la poutre 1.....	70
Tableau 6.20: Les valeurs ε_α Pour la poutre 2.....	70
Tableau 6.21: Les valeurs ε_α Pour la poutre 3.....	70
Tableau 6.22: Tableau récapitulatif des ε_α	70
Tableau 6.23: les valeurs de $(\left[\varepsilon \right]_{(1)})^-$ pour $\theta=0.50$	71
Tableau 6.24: les valeurs de $(\left[\varepsilon \right]_{(1)})^-$ pour $\theta=0.60$	71
Tableau 6.25: les valeurs de $(\left[\varepsilon \right]_{(1)})^-$ pour $\theta=0.59$	72
Tableau 6.26: les valeurs de $(\left[\varepsilon \right]_{(\alpha)})^-$ pour $\theta=0.59$ et $\alpha=0.179$	72
Tableau 6.27: Les valeurs $(\left[\varepsilon \right]_{(\alpha)})^-$ Pour la poutre 1.....	72
Tableau 6.28: Les valeurs $(\left[\varepsilon \right]_{(\alpha)})^-$ Pour la poutre 2.....	73
Tableau 6.30: Tableau récapitulatif des $(\left[\varepsilon \right]_{(\alpha)})^-$	73
Tableau 6.29: Les valeurs $(\left[\varepsilon \right]_{(\alpha)})^-$ Pour la poutre 3.....	73
Tableau 6.32: Les valeurs des moments dans les différentes poutres à $X=0.5L$	74
Tableau 6.33: Les valeurs des moments maximums dans les différentes poutres	75
Tableau 6.34: La poutre la plus sollicitée	75
Tableau 6.35: Combinaison des moments ELU	76
Tableau 6.37: Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à $X=0.0L$	76
Tableau 6.36: Combinaison des moments ELS	76
Tableau 6.38: Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à $X=0.25L$	77
Tableau 6.39: La poutre la plus sollicitée	77
Tableau 6.41: Combinaison à ELS	78
Tableau 6.40: Combinaison à ELU.....	78
Tableau 6.42: Les combinaisons max des moments dans chaque poutre	79
Tableau 6.43: Les combinaisons max des efforts dans chaque poutre	79

Chapitre 09 : Etude de la précontrainte.

Tableau 9 .1. Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L)	104
---	-----

Tableau 9.2. Longueurs des câbles	114
Tableau 9.3: Position de câble moyen.	115
Tableau 9.4. Les distances du point d'application	117
Tableau9.5. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=0.00m$	118
Tableau 9.6. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=1.00m$	118
Tableau 9.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=10m$	119
Tableau 9.8. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=20m$	119
Tableau 9.9. Différentes valeurs de $\alpha(rd)$	123
Tableau 8.10. Les longueurs L_x en (m)	123
Tableau 9.11. Les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPa)	123
Tableau 9.12. Calcul de la longueur du câble.	124

Chapitre 12 : Etude de la pile.

Tableau12.1. Répartition des surcharges (une seule travée chargée).....	184
Tableau12.2. Répartition des surcharges (deux seule travée chargée).....	185
Tableau12.3. Combinaison des charges et surcharges en ELU et ELS.....	187
Tableau12.4. Réaction dues aux surcharges.....	196
Tableau12.5. Combinaison01 et 02.....	196
Tableau12.6. Combinaison 03 et 04.....	197
Tableau.12.7. Combinaison01 et 02 en ELU.....	199
Tableau12.8 : combinaison 01 et 02 en ELS.....	200
Tableau.12.9. Combinaison 03 et 04.....	205
Tableau 12.10. Combinaison 01 et 02 en ELS.....	206
Tableau.12.11. Combinaison 03 et 04.....	206

Chapitre 13 : Etude de la culée

Tableau13.1. M_r et M_s appliqués sur la culée à vide et avec remblais	219
Tableau13.2. M_r dû à la poussée des terres et aux surcharges.....	220

LISTES FIGURES

Liste des figures

Chapitre 01 : introduction et conception

Figure 1.1. Plan de situation.....	01
Figure 1.2. : Coupe géologique d'un sondage.....	03
Figure 1.3. Vue en long du viaduc	05
Figure 1.4. Profil en travers du viaduc	06

Chapitre 02: caractéristiques des matériaux

Figure 2.1. Diagrammes Contrainte Déformation du béton.	11
Figure 2.2. : Diagramme contrainte-déformation de l'acier de BA.....	13
Figure 2.3 : diagramme contrainte-déformation des aciers actifs	15

Chapitre 03: pré dimensionnement du tablier

Figure-3.1 : Coupe transversale d'une poutre	17
Figure 3.2 : géométrie de la dalle	20
Figure 3.3 : l'entretoise d'about.....	21
Figure.3.4. Coupe transversale du tablier (droit).....	22
Figure 3.5. Section intermédiaire de la poutre seule	25
Figure 3.6: Section intermédiaire avec hourdis de la poutre seule.....	26
Figure.3.7: section d'about de la poutre seule.....	28
Figure.3.8: Section d'about de la poutre avec hourdis.....	31

Chap4 : calcul les charge et sur charge

Figure 4.1. Coupe transversale droite de la dalle	32
Figure 4.2. Vue latérale de la poutre en béton précontraint	33
Figure 4.3. L'entretoise <i>d'about</i>	34
Figure 4.4. Coupe transversale du trottoir	35
Figure 4.5. Largeur de poids revenant à chaque poutre	36
Figure.4.6. schémas du système Bc.....	39
Figure 4.7. Schémas du système Bt.....	41
Figure 4.8. Schémas du système Mc120	42
Figure.4.9. schéma du système D240.....	42

Chapitre 6 : répartition transversal des efforts

Figure 6.1 : Une bande de 1 m de la dalle	58
Figure 6.2. La position des poutres	65

Chapitre 07 : Modalisation et comparaison.

Figure 7.1. Choix de l'affaire81
Figure7.2.section d'about.....	.82
Figure7. 3.sectionintermediare.....	.82
Figure 7.9.ChargeexceptionnelleD240	85
Figure7.10:Momentmaxàl'E.L.U	88
Figure7.11:Moment maxà L'E.L.S88

Chapitre 08 : Etude de la dalle et l'entretoise d'about.

Figure8.1. Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle	89
Figure8.2. Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle	91
Figure8.3. Schéma de ferrailage de la dalle	93
Figure8.4. Dimensions de L'entretoise	94
Figure8.5. Schémadeferrailagede l'entretoise.....	101

Chapitre 09 : Etude de la précontrainte.

Figure 9.1. Précontrainte par pré tension.....	103
Figure9.2. Précontrainte par post-tension.....	103
Figure9.3. Disposition des câbles à mi travée	109
Figure9.4. Trace de câble à l'extrados.....	109
Figure9.5.Trace de câble à l'intrados	110
Figure9.6.Diagramme des contraintes normales (phase5).....	143
Figure9.7. Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant	144
Figure9.8. Diagramme de la contrainte à L'ELU.....	145
Figure .9. Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U Dans le cas d'une section partiellement comprimée	146
Figure9.10. Rupture du coin inférieur	158
Figure 9.11. Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation	159
Figure9.12.Le ferrailage de la poutre	161

Chapitre 10 : Calcul des déformations.

Figure10.1. Diagramme des moments dans une poutre	163
Figure 10.2. Diagramme des moments sous la précontrainte.....	163

Chapitre 11 : Les équipements.

Figure 11.1. Appareil d'appui en élastomère fretté.....	167
Figure 11.2. Appareil d'appuis.....	167
Figure 11.3. Dimension de l'appareil d'appui.....	172
Figure 11.4. Les dimensionne des dés d'appuis.....	173
Figure 11.5. Ferrailage de dés d'appuis	174
Figure 11.6. joint de chaussée type WPalu. 300	174
figure11. 7. Gargouille	175
Figure11.8. évacuation des eaux par gargouille	175

Chapitre 12 : Etude de la pile.

Figure 12.1. Coupe transversale B-B de la pile.....	178
Figure12.2. Coupe longitudinale A-A de la pile	179
Figure12.3. Vue en plan	180
Figure12.4. Partie qui travaille à la torsion	192
Figure12.5. Coupe transversale du chevêtre	192
Figure12.6. Schéma de ferrailage de la semelle.....	194
Figure12.7. Charges appliquées au fut	195
Figure12.8. Effet de flambement.....	201
Figure12.9. Ferrailage de fut	202
Figure12.10. Schéma de ferrailage de la semelle.....	210
Figure12.11. Schéma de ferrailage du pieu.....	211

Chapitre 13: Etude de la culée.

Figure 13.1. Coupe longitudinale dans la culée	213
Figure 13.2. Dimensionnement de la semelle	215
Figure 13.3. C.D.G des éléments de la culée.....	217
Figure 13.4. Schéma de ferrailage de corbeau	233
Figure 13.5. Schéma d'encastrement du mur en retour.....	237
Figure 13.6. Schéma du ferrailage du mur en routeur.....	243
Figure 13.7. Schéma de ferrailage de mur frontal.....	252
Figure 13.8. Schéma de ferrailage de la semelle.....	262
Figure 13.9. Schéma de ferrailage du pieu.....	264

NOTATION

Notation

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

✓ Principe :

Majuscules latines :

Elles désignent :

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

Minuscules latines :

Elles désignent :

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

Majuscules grecques :

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

Minuscules grecques :

Elles désignent :

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

Indices :

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

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

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

L'apostrophe :

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

✓ Indices :

Majuscules latines :

A : afférent aux actions accidentelles.

E : afférent aux séismes.

G : afférent aux charges permanentes.

P : afférent à l'action de la précontrainte.

Q : afférent à une action variable quelconque.

V : afférent à l'effort tranchant.

T : afférent aux actions dues aux variations de température.

W : afférent aux actions dues au vent.

Minuscules latines et abréviations :

a : ancrage.

b : béton.

c : compression.

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

e : limite d'élasticité.

i : initial ; instantané ; indice.

j : âgé de j jours ; indice.

lim : limite.

max : maximal.

min : minimal.

p : précontrainte.

r : retrait du béton ; rupture ; réduit.

réd : réduit.

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

ser : service.

t : transversal ; traction.

u : ultime.

✓ Notations

Notations en majuscules latines :

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

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

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

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

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

Ei : Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).
Ev : Module de déformation à long terme (E_{vj} pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours).
F : Force ou action en général.
G : Module d'élasticité transversal ; action permanente.
I : Moment d'inertie en général.
M : Moment en général ; moment fléchissant.
Mg : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.
Mq : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.
Mu : Moment de calcul pour l'état limite ultime.
Mser : Moment de calcul pour l'état limite de service.
N : Effort normal.
P : Action de la précontrainte.
Q : Action ou charge variable.
R : Réaction d'appui; force résultante.
S : Moment statique.
T : variations uniformes de température.
V : Effort tranchant.
W : Vent.

Notations en minuscules latines :

a : désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale; position longitudinale).
b : désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).
bo : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.
bn : épaisseur nette de l'âme d'une poutre.
b et **b'** : largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.
c : distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).
fe : limite élastique d'un acier pour armature passive.
fpe : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.
fpr : limite de rupture d'un acier.
fcj : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
fc28 ou **fc** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).
ftj : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

ft28 ou **ft** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).
h : hauteur totale d'une section.
j : nombre de jours.
k : coefficient en général.
l : longueur ou portée.
n : coefficient d'équivalence acier-béton; nombre entier.
q : densité de charge variable.
s : espacement des armatures en général.
st : espacement des armatures passives transversales.
st : espacement des armatures de précontrainte transversales.
t : temps.
u : périmètre; dimension.
x : coordonnée en général; abscisse en particulier.
y : ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.
z : coordonnée complémentaire à x et y ; bras de levier du couple de flexion.

Notations en minuscules grecques :

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

α (alpha) : angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.
 β (bêta) : angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.
 γ (gamma) : coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indiqué).
 δ (delta) : variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque).
 ξ (epsilon) : déformation relative.
 ξ_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.
 ξ_r : retrait du béton.
 θ (thêta) : température.
 λ (lambda) : coefficient sans dimension.
 μ (mu) : coefficient sans dimension.
 ν (nu) : coefficient de Poisson pour le béton.
 ξ (xi) : coefficient sans dimension.
 ρ_{1000} : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.
 σ (sigma) : contrainte normale.
 σ_b : contrainte du béton.

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

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

✓ **Autres notations et symboles**

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

✓ **Abréviations**

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

INTRODUCTION

GENERAL

Introduction générale

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies et des ponts.

D'une façon général on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas on distingue : pont route, pont rail, pont canal.

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre.

La construction d'ouvrages d'art connaît une activité significative à la faveur des programmes initiés pour répondre à des exigences socio-économique du pays. Ces réalisations témoignent du génie national qui se consacre d'avantage dans l'art de concevoir et de construire. Ce capital va certainement servir de source de référence au lancement des futurs grands projets

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

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

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

Dans le cadre du développement des réseaux routiers la direction des travaux publics de la wilaya de SKIKDA propose un aménagement de la route nationale N°3AB qui traverse safsaf sur plus de 16 Km ; pour cela la réalisation d'un pont a été proposé; la nécessité d'un tel ouvrage est justifiée en remplacement d'un tronçon jusqu'ici submersible.

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme MASTER en voies et ouvrage d'art est étude est le pré dimensionnement et la conception de l'ouvrage.

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 BARREE.
- 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 a été faite ;
- Le huitième chapitre est consacré à l'étude de la dalle et de l'entretoise d'about ;
- Le neuvième chapitre présente l'étude de la précontrainte ainsi que les vérifications qui correspondent aux différentes pertes des charges ;
- Le dixième chapitre est réservé au calcul des déformations et des déplacements au niveau d'appuis ;
- Le onzième chapitre présente le dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage à savoir ; appareils d'appui, dés d'appui et joins de chaussée. Les choix adoptés pour ces équipements ont été vérifiés par rapport aux normes et aux guides techniques ;
- Le douzième chapitre contient le dimensionnement de la pile ainsi que le calcul des différentes sollicitations agissantes sur cette dernière sous les charges appliquées (poids propre du tablier, tous les systèmes de charge,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle,...etc.) a été effectué, avec une présentation de tous les schémas de ferrailage. ;
- Le treizième chapitre présente le dimensionnement de la culée ainsi que le calcul des sollicitations agissantes sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (poids propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

Chapitre 01 :

Introduction et

Conception

1.1. Introduction

D'une manière générale, un pont est un ouvrage en élévation, permettant de franchir un obstacle naturel ou travail manuel (artificiel) : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc. la voie portée peut être une voie routière (pont-route), ferroviaire (pont-rail), cours d'eau (pont-canal), ou bien de passage piéton (passerelle), il est constitué de trois parties essentielles (la superstructure, les appareils d'appui, l'infrastructure).

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

1.2. But de l'étude

Le présent mémoire de fin d'étude consiste en étude d'un pont franchissant oued SAFSAF sur l'axe de l'évitement de la commune d'EL HARROUCH à la wilaya de Skikda.

L'objet de cette étude est le pré dimensionnement et la conception de l'ouvrage.

- Présentation des différentes variantes.
- Analyse multicritère

1.3. Position de l'ouvrage

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction des Tavaux publique de la wilaya de Skikda (DTP) c'est un pont route qui va assurer le franchissement d'oued safsaf Cette présente étude rentre dans le cadre du Dédoublment de la **RN 03** reliant EL HARROUCH et AZZABA



Figure 1.1. Plan de situation

1.4. Présentation de l'ouvrage

Notre ouvrage est un pont biais d'un angle de 66.67 grades qui couvre une longueur totale d'environ 96.4m; il est constitué de 2 travées identiques à poutres en béton précontrainte (post tension) de 40 m de longueur chacune et une largeur roulable de 7.45 donc c'est pont de première classe.

Généralement l'ouvrage est constitué de deux parties: La superstructure, L'infrastructure.

1.4.1. La superstructure

qui comprend :

- **La poutraison** : le pont est constitué de deux (02) travées dont chacune est constituée de six (06) poutres préfabriquées en béton précontraint en forme de T, d'une longueur égale à 40 m et d'une hauteur de 1,90 m, espacées de 1,7 m.
- **Le platelage** : c'est un hourdis en béton armé de 22 cm d'épaisseur, surmonté d'une couche de revêtement de 08cm d'épaisseur.
- **La chaussée** : comporte deux voies de circulation ayant une largeur de 3.725m ;

1.4.2. L'infrastructure

Les deux travées s'appuient sur deux culées et une pile.

- **Les culées** : elles définissent les origines du pont à chaque extrémité du tablier en assurant la transition entre la voie sur terre et la voie sur pont. Les deux culées sont des culées remblayées constituées par mur garde grève, mur de frontal, mures en retour, une dalle de transition et un corbeau arrière, elles sont fondées sur des fondations profondes (pieux de diamètre de 1,2 m) couronnées par une semelle.
- **Les piles** : sont des appuis intermédiaires, l'ouvrage repose sur une (01) piles composée d'un fût (rectangulaire) et d'un chevet de liaison.
Le pile sont fondée sur des pieux de diamètre de 1,20 m, couronnés par une semelle.
- **Les fondations** : en fonction de la nature du sol support, des fondations profondes sont retenues.
 - Le diamètre du pieu privilégié est de 1.2 m afin d'uniformiser la conception.
 - Le pourcentage de ferrailage minimum longitudinal des pieux est porté à 5 % A_b .
 - Semelle de liaison pour fondation profondes.
 - Un débord du périmètre de la semelle égale au diamètre du pieu est prévu par rapport à l'axe du pieu le plus proche.
 - Pour éviter l'effet de groupe dans les pieux d'une même semelle, un entraxe minimal de 3 est requis entre les pieux.

1.5. Conception de l'ouvrage

1.5.1. Données naturelles

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

1.5.2. Les données géotechniques

La reconnaissance géotechnique comporte plusieurs étapes successives pour pouvoir déterminer la portance du sol de fondation. L'intervention du Laboratoire des Travaux Publics de l'Est **LTPE** a porté sur site à la réalisation de deux sondages carottés allant jusqu'à 25m avec essais pressiométriques, les échantillons récupérés ont été soumis aux essais de

laboratoire (essais d'identification, essais mécaniques). Les deux sondages ont recoupé les formations suivantes :

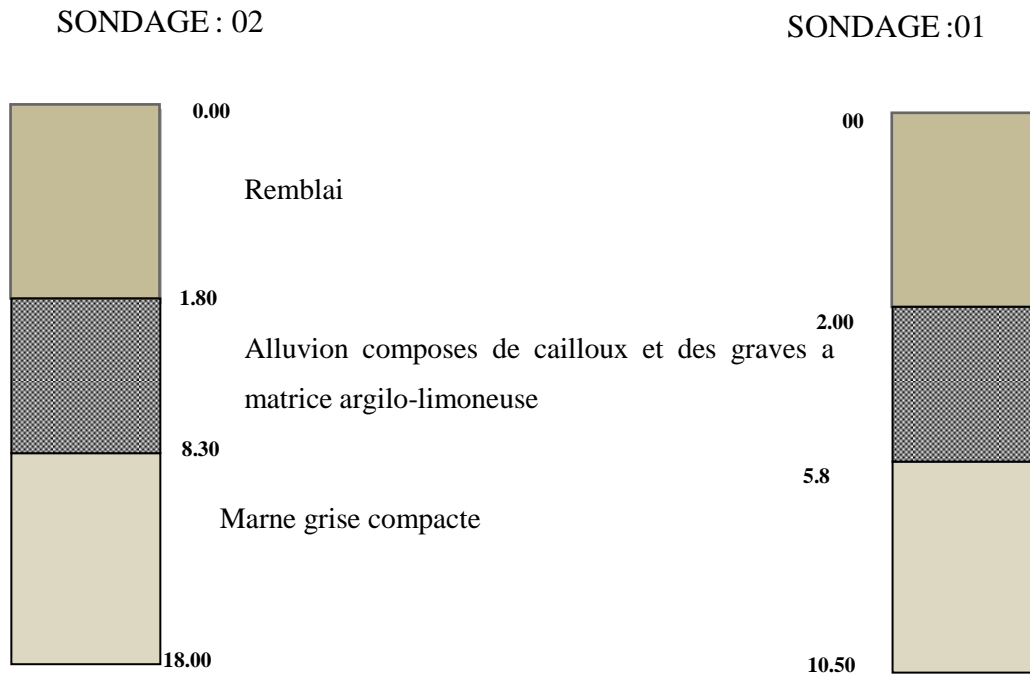


Figure 1.2. : Coupe géologique d'un sondage.

➤ Type de fondation recommandé

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

- Le diamètre du pieu privilégié est de 1.2 m;
- La profondeur des pieux est de 18 m.

1.5.3. Les données topographiques

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

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

1.5.4. Les données hydrologiques

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

1.5.5. Les données hydrauliques

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement, son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

Les principaux renseignements sont :

- Les plus hautes eaux connues (P.H.E.C) : pour déterminer le profil en long de l'ouvrage.
- Les plus hautes eaux navigables (P.H.E.N): pour des rivières navigables
- Les plus basses eaux ou étiage:

La connaissance des niveaux de l'eau n'est généralement pas suffisante, certaines données purement hydrauliques peuvent être indispensables pour aborder l'étude d'un phénomène correspondant à un danger réel pour les ponts qui est le phénomène d'affouillement autour des piles (pour les piles des ponts implantées dans un cours d'eau.)

1.5.6. Les données climatiques

a) Effet du séisme

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux dus à une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque égale $0.2g$ à et une composante verticale égale à $\pm 0.06g$ telle que g est l'accélération de la pesanteur.

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.

b) Effet de la 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.

c) 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).

1.5.7. Données fonctionnelles

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

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière ou ferroviaire. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de ladite opération. Le cadre du projet est donc fixé, et il n'est pas toujours possible de tant soit peu le modifier, car le coût du pont

est souvent faible devant celui de l'opération. Toutefois, en site urbain ou lorsque se posent des problèmes majeurs de fondations, le choix du tracé doit impérativement tenir compte des ouvrages dont le coût relatif peut alors être exceptionnellement élevé.

1.5.8. Données relatives à la voie portée

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

1.5.8.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, notre ouvrage est un biais de 66.67 grade

Pour notre cas, la géométrie de l'ouvrage a une longueur de 96.4 m.

1.5.8.2. Profil en long

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

Pour notre ouvrage :

- Il traverse une brèche sur une longueur de 96,4 m, les éléments porteurs pour notre ouvrage ont des hauteurs qui se varient entre 5 et 15 m.

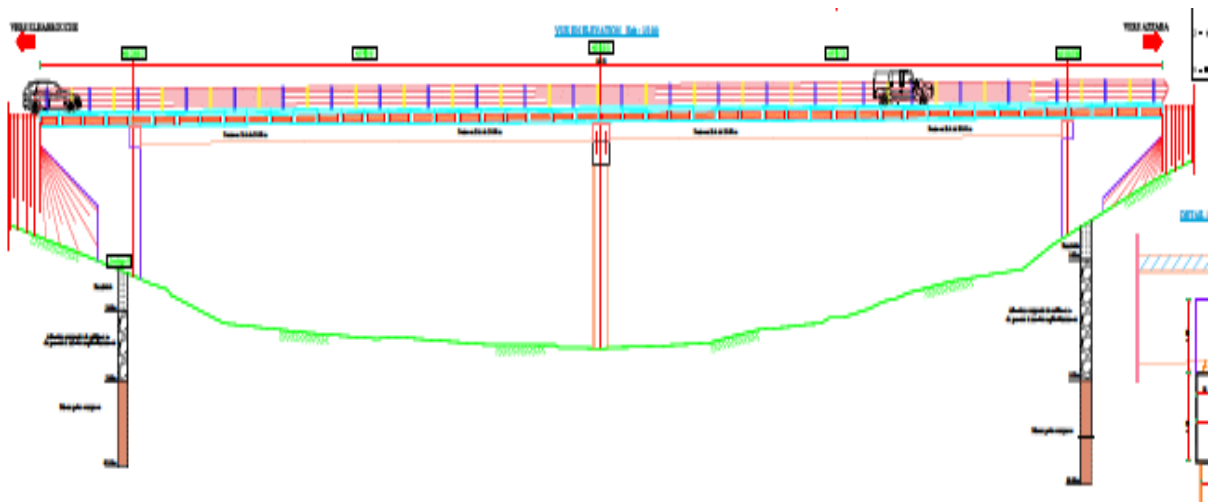


Figure 1.3. Vue en long du viaduc.

1.5.8.3. Profil en travers

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

Le profil en travers de notre ouvrage est comporte:

- Une largeur totale de 10.05 m droit et e 11.61 m biais (angle 66.67 grade).
- Une chaussée comportant deux voies de 3.725 m chacune.

- Une dalle de béton armé de 22 cm d'épaisseur.
- Revêtement en béton bitumineux de 08 cm d'épaisseur
- La chaussée présente un devers unique de 2.5 %.
- six 06poutres préfabriquées en béton précontraint de 1.90 m d'hauteur.

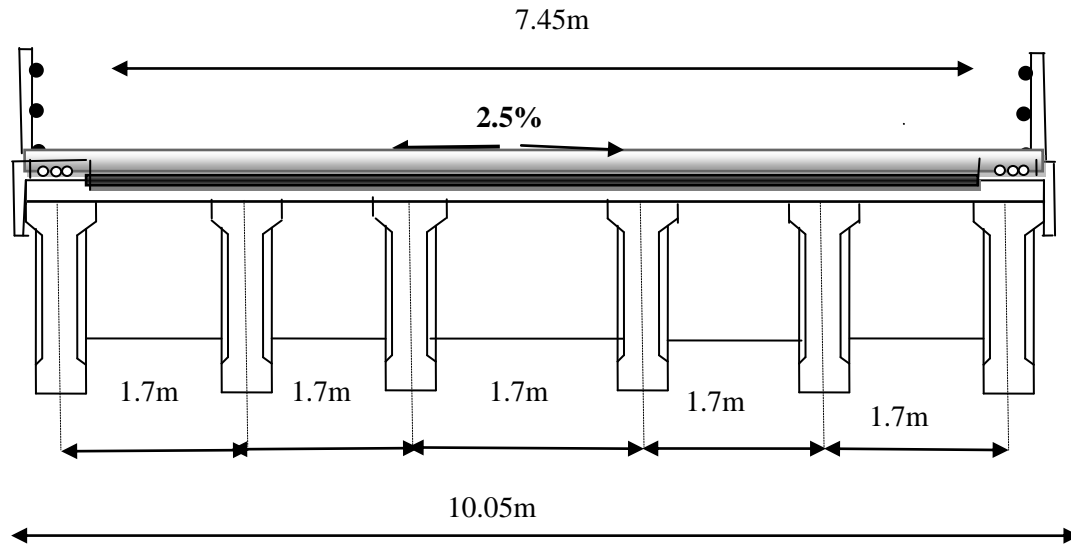


Figure 1.4. Profil en travers du viaduc.

1.5.9. Données relatives à l'obstacle franchi

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

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

1.6. Choix du type d'ouvrage

L'objectif : est de déterminer le type d'ouvrage le plus technico-économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. L'examen de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent en première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

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

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

La portée (m)	<20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	>300m
Les solutions probables	-Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint	-Pont dalle à encorbellement -Pont mixte a poutres métalliques -Pont a poutres en béton précontraint	-Pont en béton -Précontraint Construit encorbellement -Pont a poutre continue en acier -Pont a hauban	- Pont suspendu -Pont a hauban

Tableau 1.1. Les possibilité des ponts en fonction de la longueur

1.6.1. Les variante possible

1.6.1.1. Variantes 01 :(Les ponts à poutre en béton armé)

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

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

➤ Les avantages

- Nécessite un entretien réduit par rapport aux ponts métalliques ou mixtes.
- Economique du point de vue de consommation du matériau.
- Pour les portées moyennes ou faibles, ils sont les plus économiques.

➤ Les inconvénients

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

1.6.1.2. Variante 02 :(Ponts à poutres en béton précontraint)

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes à celles produites par les charges qui le solliciteront. En béton précontraint, le traitement consiste à pré comprimé certaines zones du béton pour le rendre capable de résister aux charges extérieures (à la traction) .

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

➤ **Les avantages**

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

➤ **Les inconvénients**

- Poids très important..
- 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.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

1.6.1.3. Variante 0 3 :(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.

1.6.1.4. Variante 04 :(Pont a caisson ferme)

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage .Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par traçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée a l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors auto porteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant Lore ce que tous les tronçons ont été

Confectionnes, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

➤ Les avantages

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de ponts est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

➤ Les inconvénients

- Les ponts construits par encorbellement successifs présentent des difficultés de Calcul inhabituel, le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que Celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

1.6.2. Analyse multicritère des variantes possible

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

Tableau 1.2.Analyse multicritère

Indices d'appréciations :

(+) : favorable

(-) : peu favorable

1.7. Conclusion

Après la comparaison des quatre variantes nous prenons la variante « pont à poutres préfabriquées; post tension », il est plus adaptée que les trois autres sur le site vu les avantages cités précédemment.

Chapitre02 :
caractéristique des
Matériaux

2.1. Introduction

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés ; le béton et l'acier. Les règlements B.A.E.L91 et B.P.E.L91 utilisent les états limites, l'état limite ultime (E.L.U) concernant le non ruine de l'ouvrage et l'état limite de service concernant sa durabilité. Dans nos calculs, on se base sur ces deux règlements donc les caractéristiques des matériaux dépendent de ces lois.

2.1. Caractéristiques des matériaux

2.2.1. Le béton

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants (SIKA) il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .

Le béton est dosé à 400 kg/m de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

Densité : La masse volumique du béton armé : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

On définit pour le béton les caractéristiques mécaniques suivantes

a. Résistance à la compression

Selon les règles de BAEL et BPEL, pour un béton âgé de j jours, on a

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

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

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

Dans notre projet on a

$$f_{c28} = 45 \text{ Mpa} \text{ Pour le béton de la poutre.}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ Mpa} \text{ Pour le béton de la dalle, piles, culée, voiles et les pieux.}$$

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.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 45 = 3,3 \text{ Mpa} \text{ Pour le béton de } f_{c28} = 45 \text{ Mpa} :$$

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

c. Contrainte de calcul à l'E.L.U

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

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$\gamma_b = 1,5$ En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ En situations accidentelles.

D'où

$f_{bu} = 25,50 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 45 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 33,26 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 45 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 15,30 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 19,95 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

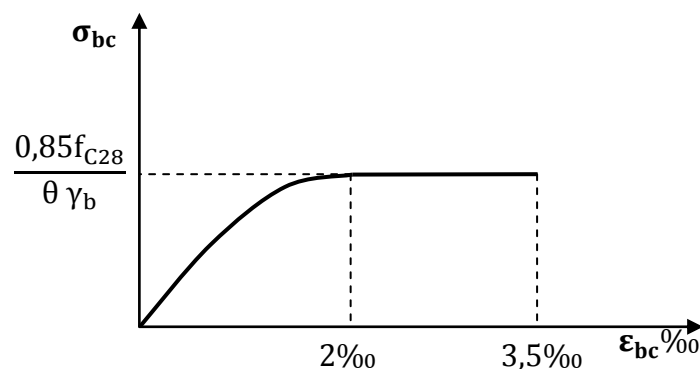


Figure 2. 1. Diagrammes Contrainte Déformation du béton.

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

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

(En construction)

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

$$\sigma_b = \begin{cases} 27 \text{ Mpa} & \text{si } f_{c28} = 45 \text{ Mpa.} \\ 16,2 \text{ Mpa} & \text{si } f_{c28} = 27 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

(En service)

$$\sigma_b = 0,5 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \begin{cases} 22,5\text{Mpa} & \text{si } f_{c28} = 45 \text{ Mpa.} \\ 13,5\text{Mpa} & \text{si } f_{c28} = 27 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

e. Déformations longitudinales « E »

• Module de déformation instantanée (court durée)

Dans sa déformation longitudinale, le béton ne suit pas la loi de Hooke (proportionnalité des contraintes et des déformations). Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 h**, on admet, à défaut de mesures directes, qu'à l'âge de **j** jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}. \quad E_{ij} = \begin{cases} 39125,82\text{Mpa} & \text{pour } f_{c28} = 45 \text{ Mpa.} \\ 33000\text{Mpa} & \text{pour } f_{c28} = 27 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

• Module de déformation différée (longue durée)

Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales différées (complémentaires) dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte ; il y correspond un module de déformation E_{vj} donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}. \\ E_{vj} = \begin{cases} 13160,50\text{Mpa} & \text{pour } f_{c28} = 45 \text{ Mpa.} \\ 11100\text{Mpa} & \text{pour } f_{c28} = 27 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

f. Déformation transversale du béton

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

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

ν : Coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

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

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

2.2.2. L'acier

2.2.2.1. Aciers de béton armé

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe FeE400 ou FeE500. Ils sont caractérisés par :

a. Limite d'élasticité

Elle est notée f_e . Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe F_eE40 dont la limite élastique égale à 400 Mpa, sauf les pieux qui sont construits par un acier de classe FeE500sa limite élastique est de 500 MPa.

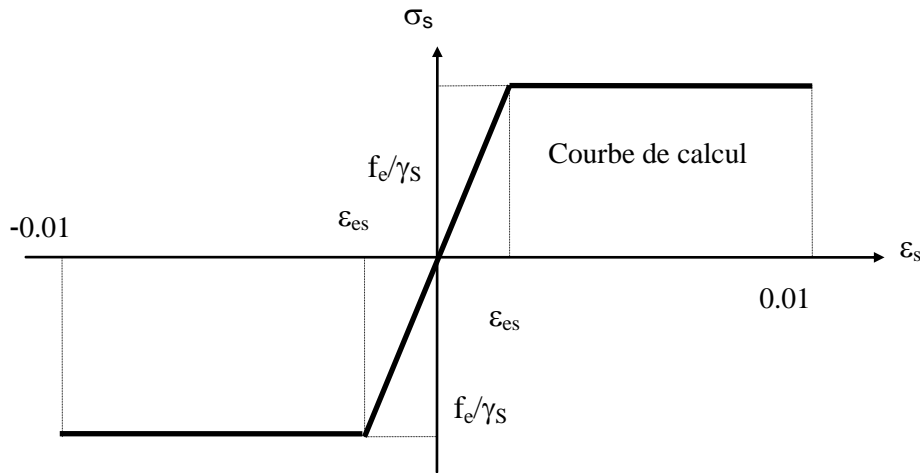


Figure .2.2. : Diagramme contrainte-déformation de l'acier de BA

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa.}$$

c. Contrainte limite de traction

➤ E.L.U :

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\gamma_s = 1 \text{ En situation accidentelle.}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ En situation durable ou transitoire.}$$

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$$

➤ E.L.S

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration

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

$$\text{- En fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right).$$

$$\text{- En fissuration très préjudiciable } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right).$$

$$\eta = 1 \quad \text{Pour les treillis soudés et les ronds lisses.}$$

$$\eta = 1,6 \text{ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.}$$

2.2.2.2. Acier de béton précontraint

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

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ils sont de classe FeE40.

Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

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

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

On trouve les armatures actives sous trois formes :

➤ **Fils**

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

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

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

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

12,5 mm (fréquemment désigné par T13).

12,9 mm (T13S).

15,2 mm (T15).

15,7 mm (T15S).

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

➤ **Barre**

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

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

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

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

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

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

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

➤ **La limite élastique**

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

➤ **Module de Young**

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

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

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

➤ **Diagramme contraintes-déformation**

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

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

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

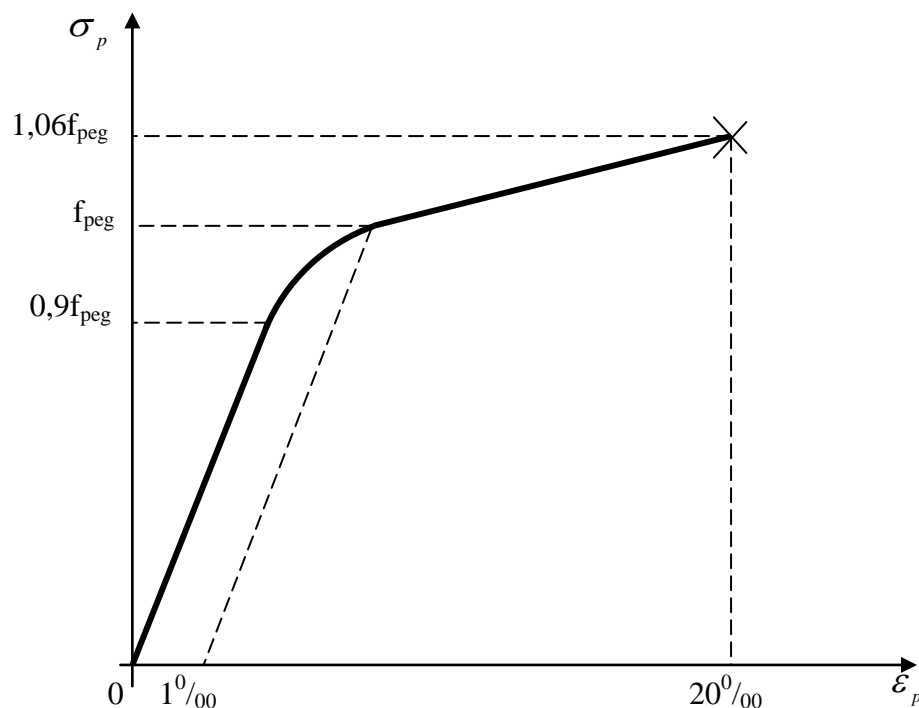


Figure 2.3 : diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

➤ **Pour notre projet**

Les caractéristiques des aciers actifs utilisés dans ce projet sont :

➤ **Caractéristiques géométriques**

- Section nominale de l'acier : $A_p = 150\text{mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : $\varnothing = 80\text{mm}$.

➤ **Caractéristiques mécaniques**

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1800\text{Mpa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1600\text{Mpa}$.
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
- Recul d'ancrage : $g = 6\text{mm}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\% \text{ TBR}$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ Mpa}$.

Chapitre03 :

Pré –dimensionnement

Du tablier

3.1. Introduction

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

Le pont qu'on va étudier est constitué de deux types de tablier :

- Tablier avec des poutres en béton précontraint (BP).
- Tablier avec des poutres en béton armé (BA).

Dans ce chapitre, on s'intéresse au tablier dont les poutres sont en béton précontraint et au dimensionnement de ses éléments.

3.2. Pré dimensionnement des éléments du tablier

3.2.1. Pré dimensionnement de la poutre

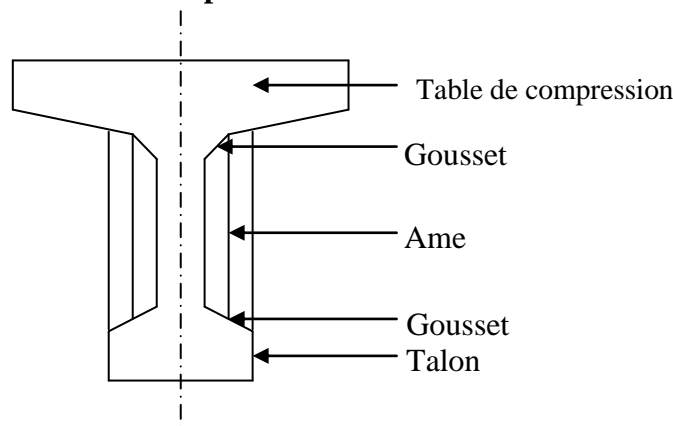


Figure-3.1- : Coupe transversale d'une poutre.

a) L'espacement entre axes des poutres (λ)

L'espacement entre axes des poutres est compris entre 1,5 et 2,5 m. ($1,5 \leq \lambda \leq 2,5m$.)

Donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 1,4m$ mais il peut y'avoir des changements après la définition des différents paramètres de la poutre.

$$\lambda = 1,7m.$$

b) Nombre de poutres (N)

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante (SETRA) :

$$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

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

$$L_a = 8,5m.$$

$$N = \frac{8,5}{1,7} + 1 = 6.$$

$$N = 6 \text{ poutres.}$$

c) Hauteur des poutres

Généralement, l'élancement optimal L/H des poutres en post-tension se situe entre 16 et 22 ;

Avec L : est la longueur d'une travée.

H : la hauteur des poutres.

On a une longueur maximale des poutres de 24,7 m, donc :

$$\left(\frac{L}{20}\right) - 0,2 \leq H_t \leq \left(\frac{L}{20}\right) + 0,5 \quad \text{d'ou} \quad 1,8 \leq H_t \leq 2,5.$$

$$L=40$$

On fixe la hauteur des poutres : $H_t = 1,9m$.

d) Largeur de talon (L_t):

Les dimensions du talon sont commandées à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'enrobage des câbles de précontrainte.

$$40 \leq L_t \leq 70cm \quad \text{Soit} \quad L_t = 65cm.$$

e) Épaisseur du talon (e_t)

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

$$e_t = 0,25m.$$

f) Largeur de la table de compression (b)

La largeur de la table de compression $b > 0,6H_t$ avec $H_t = 1,9m$.

Donc $b > 1,14m$; et comme les poutres ont la forme **I** et l'espacement entre leurs axes est de 1,7 m on prend : $b = 1,35m$.

g) Épaisseur de la table de compression (e)

Nous allons utiliser des poutres en **I** avec une hauteur de 1,7 m et un espacement entre leurs axes de 1,7m ; ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qui reprend les forces de compression : $10 < e < 15cm$. On prend : $e = 0,12m$.

h) Épaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0)

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour un meilleur emplacement des encrages des câbles de précontraints.

Donc généralement : $40 \leq b_0$

On prend : $b_0 = 0,65m$.

i) Épaisseur de l'âme à une section intermédiaire (b_0)

L'épaisseur de l'âme à une section intermédiaire de la poutre doit être moins important que l'épaisseur de l'âme à l'about parce que les efforts tranchants sont moins importants ;

Donc généralement $0,25 < b_0 < 0,35m$.

On fixe pour la section intermédiaire.

$$b_0 = 0,2m.$$

j) Goussets

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte. Cet angle est fixé entre 45° et 60° :

$$45^\circ < \alpha < 60^\circ$$

$$\alpha_1 = 45^\circ$$

➤ Gousset de la table de compression

$$\alpha_1 = 9,56^\circ \quad \Rightarrow \quad e_1 = 0,08m.$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \quad \Rightarrow \quad e_2 = 0,10m.$$

3.2.2. La dalle**3.2.2.1. Définition de la dalle (l'hourdis)**

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

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

3.2.2.2. Pré dimensionnement de la dalle

Dans les ponts biais, on définit pour la dalle deux types de dimensions ; qui sont les dimensions droites et les dimensions biaisées. Elles concernent la longueur et la largeur :

a) La longueur biaisée

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

$$L_{bi} = 40 \text{ m.}$$

b) La longueur droite

Elle est perpendiculaire à la ligne de l'appui : $L_{dr} = L_{bi} \times \sin 66,67_{gr}$:

$$L_{dr} = 34,64m.$$

c) La largeur droite

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont, elle est de 15m

$$l_{dr} = 10,05m.$$

d) La largeur biaisée

C'est la largeur parallèle à la ligne de l'appui : $l_{bi} = \frac{l_{dr}}{\sin 66,67_{gr}}$:

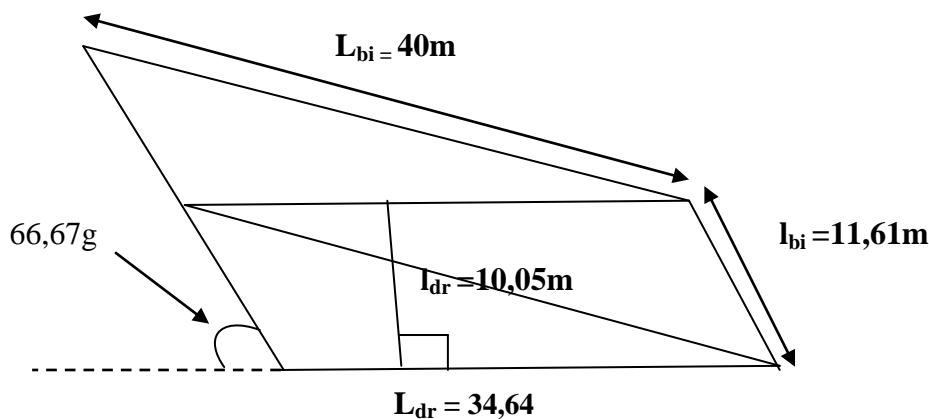


Figure .3.2 : géométrie de la dalle.

e) Épaisseur de la dalle

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversaux. L'épaisseur de la dalle (e_d) est $\geq \lambda / 15$. Avec $\lambda = 170$ cm

$$e_d = 0,22m.$$

3.2.3. Les entretoises

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement dont le rôle est de relier les poutres, s'opposer au leur déversement en assurant un contreventement transversal et de répartir les charges transversalement.

Une entretoise est constituée en deux parties :

- La première est réalisée de par et d'autre sur les poutres en constituant une amorce d'entretoise sous la table de compression de la poutre en béton précontraint.
- La deuxième relie les amorces des poutres adjacentes

D'après SETRA, l'épaisseur de l'entretoise est entre **25** et **30cm**, leur hauteur est dépendant de l'entretien des appareils d'appui puisqu'on doit ménager un espace suffisant entre elles et le chevêtre d'appui. Le minimum de cet espace est de **50cm**, mais le plus confortable est de **80cm**, on prendra donc :

$$e_{entret} = 30cm.$$

$$H_{entret} = 100cm$$

Dans ce projet, on a deux entretoises d'about ayant une section rectangulaire de 80cm de hauteur et de 30cm d'épaisseur, elles sont en béton armé et coulées en même temps que la dalle. Leurs axes longitudinaux sont parallèles à la ligne d'appui donc forment l'angle de 40gr avec les poutres en béton précontraint.

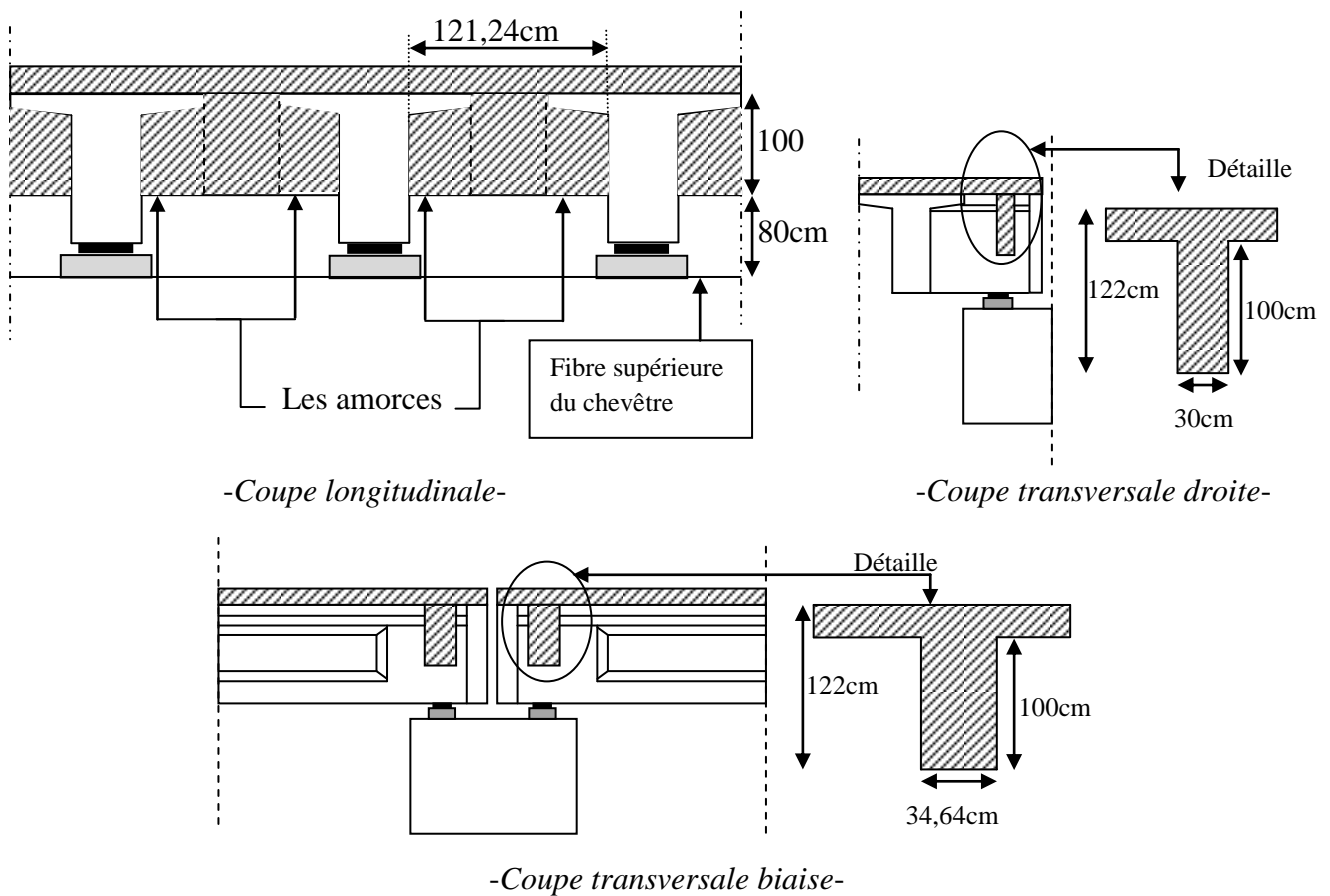


Figure .3.3 : l'entretoise d'about.

3.2.4. Equipements du tablier

3.2.4.1. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants par rapport à la chaussée. Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Sur les ponts des autoroutes, il n'y a pas de trottoir, seulement il faut prévoir un passage de service de 75 cm environ de largeur.

3.2.4.2. Les corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

On prévoit une corniche de 10 cm d'épaisseur.

3.2.4.3. Les dispositifs de retenus

Ils sont placés sur les bords des ponts pour retenir les piétons ou les véhicules en perdition. Selon la fonction on distingue :

a) Les glissières de sécurité

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les protégeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont; généralement, c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions sont normalisées.

b) Les garde-corps

Le rôle des garde-corps est de sécuriser les piétons sur les trottoirs et les véhicules circulant sur le pont, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique.

c) Les barrières

Leur rôle est de retenir les véhicules. Selon le poids et la vitesse du véhicule à retenir, les barrières sont classées en : barrières légères, barrières normales et barrières lourdes dont les barrières normales sont les plus utilisées.

3.2.5. Caractéristiques de pont

- Tracé en plan : pont biais d'un angle de **66,67gr**.
- La portée : la portée des poutres est de **39 m**
- Profil en travers : un devers unique de **2,5%**.
- Les poutres : **6** poutres de **40 m** de longueur et de **1,9m** de hauteur espacées de **1,7m**.
- La dalle : une largeur droite de **10m** et une épaisseur de **11,61cm**.
- Les entretoises d'about : **02** entretoises de hauteur de **100cm**.
- Trottoir avec corniche : une largeur de **1,30cm**.
- Dispositifs de retenus : un garde-corps.
- Chaussée : de deux voies de **3,725 m** chacune.
- Revêtement : en béton bitumineux de **8 cm** d'épaisseur.

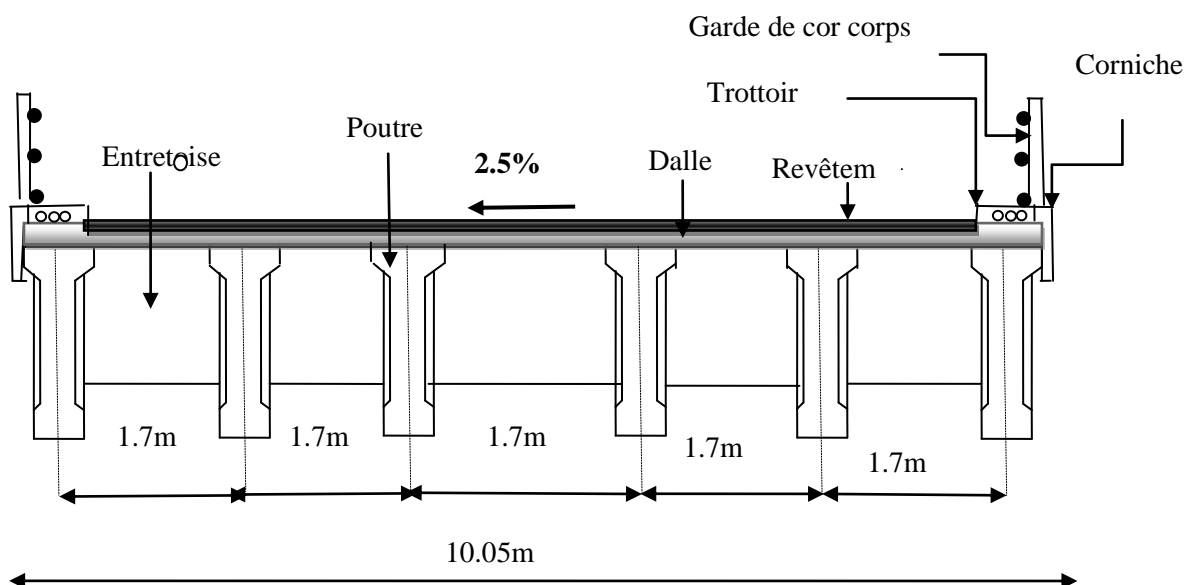


Figure.3.4. Coupe transversale du tablier (droit)

3.3. Caractéristiques géométriques de la poutre

3.3.1. Définitions

3.3.1.1 La section brute

Elle résulte le plan de coffrage, c'est la section du béton seul sans tenir compte des évidements, des conduits destinés à recevoir les câbles de précontrainte ou leurs encrages. Elle est utilisée pour calculer le poids propre des éléments de la structure et les différentes rigidités.

3.3.1.2. La section nette

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

On définit les caractéristiques brutes suivantes :

(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/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ .

S/Δ : Moment statique.

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

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

I_0 : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

r : rayon de giration.

ρ : rendement géométrique

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

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

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

$$V = H_t - V'.$$

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

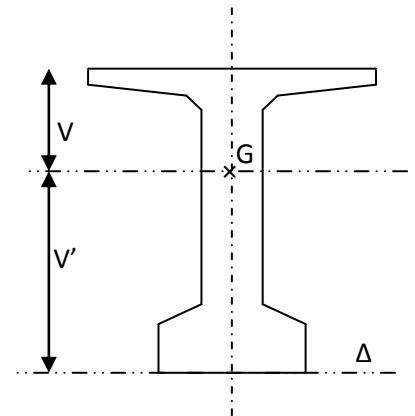
$$I_0 = \frac{x \times y^3}{36} \quad \text{pour une section triangulaire.}$$

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

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

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

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



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

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

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

3.3.2. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

3.3.2.1. Poutre seule

Désignation	dimension		B (cm ²)	Z (cm)	S/ Δ =B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/ Δ =I ₀ +B×Z ²
	x	y					
1x1	20	190	3800	95	361000	11431666,667	45726666,667
2x2	57,5	12	1380	184	253920	16560,000	46737840,000
3x2	47,5	8	380	175,33	66625,4	1351,111	11682782,493
4x2	10	8	160	174	27840	853,333	4845013,333
5x2	10	10	100	166,67	16667	555,556	2778444,446
6x2	22,5	22,5	506,25	32,5	16453,125	14238,281	548964,844
7x2	22,5	25	1125	12,5	14062,5	58593,750	234375,000
B brute			7451,25				
B nette			7078,69				
S/Δ brute					756568,03		
S/Δ nette					696042,58		
I/Δ brute							112554086,783
I/Δ nette							101298678,1

V	88,464 cm
V'	101,536 cm
I_G	35735408,513
ρ	53,4%
r²	4795,894 cm²

V	77,224 cm
V'	134,776 cm
IG	60520909,965
ρ	52,0%
r²	5407,878 cm²

b. Poutre de rive

Désignation	Dimension		B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ₂
	X	Y					
Section poutre			7451,25	101,53 6	756570,1 2		112554086, 8
Section hourdis	152,5	22	3355	201	674355	135318,333 3	135680673, 3
B brute			10806,25				
B nette			10265,93 8				
S/Δ brute					1430925, 12		
S/Δ nette					1316451, 11		
I/Δ brute							248234760, 116
I/Δ nette							215447810, 4

V	79,584 cm
V'	132,416 cm
IG	58756754,421
P	51,6%
r²	5437,294 cm²

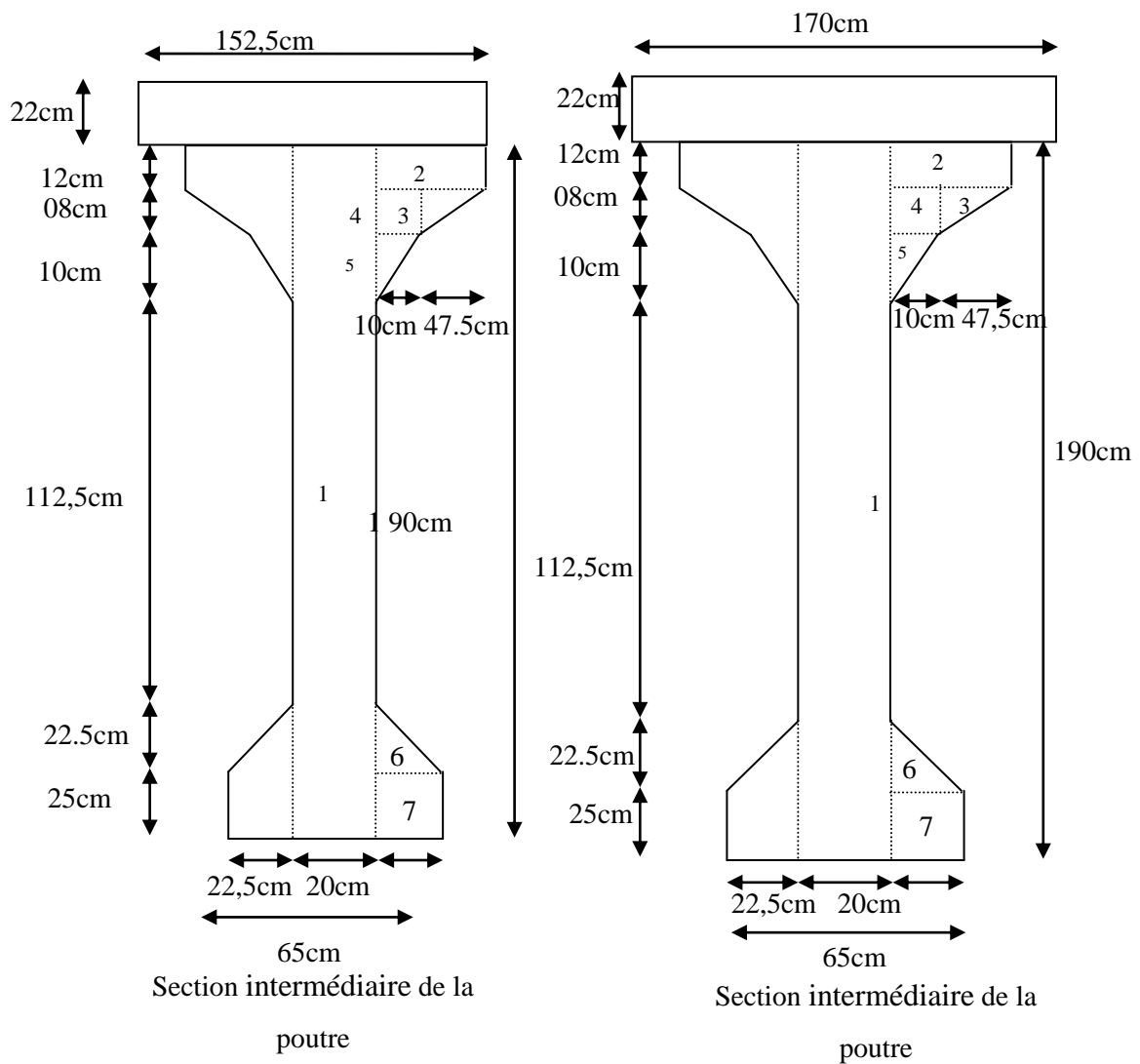


Figure .3.6: Section intermédiaire avec hourdis de la poutre seule.

3.3.3. Caractéristiques géométriques de la section d'about

3.3.3.1. Poutre seule

Désignation	Dimension		B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ²
	x	Y					
1x1	65	190	12350	95	1173250	37152916,667	148611666,667
2x2	35	12	840	184	154560	10080	28449120
2x3	35	6	210	176	36960	420	6505380
B brute			13400				
B nette			12730				
S/Δ brute					1364770		
S/Δ nette					1255588,4		
I/Δ brute							183566166,667
I/Δ nette							165209550,000

V	88,151 cm
V'	101,849 cm
I _G	44566379,137
P	37,04%
r ²	3325,849 cm ²

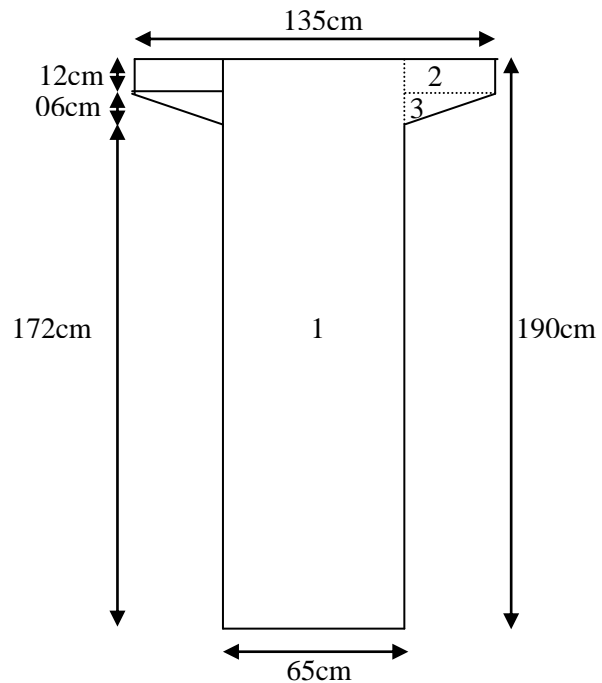


Figure.3.7: section d'about de la poutre seule.

3.3.3.2. Poutre avec hourdis

a. Poutre intermédiaire

Désignation	Dimension		B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ²
	x	y					
Section poutre			13400	101,84 9	1364776, 6		183566166,7
Section hourdis	17 0	22	3740	201	751740	150846,6 667	151250586,7
B brute			17140				
B nette			16283				
S/Δ brute					2116516, 6		
S/Δ nette					1947195, 272		
I/Δ brute							334816753,3 34
I/Δ nette							301335078,0 00

V	88,516 cm
V'	123,484 cm
IG	73460713,773
ρ	0,3921
r ²	4285,923

a. Poutre de rive

Désignation	Dimension		B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B× Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ²
	x	Y					
Section poutre			13400	101,84 9	1364776 ,6		183566166, 7

Section hourdis	152,5	22	3355	201	674355	135318,333	135680673,3
B brute			16755				
B nette			15917,25				
S/Δ brute					2039131,600		
S/Δ nette					1876001,072		
I/Δ brute							319246840,000
I/Δ nette							287322156,000

V	90,297 cm
V'	121,703 cm
I_G	71078670,372 cm⁴
ρ	38,60
r²	4242,236

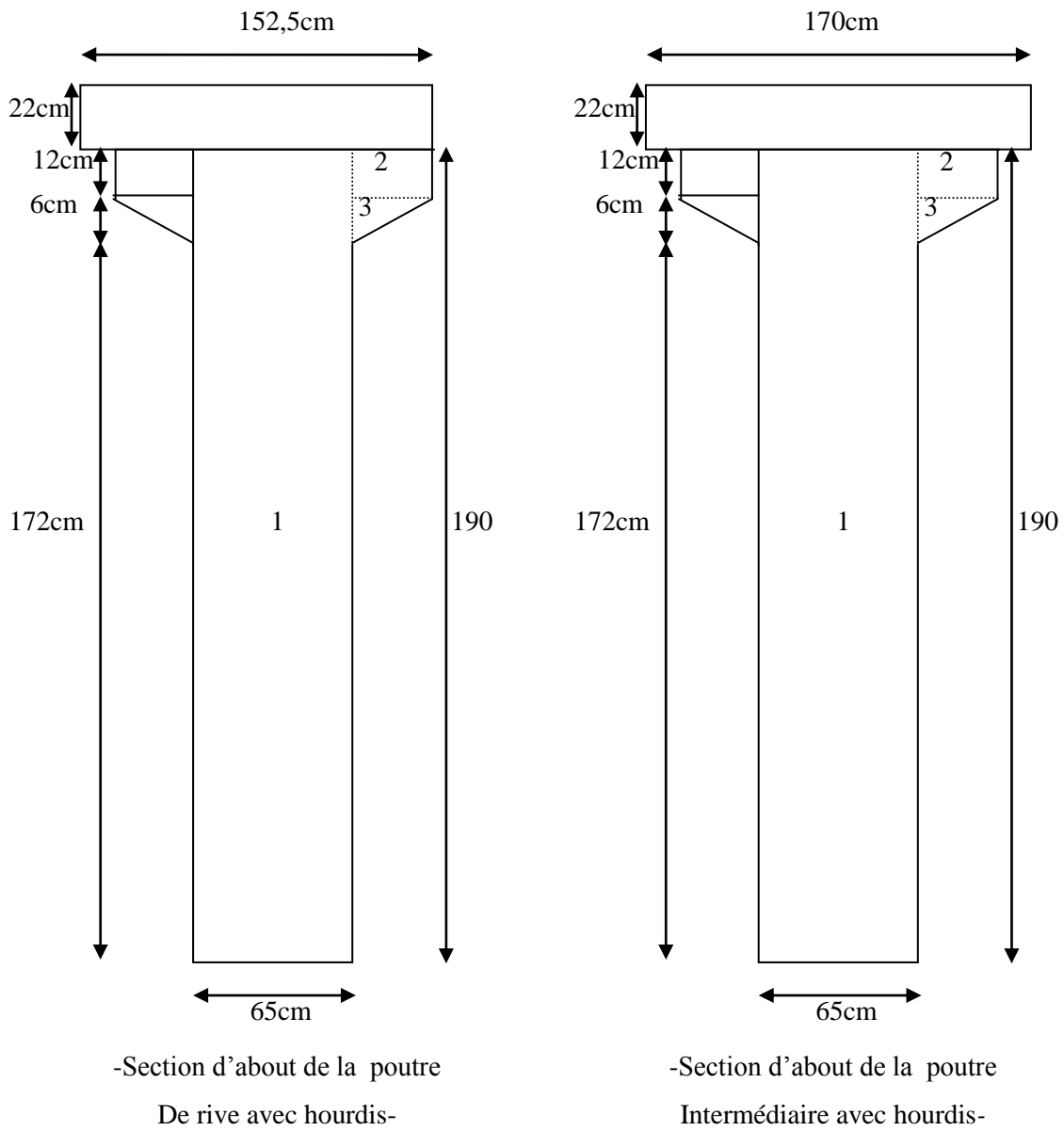


Figure.3.8: Section d'about de la poutre avec hourdis.

Chapitre04 :

*Calcul charge
et Sur charges*

4.1. Introduction

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

4.1.1. 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).

4.1.2. Les actions variable

De leur cote, comprennent

4.1.2.1. 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.

4.1.2.2. 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 déchaussés.
- c. **La neige** : il est rare à considérer que dans les passerelles.

4.1.2.3. 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 « RPA 99 ».

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.

4.2. Calcul des charges

4.2.1. Charges permanentes et compléments 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.

4.2.1.1. Les charges permanentes

Ces charges sont appelées CP; et concernent :

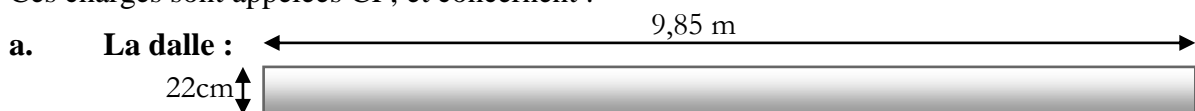


Figure .4.1 :-coupe transversale droite de la dalle

- Epaisseur de la dalle est : 22cm.
- Le poids de la dalle par mètre linéaire :

$$P_d = S_d \times \rho_{bét} = 9,85 \times 0,22 \times 2,5 = 5,42t/ml.$$

- Le poids total de la dalle

$$P_d = 5,42 \times 40 = 216,8t.$$

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

$$P_i = 0,22 \times 1,7 \times 2,5 = 0,935t/ml$$

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

$$P_r = 0,22 \times 1,525 \times 2,5 = 0,839t/ml.$$

Pi (t/ml)	Pr (t/ml)
0,935	0,839

b. La poutre

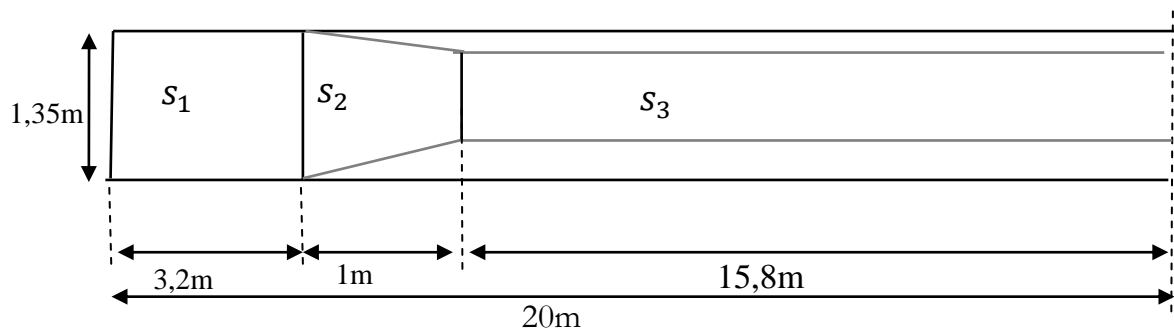


Figure .4.2 :Vue latérale de la poutre en béton précontraint.

La section	S1	S2	S3
L'aire de la section(cm ²)	13400	10430	7451,25

$$P_i = \rho_{bét} \times S_i \times L_i.$$

$$P_1 = 2,5 \times 1,34 \times 3,2 = 10,72t.$$

$$P_2 = 2,5 \times 1,043 \times 1 = 2,608t.$$

$$P_3 = 2,5 \times 0,745125 \times 15,8 = 29,443t.$$

- Le poids total de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = 2(P_1 + P_2 + P_3) = 85,55t.$$

- Le poids de la poutre en mètre linéaire :

$$P_p = 85,55/40 = 2,14t/ml.$$

-le poids total des poutres :

$$P = 2,14 \cdot 6 = 12,84$$

$$C_p = 6 \times P_p + P_d = 6 \times 2,14 + 5,42 = 18,26t / ml.$$

$$C_p = 18,26t/ml.$$

c. Le poids de l'entretoise :

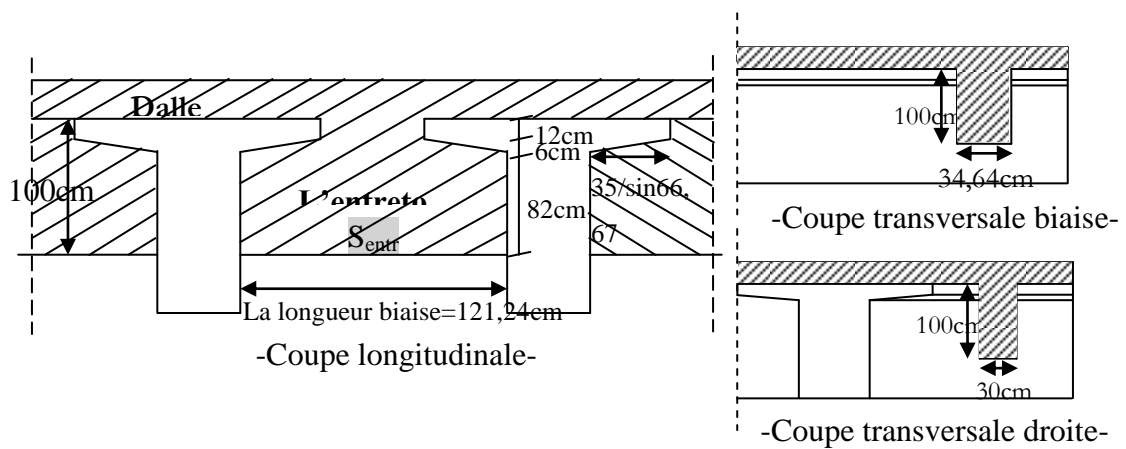


Figure .4.3 :L'entretoise

$$S_{\text{entr}} = (1,2124 \times 1) - 2 \times \left(\frac{(0,18 + 0,12)}{2} \times \frac{0,35}{\sin 66,67} \right) = 1,098m^2.$$

$$P_{\text{entr}} = S_{\text{entr}} \times 0,3 \times 2,5 = 0,824t.$$

-Le poids total des entretoises :

$$P_{\text{total}} = 0,824 \times 10 = 8,24t.$$

$$P_{\text{entr}} = \frac{P_{\text{tot}}}{L} = \frac{8,24}{40} = 0,206t/ml.$$

4.2.1.2. Les compléments des Charges permanentes

Ces charges sont appelées CCP; et concernent :

- Le revêtement.
- La chape d'étanchéité.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les glissières de sécurité.
- Les garde-corps.

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

$$Pr(t/ml) = \rho \times S = 2,2 \times 7,45 \times 0,08 = 1,31t/ml.$$

b. Le poids de trottoirs +corniche

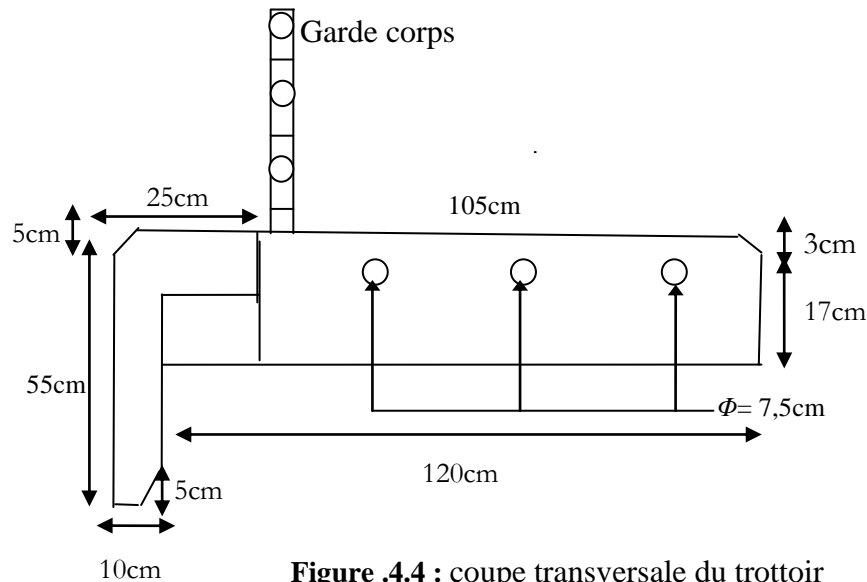


Figure .4.4 : coupe transversale du trottoir

$$S_{\text{corniche}} = 0,1 \times 0,55 + 0,15 \times 0,1 - (0,05^2 / 2) \times 2 = 0,0675m^2.$$

$$P_{\text{corniche}} = \rho \times S = 2,5 \times 0,0675 = 0,16875t/ml.$$

$$S1 = 0,122 \times 0,15 = 0,0183m^2.$$

$$S2 = (0,2148 + 0,2) \times 0,525 - (0,03^2 / 2) = 0,217m^2$$

$$S3 = 3 \times 0,0375^2 \times \lambda = 0,217m^2$$

$$St = S1 + S2 - S3 = 0,222m^2$$

$$P_{\text{trottoir}} = \rho \times S = 2,5 \times 0,222 = 0,555t/ml.$$

c. Le poids de garde-corps

Il est évalué :

$$P_{gc} = 0,1t/m.$$

4.2.2. La charge totale

$$G = (CP + CCP) \times L + P_{entr} = (18,26 + 2,957) \times 40 + 8,24 = 856,92t.$$

$$G = 856,92t.$$

$$g = \frac{856,92}{40} = 21,423t/ml.$$

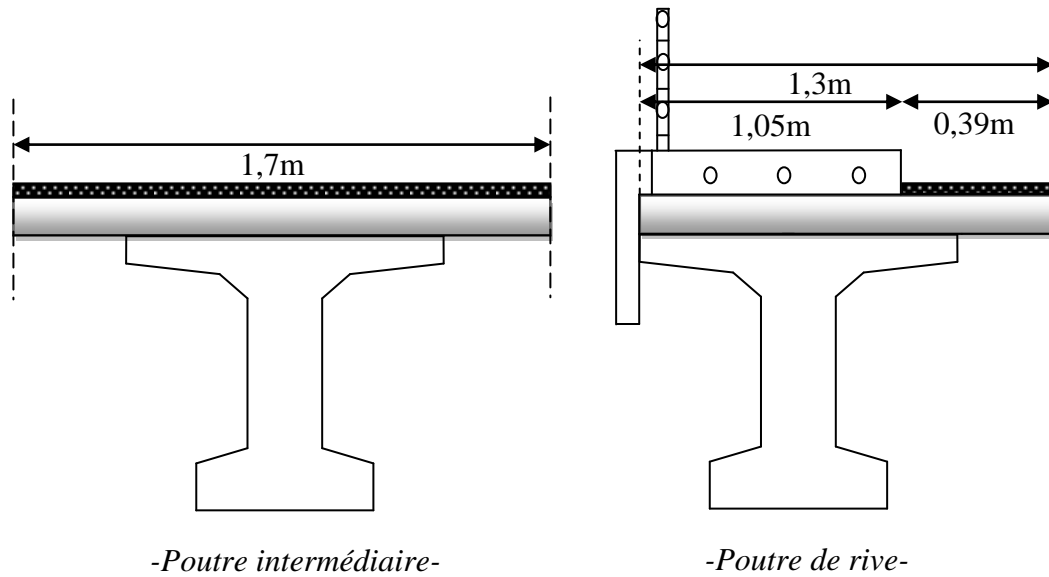


Figure .4.5 : largeur de poids revenant à chaque poutre

4.2.3. La charge par poutre

Charge (t/ml)	Poutre intermédiaire	Poutre de rive
Poutre seule	2,14	2,14
Dalle	0,935	0,838
Revêtement	0,3	0,058
CCP	/	0,824
l'entretoise	0,0412	0,0206
La somme	3,42	3,881

Tableau.4.1 :-poids revenant à chaque poutre

4.3. Calcul des surcharges routières

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

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convois D240 t.
- 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.

b. La largeur chargeable (L_c) :

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

c. Dans notre projet on a

Pour chaque coté, un trottoir surmonté d'une barrière et un garde corps et une corniche à l'extrémité. Donc :

d. Largeur roulable

$$L_r = 7,45m.$$

e. Largeur chargeable

Notre projet pas de barrière donc :

$$L_r = L_c = 7,45m.$$

f. Le nombre de voie :

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = \frac{L_c}{3} = \frac{7,45}{3} = 2,48.$$

$$N = 2 \text{voies.}$$

d. La largeur de la voie

$$L_{\text{voie}} = \frac{L_c}{N} = \frac{7,45}{2} = 3,725m.$$

$$L_{\text{voie}} = 3,725m.$$

e. Classe de ponts routes

On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur roulable les suivantes

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

Tableau .4.2 :la classe du pont

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

4.3.1. Système de charges a (l)

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

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L).$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}.$$

Avec : L est la portée du pont.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{39+12}.$$

$$A(L) = 0,935t/m^2.$$

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

Tableau.4.3 : valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge

$$a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3,5}{3,725} = 0,94$$

$$v_0 = 3,5 \text{ m (Pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe).}$$

v : Largueur d'une voie ; $v=3,725$ m.

Dans notre projet on a :

Nbr de voies	a1	a2	A(L) ×a1×a2	Largueur de voie	A(L) en (t/ml)
1	1	0,94	0,8789	3,725	3,27
2	1	0,94	0,8789	7,45	6,54

Tableau.4.4 : Charge A (L) par voie

4.3.2.Système de charges b

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

- ✓ Sous système B_c : se compose de camions de (30T).

- ✓ Sous système B_t : se compose de tandems de (32T).
- ✓ Sous système B_r : se compose d'une roue isolée de (10T).

4.3.2.1.Sous système B_c

Une file de système B_c se compose de deux camions de 30t disposée l'un après l'autre :

- **Disposition dans le sens transversal:** le nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.
- **Disposition dans le sens longitudinal:** le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de fils considéré				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	//	//	//
3	1,00	0,80	//	//	//

Tableau .4.5 : valeurs de coefficient

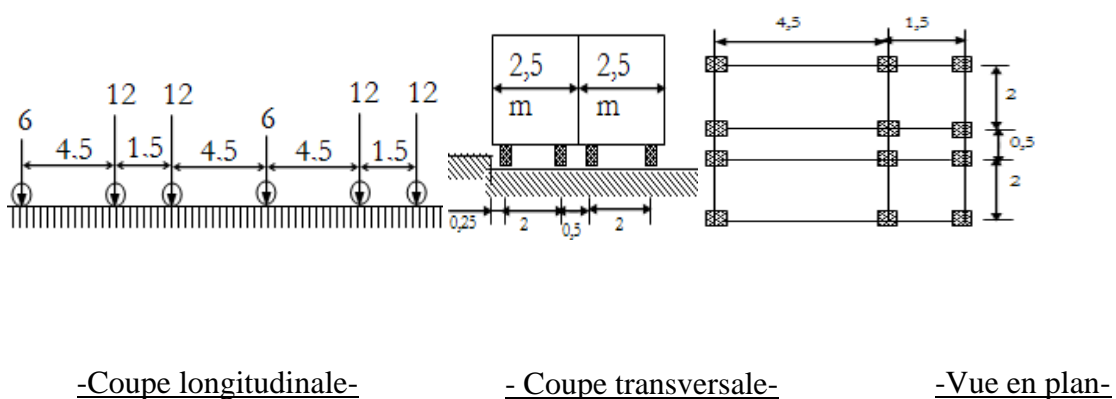


Figure.4.6 : schémas du système B_c

Chaque camion contient trois essieux à roues simples ayant une masse totale de 30t :

- Un essieu avant de 6t.
- Deux essieux arrières de 12t chacun.

La charge Maximale de système B_cs' obtient lorsque la chaussée est chargée par quatre files de camion :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 2 = 120t .$$

On a un pont de 1^{ère} classe et 4files donc : $b_c = 1,1$.

$$S = S_1 \times bc .$$

$$S = 120 \times 1,1 = 132t .$$

$$D'ou : S = 132t .$$

- Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \text{ Tel que :}$$

L : la portée du pont : L=39m.

S : la surcharge maximale : S = 132t.

G : la charge permanente, G =856,927t

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 39} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{856,92}{132}} .$$

$$\delta_{bc} = 1,07 .$$

<i>N^{bre} de voies</i>	<i>bc</i>	Charge par essieux en (t)		
1	1,2	E.AV	1×6×1,2×1,07	7,704
		E.AR	1×12×1,2×1,07	15,408
2	1,1	E.AV	2×6×1,1×1,07	14,124
		E.AR	2×12×1,1×1,07	28,248

Tableau .4.6 : charges de Bc par essieu

4.3.2.2. Sous système Bt

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il est à deux essieux (2×16t), chacun a deux roues simples qui répondent aux caractéristiques suivantes :

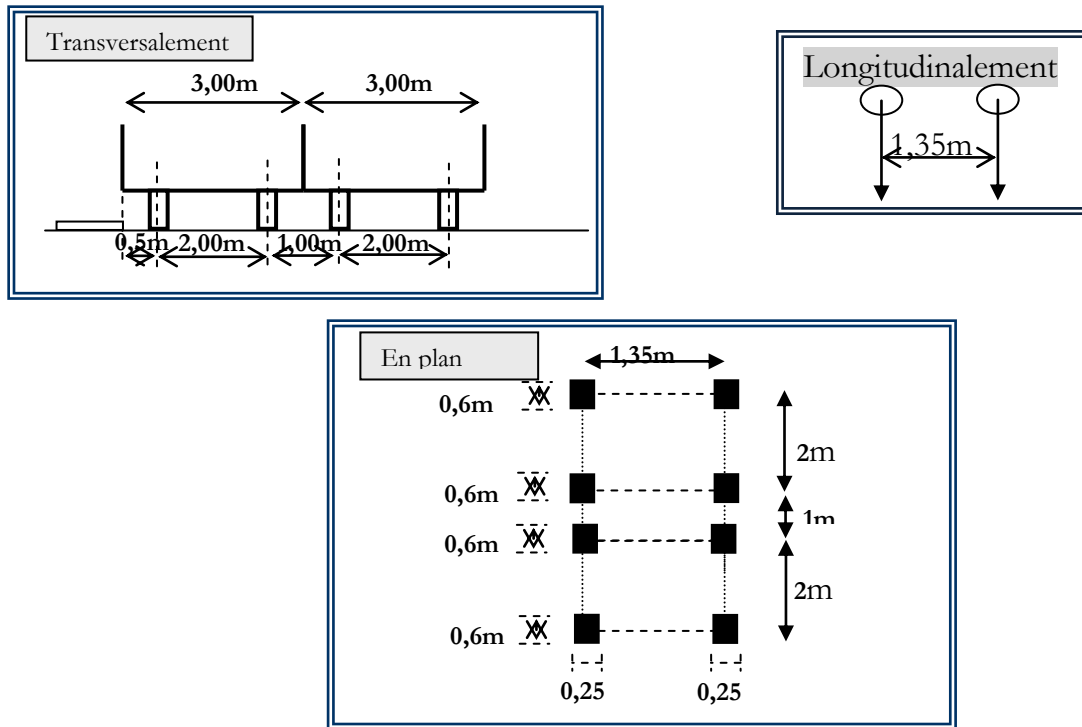


Figure .4.7 : schémas du système Bt

On dispose un seul tandem dans le sens longitudinal et, au plus, deux tandems transversalement.

Les valeurs des charges du système **B_t** prise en compte sont multipliées par le coefficient b_t et par le coefficient de majoration dynamique δ_{bt} .

- Pour les ponts de la première classe (notre cas): $b_t = 1$.
- Pour les ponts de la deuxième classe : $b_t = 0,9$.

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$$L = 39m.$$

$$G = 856,92t.$$

$$S = 64 \times 1 = 64 t.$$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 39} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{856,92}{64}} = 1,06.$$

Désignation	Poids (t)	b_t	δ	essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1,06	16,96
2 Tandems	64	1	1,06	33,92

Tableau.4.7 : charges de Bt par essieu

4.3.2.3. Système militaire mc120

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorable que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

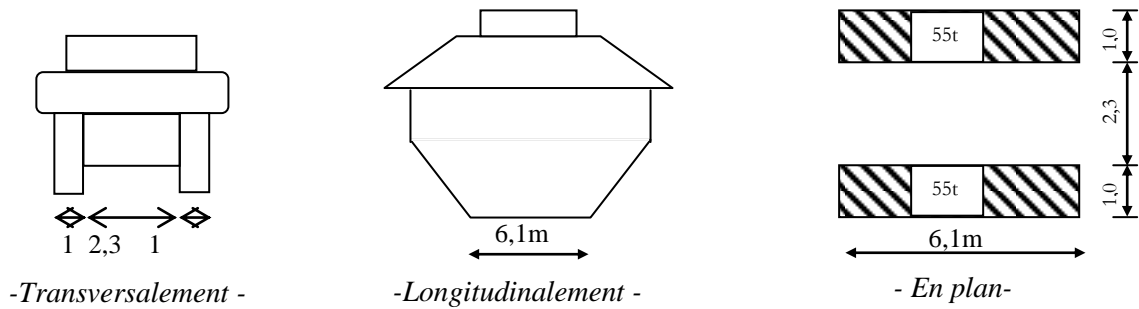


Figure .4.8 : schémas du système Mc120

- Masse totale de chenille:110t.

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 39} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{856,92}{110}}$$

$$\delta_{Mc} = 1,07$$

$$P = 110 \times 1,07 = 117,7 \text{ t.}$$

$$P = \frac{117,7}{6,1} = 19,295 \text{ t/ml}$$

$$P_{Mc120} = 19,295 \text{ t/ml}$$

4.3.2.4. Charge exceptionnelle d240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

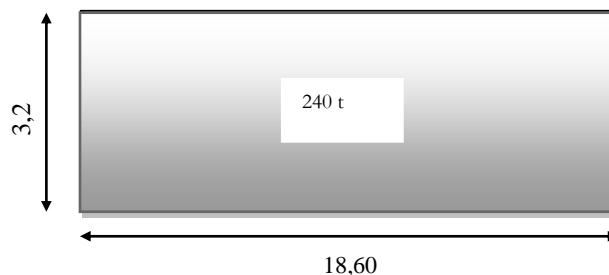


Figure.4.9 : schéma du système D240

$$P = 240 \text{ t} \quad \text{soit} \quad P = \frac{P}{l} = \frac{240}{18,6} = 12,90 \text{ t/ml.}$$

$$P_{D240} = 12,90 \text{ t/ml}$$

4.3.2.5. Surcharge de trottoir

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2 .

La Largeur du trottoir est de $0,85 \text{ m}$.

- Pour un trottoir chargé :

$$P_{tr} = 0,15 \times 1,3 = 0,195 \text{ t/ml.}$$

$$P_{tr} = 0,195 \text{ t/ml.}$$

- Pour 2 trottoirs chargés :

$$P_{tr} = 2 \times 0,195 = 0,390 \text{ t/ml.}$$

$$P_{tr} = 0,390 \text{ t/ml.}$$

4.3.2 .6. Les surcharges horizontales**Effort de freinage**

Les efforts des freinages intéressent pas de la stabilité du tablier il y a lieu pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

Les charges sur chaussée des systèmes A et B sont susceptibles de la réaction de freinage

L effort de freinage correspond au système de charge a(l) est égale

$$\mathbf{HF = F.A (I)}$$

Avec:

$$\mathbf{F = 1 / (20 + 0,0035.S)}$$

$$\mathbf{S = L_c * L}$$

Nombre de voies	A(L)	S(m)	F	HF
1	$0,94 * 0,935 * 3,725 * 39 = 127,77$	$3,725 * 39 = 145,275$	0,049	6,26
2	$0,94 * 0,935 * 7,45 * 39 = 255,36$	$7,45 * 39 = 290,55$	0,048	12,26

Pour le système B_C chaque essieu peut développer un effort de freinage égale son poids

Parfiles camion que l'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner les efforts de freinage développer par le système B_C ne sont pas susceptibles de majoration pour l'effet dynamique et aussi le coefficient B_C ne s'applique ces effort donc **H_F = 30t**

Effort de vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale a l'axe longitudinale de la chausse, il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de 2000 N/m^2

Effet du séisme

Les charges sismiques sont classe parmi l'action accidentelle ; l'action accélération considérer :

$a_h = 0,2g$ dans la sens horizontale.

$a_v = 0,06$ dans la sens verticale.

Chapitre05 :

Répartition longitudinal

Des efforts

5.1. Introduction

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées. Donc on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

a. Les actions permanentes : elles dû au :

- actions dus au charge permanant : (poutres, entretoise ; dalle).
- actions dus au complément de la charge permanant (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

b. Les actions variables : De leur cote, comprennent

- **Les charges d'exploitation**

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

- **Les charges climatiques**

-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.

-La température : son effet intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée.

-La neige : il est rare à considérer que dans les passerelles.

- **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

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

5.2. Évaluation des efforts dans la poutre

5.2.1. Les éléments de réduction dus au poids propre

- ✓ **Les réactions**

Par la R.D.M :

$$R_A = R_B = \frac{g}{2} l$$

✓ **Le moment**

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

✓ **L'effort tranchant :**

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

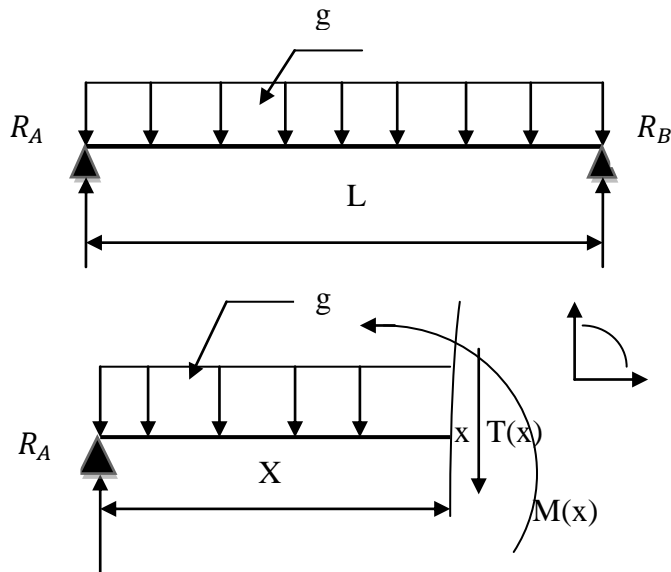


Tableau de M, R et T totaux dus au poids propre

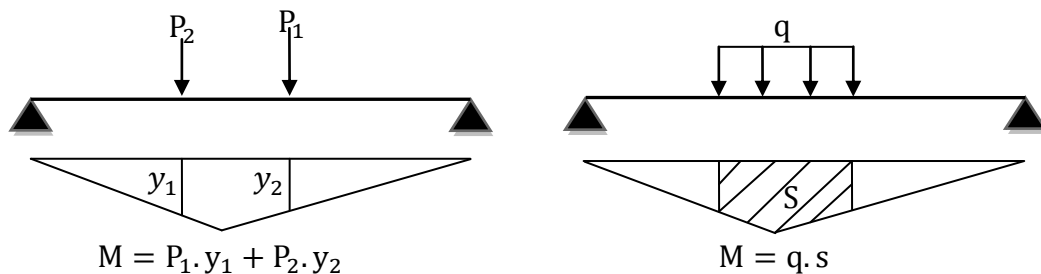
		R(t)	M (t.m)			T (t)		
section	g (t)	0,00L	0,00L	0,25L	0,5L	0,00L	0,25L	0,5L
De rive	3,881	75,679	0,00	553,41	737,865	75,679	37,839	0,00
Intermédiaire	3,42	66,69	0,00	487,67	650,227	66,69	33,345	0,00

5.2.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

5.2.2.1. La ligne d'influence

Lorsque les charges sont mobiles la méthode de la R.D.M n'est pas facile à appliquer, dans ce cas on utilise les fonctions d'influence des effets élastiques (M,T).

Les graphes qui représentent ces fonctions sont appelés « lignes d'influences »



5.2.2.2. Théorème de BARRE

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

5.2.2.3. Calcul des moments

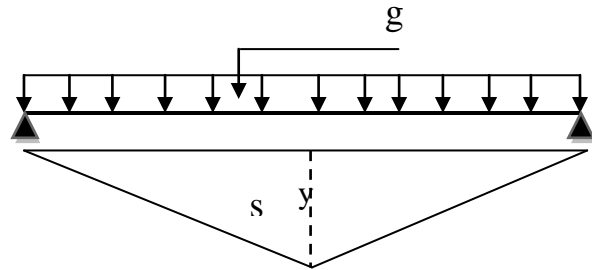
a. Pour X=0.5L

➤ **Système A(L) et trottoir**

$$Y = 19,5^2/39$$

$$Y = 9,75m$$

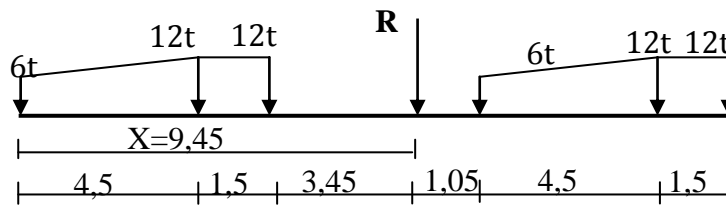
$$S = 2 \left(\frac{9,75 \times 19,5}{2} \right) = 190,125m^2$$



➤ **Système B_c**

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

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



❖ **Position de la résultante**

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

$$X = 9,45m$$

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

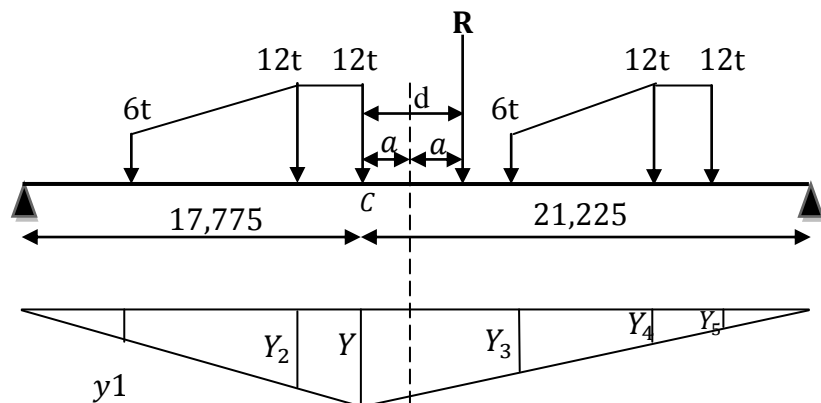
$$d = X - 6 = 3,45 m$$

$$d/2 = a = 1,725 m$$

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

$$Y = 8 m$$

Y1	6,4
Y2	8,85
Y3	9,67
Y4	7,61
Y5	5,57
Y6	4,89



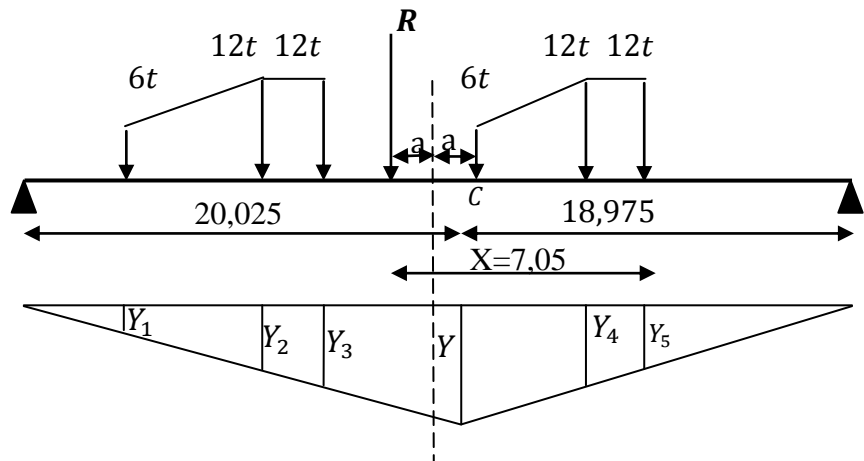
➤ 2^{ème} cas: la résultante R se trouve a la gauche de l'axe de la poutre

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

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

$$d/2 = 0,525 \text{ m} \quad Y = \frac{20,025 \times 18,675}{39}$$

Y1	4,63
Y2	6,82
Y3	7,55
Y4	9,74
Y5	7,43
Y6	6,66



Calcul des moments

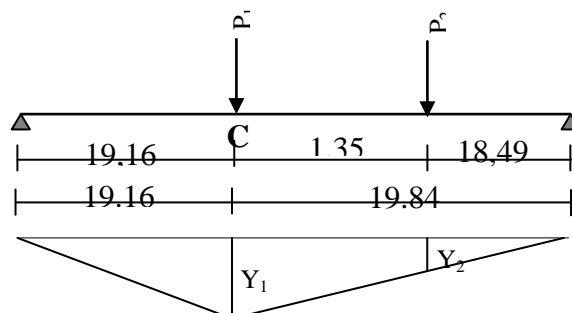
$M = \sum P_i \cdot Y_i$

1 ^{er} cas	431,82
2 ^{em} cas	427,74

Donc le cas le plus défavorable est le 1^{er} cas, par conséquent la section dangereuse est situé à 1,725 m de l'axe de symétrique de la poutre. (Le moment maximum est positionné dans le cote gauche par rapport al axe de la poutre).

➤ Système B_t

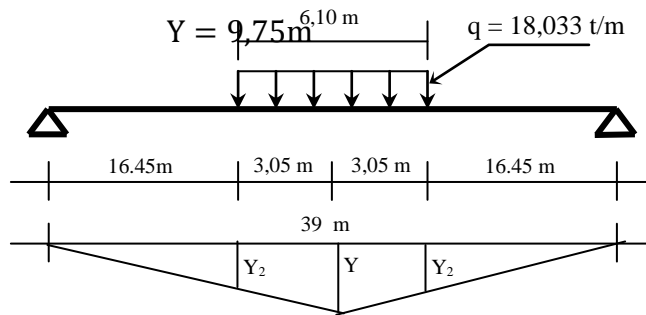
Y1	9,75
Y2	9,075



➤ Système M_{C120}

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

$Y_1 = Y_2 = 8,225m$

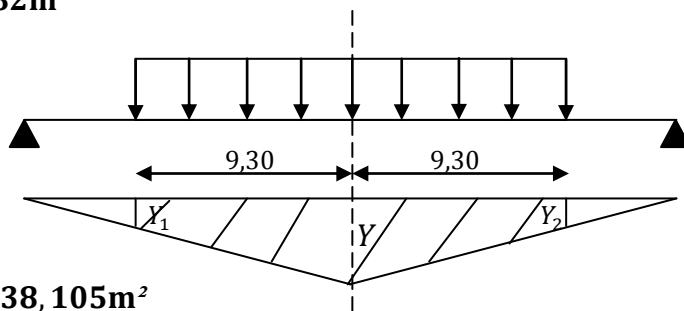


$S = 2 \left(\frac{9,75+8,225}{2} \right) 3,05 = 54,82m^2$

➤ **Système D₂₄₀**

$Y = 9,75m$

$Y_1 = Y_2 = 5,1m$



$S = 2 \left(\frac{9,75 + 5,75}{2} \right) 9,30 = 138,105m^2$

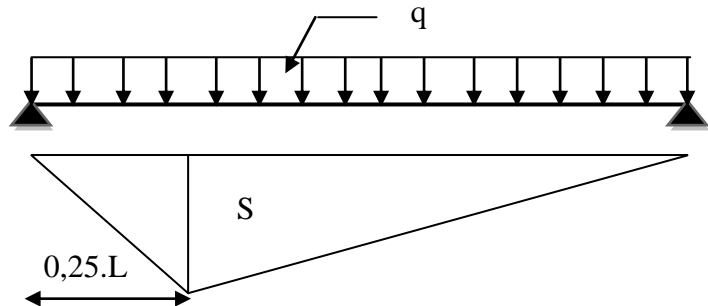
Tableau récapitulatif des moments fléchissant a X=0,5L

Disposition		Surcharge	Surcharge pondérés	yi	M (t.m)	M0=M /6
A(I)	1 voie	0,935	3,24	190,125	616,01	102,67
	2 voies		6,49	190,12	1232,02	205,34
Bc	1 file	E. av	7,704	16,5	243,64	40,6
		E. ar	15,408	26,25	487,28	40,6
	2 files	E. av	14,124	33	338,43	81,21
		E. ar	28,248	52,5	676,86	81,21
Bt	1 tandem	16	16,96	18,82	1132,1	56,41
	2 tandems	32	33,92	18,825	676,86	112,81
MC120		18.0328	19,3	54,82	1132,1	188,69
D240		12.9032	12,2	138,10	1781,56	296,9
trottoirs	1trottoire	0,15	0,195	190,12	37,074	6,179
	2trottoire	0,3	0,39	190,12	74,148	12,35

b. Pour $X=0,25L$

➤ **Système A (L) et trottoir**

$S=142,545$



➤ **Système B_C**

Pour obtenir le moment maximum en C (a $X=0,25L$), on place la première charge en C et on vérifie les inégalités suivantes :

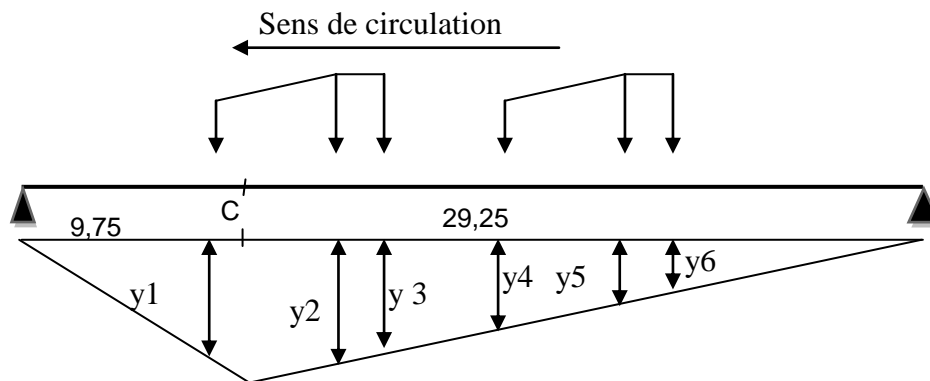
$$\begin{cases} W_{L1} \geq \frac{W \cdot a}{L} \\ W_{L2} \leq \frac{W \cdot a}{L} \end{cases}$$

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

W: la résultante des charges se qui trouve sur la poutre.

W_{L1} : la résultante des charges appliquées à gauche de C en tenant en compte la charge en C.

W_{L2} : la résultante des charges appliquées à gauche de C en ignorant la charge en C .



On résume tous les cas dans le tableau suivant :

force en C	W (t)	W.aL (t)	WL1 (t)	verification	WL2 (t)	Verification
$P_1 = 6t$	60	15	6	NON	0	OUI
$P_2 = 12t$	60	15	18	OUI	6	OUI
$P_3 = 12t$	60	15	30	OUI	18	NON

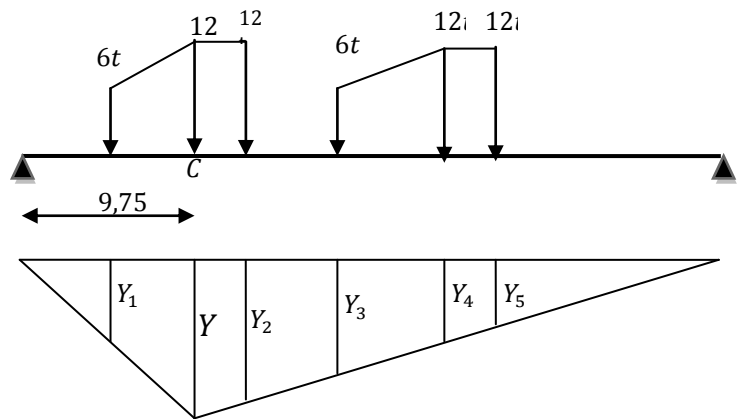
$P_4 = 6t$	54	13,5	30	OUI	24	NON
$P_5 = 12t$	30	7,5	18	OUI	6	OUI
$P_6 = 12t$	30	7,5	30	OUI	18	NON

Selon le tableau II y a 2 cas qui vérifier les conditions.

➤ **1^{er} Cas : P_2 en C**

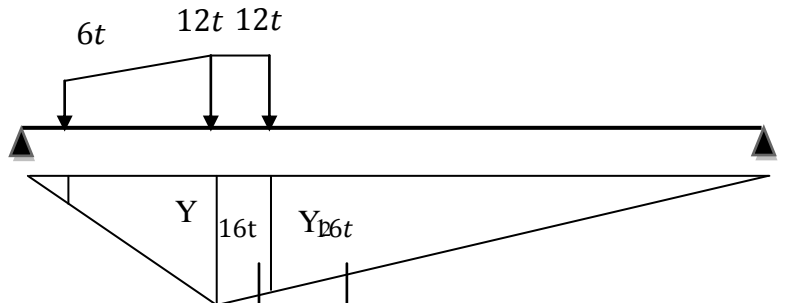
$$Y = \frac{9,75 \times 29,25}{39} = 7,31$$

Y1	3,94
Y2	7,31
Y3	6,94
Y4	5,81
Y5	4,68
Y6	4,31



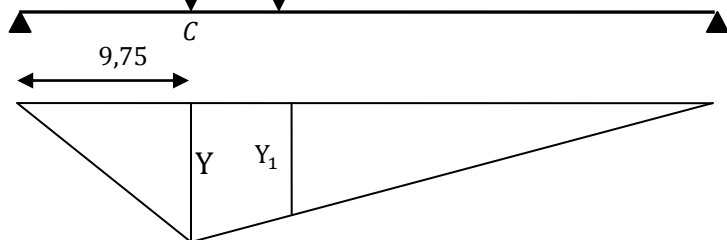
➤ **2^{eme} Cas : P_5 en C**

Y1	3,94
Y2	7,31
Y3	6,94



➤ **Système B_t**

Y1	3,94
Y2	7,31



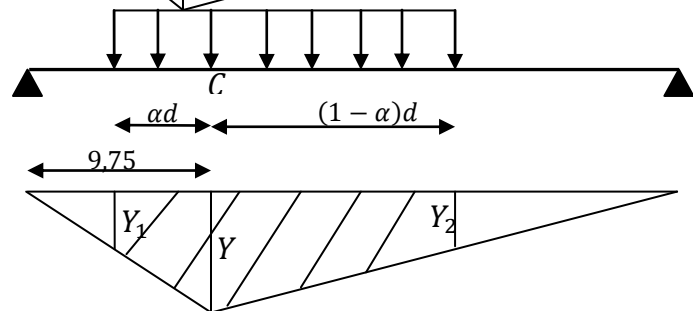
➤ **Système M_{C120}**

$$\alpha = \frac{0,25L}{L} = 0,25$$

$$\alpha d = 6,10 \times 0,25 = 1,525m$$

$$Y = 7,31 \text{ m}$$

$$Y_1 = 6,17 \text{ m}$$



$$Y_2 = 6,17 \text{ m}$$

$$S = \left(\frac{7,31 + 6,17}{2}\right) 1,525 + \left(\frac{6,17 + 7,31}{2}\right) 4,575 = 41,114 \text{ m}^2$$

➤ **Système D₂₄₀**

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

$$\alpha d = 18,6 \times 0,25 = 4,65 \text{ m}$$

$$Y = 7,31 \text{ m}$$

$$Y_1 = 3,82 \text{ m}$$

$$Y_2 = 2,59 \text{ m}$$

$$S = \left(\frac{3,82 + 7,31}{2}\right) (4,65 + 13,95) = 103,09 \text{ m}^2$$

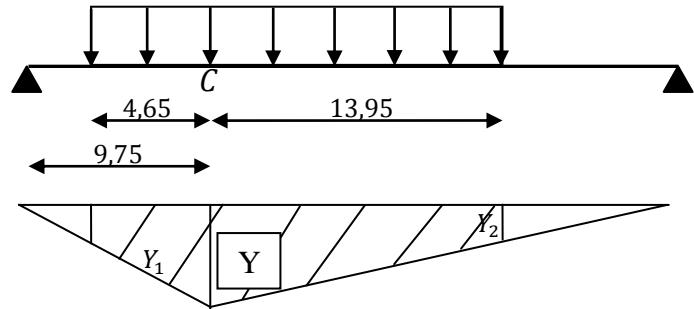


Tableau récapitulatif des moments fléchissant a X=0,25L

disposition		Surcharge	Surcharge pondérés	$\sum Y_i$	M(t.m)	M0=M /6
A(I)	1 voie	0,935	3,24	142,545	461,84	76,97
	2 voies		6,49	142,545	923,68	153,94
Bc	1 file	E. av	7,704	9,75	397,1	66,18
		E. ar	15,408	23,24	397,1	6618,
	2 files	E. av	14,124	19,5	794,19	132,36
		E. ar	28,248	46,48	794,19	132,36
Bt	1 tandem	16	16,96	14,28	256,72	42,79
	2 tandems	32	33,92	14,28	513,45	85,58
MC120		18.03	19,3	41,114	845,045	141,51
D240		12.9	12,2	103,09	1329,861	221,65
trottoirs	1 trottoire	0,15	0,195	142,545	27,79	4,63
	2 trottoires	0,3	0,39	142,545	55,59	9,26

5.2.3.Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

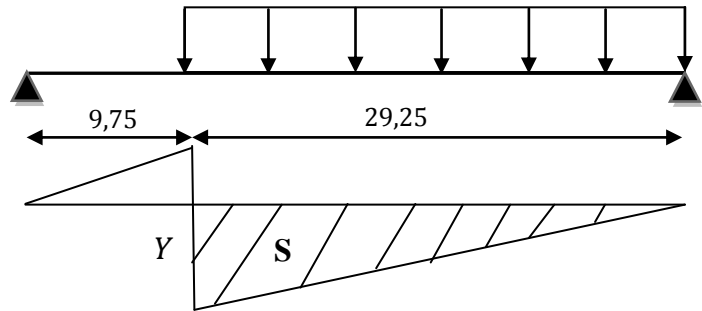
a. Pour X=0,25L

➤ **Système A(L) et trottoir**

$Y = 0,75m$

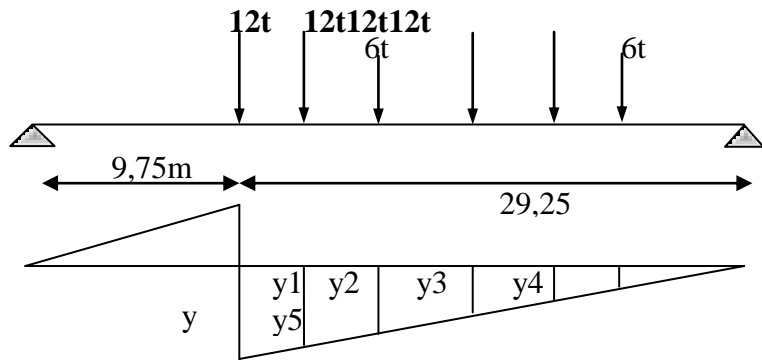
$S = \left(\frac{0,75 \times 29,25}{2} \right)$

$S = 10,969m^2$



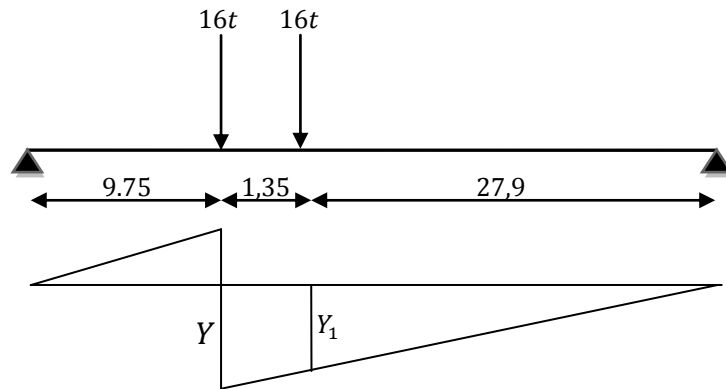
➤ **Système B_c**

Y1	0,75
Y2	0,711
Y3	0,596
Y4	0,480
Y5	0,442
Y6	0,327



➤ **Système B_t**

Y1	0,75
Y2	0,715



Système M_{C120}

➤

$Y = 0,75m$

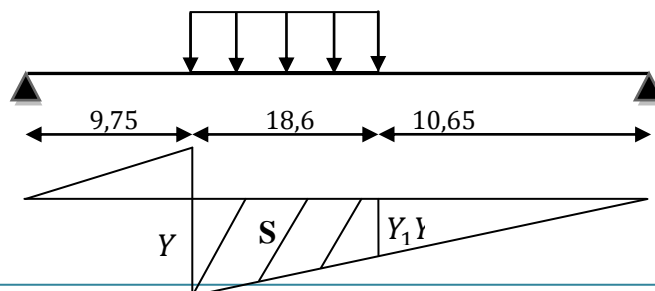
$Y_1 = 0,562m$

$S = \frac{6,10}{2} (0,75 + 0,562)$

$S = 4,00m^2$

➤ **Système D₂₄₀**

$Y = 0,75m$



$$Y_1 = 0,273m$$

$$S = \frac{18,6}{2}(0,75 + 0,273)$$

$$S = 9,514m^2$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchants a X=0,25L

disposition		Surcharge	Surcharge pondérés	Yi	T(t)	T ₀ =T /6
A(l)	1 voie	0,935	3,24	10,97	35,542	5,92
	2 voies		6,49	10,97	71,084	11,84
Bc	1 file	E. av	7,704	0,923	43,83	7,31
		E. ar	15,408	2,383	43,83	7,31
	2 files	E. av	14,124	1,846	87,66	14,61
		E. ar	28,248	4,766	87,66	14,61
Bt	1 tandem	16	16,96	1,465	24,85	4,14
	2 tandems	32	33,92	1,465	49,7	8,28
MC120		18.03	19,3	4,096	79,06	13,18
D240		12.9	12,9	9,514	122,73	20,46
trottoirs	1 trottoire	0,15	0,195	10,97	2,139	0,357
	2 trottoires	0,3	0,39	10,97	4,278	0,713

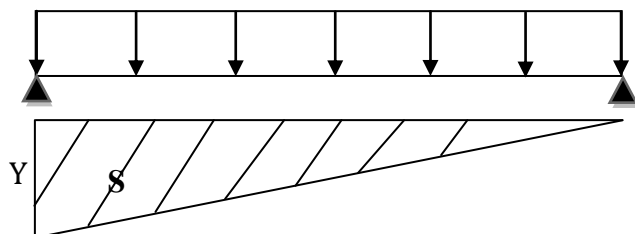
b .Pour X=0,0l

➤ Système A(L) et trottoir

$$Y = 1,00m$$

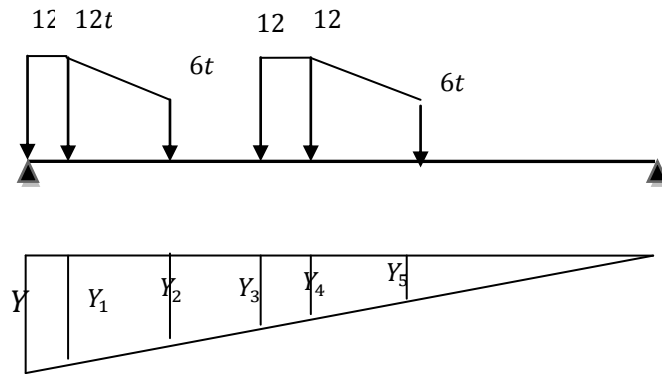
$$S = \left(\frac{1,00 \times 39}{2} \right)$$

$$S = 19,5m^2$$



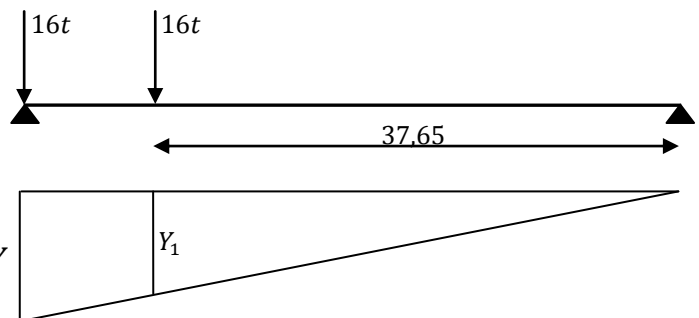
➤ **Système B_c**

Y1	1
Y2	0,961
Y3	0,846
Y4	0,730
Y5	0,692
Y6	0,576



➤ **Système B_t**

Y	1
Y1	0,965

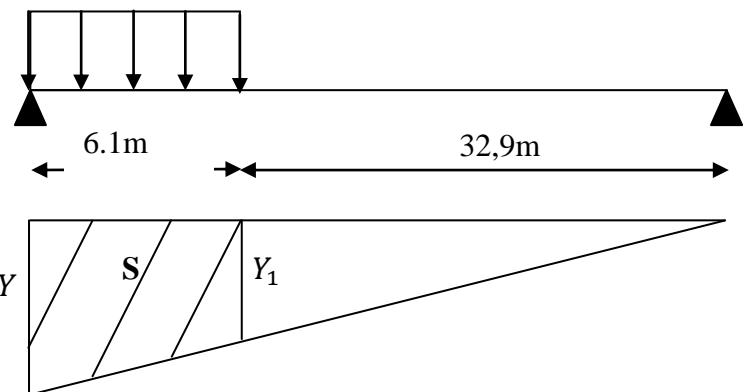


➤ **Système M_{C120} :**

$$Y_1 = 0,844\text{m}$$

$$S = \frac{6,10}{2} (1 + 0,844)$$

$$S = 5,624\text{m}^2$$



➤ **Système D₂₄₀**

$$Y = 1,00\text{m}$$

$$Y_1 = 0,523\text{m}$$

$$S = \frac{18,60}{2} (1 + 0,523)$$

$$S = 14,164\text{m}^2$$

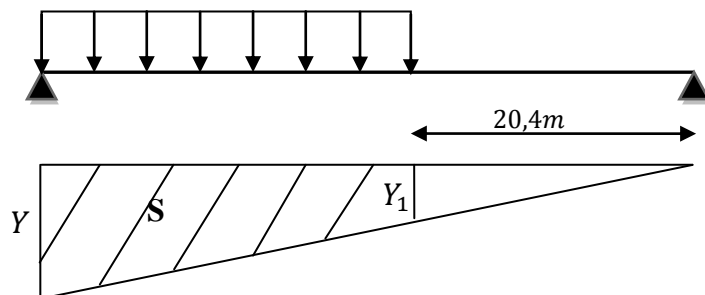


Tableau récapitulatif des efforts tranchants a $X=0,00L$

Disposition		Surcharge	Surcharge pondérés	Yi	T(t)	$T_0=T /6$
A(I)	1 voie	0,936	3,24	19,5	63,18	10,53
	2 voies		6,49	19,5	126,36	21,06
Bc	1 file	E. av	7,704	1,422	63,1	10,52
		E. ar	15,408	3,383	63,1	10,52
	2 files	E. av	14,124	2,844	162,2	21,03
		E. ar	28,248	6,766	162,2	21,03
Bt	1 tandem	16	16,96	1,97	33,42	5,57
	2 tandems	32	33,92	1,97	66,84	11,14
MC120		18.03	19,3	5,624	108,54	18,09
D240		12.9	12,9	14,164	182,72	30,45
trottoirs	1 trottoire	0,15	0,195	19,5	3,803	0,634
	2 trottoires	0,15	0,39	19,5	7,606	1,268

Chapitre06 :

Répartition transversal

Des efforts

6.1. Introduction

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

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

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

6.2. Choix de la méthode

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

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

n : nombre de poutres.

L : portée de la poutre.

a : entraxe des poutres.

I_p : moment d'inertie de la poutre.

I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

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

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

a. Moment d'inertie équivalent d'une poutre

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la formule suivante : $I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} \times (I_m - I_0)$

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

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

$$I_0 = 73460713,773 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 60520909,965 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 62471496,102 \text{ cm}^4$$

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

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

$$I_d = \frac{100 \times d^3}{12} = \frac{100 \times (22)^3}{12}$$

$$I_d = 88733,33 \text{ cm}^4$$

$$r = \frac{6 \times 1,7}{2 \times 39} \sqrt[4]{\frac{62471496,102}{88733,33}} \Rightarrow r = 0,674$$

$$r > 0,3$$

\Rightarrow

On applique la méthode de **Guyon-Massonnet**.

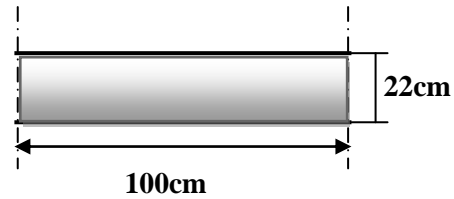


Figure 6.1 : Une bande de 1 m de la dalle

6.3. Méthode de Guyon-Massonnet

6.3.1. Principe de la méthode

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

[11] suivant l'axe de la dalle :

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

Le calcul consiste, pour s'effectuer pour chaque effort, de tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e = b$; $e = \frac{3b}{4}$; $e = \frac{b}{2}$; $e = \frac{b}{4}$; $e = 0$) et pour les neufs sections de la largeur de dalle ($y = \pm b$; $y = \pm \frac{3b}{4}$; $y = \pm \frac{b}{2}$; $y = \pm \frac{b}{4}$; $y = 0$). On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

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

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

6.3.2. Paramètre de calcul

n=6(nombre des poutres).

a= 1,70m (entre axe des poutres).

B : demi-largeur active du pont.

$$\text{Avec : } 2b = n.a. = 6 \times 1,7 = 10,2 \text{ m } b = 5,1 \text{ m}$$

a) Rigidité flexionnelle par unité de longueur

▪ Poutre

ρ_p : Rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

a : distance entre axe-des poutres.

$$\rho_p = \frac{E.I_p}{a} = \frac{62471496,102E}{170} = 367479,3888E$$

▪ **Dalle**

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

d : unité de largeur de la dalle.

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{d} = \frac{88733,33E}{100} = \mathbf{887,3333E}$$

b. Rigidité torsionnelle γ_p, γ_D

▪ **Poutre**

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de longueur.

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

h : la hauteur de la dalle.

b_i : la plus grand portée.

h_i : la plus petite coté.

G : module de déformation transversale du béton.

$\gamma = 0.2$: coefficient de poisson.

❖ **Section homogénéisée**

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

$$S1 = (135 \times 12) + (47,5 \times 8) + (10 \times 10)$$

$$+ (20 \times 18) + (1 \times 010) = \mathbf{2620 \text{ cm}^2}$$

$$S3 = (22,5 \times 22,5) + (20 \times 22,5) + (65 + 25)$$

$$= \mathbf{2581,25 \text{ cm}^2}$$

$$h1 = 2620 / 135 = \mathbf{19,41 \text{ cm}}$$

$$h3 = 2581,25 / 65 = \mathbf{39,71 \text{ cm}}$$

$$h2 = H - (h1 + h3) = 190 - (19,41 + 39,71) = \mathbf{130,88 \text{ cm}}$$

Donc :

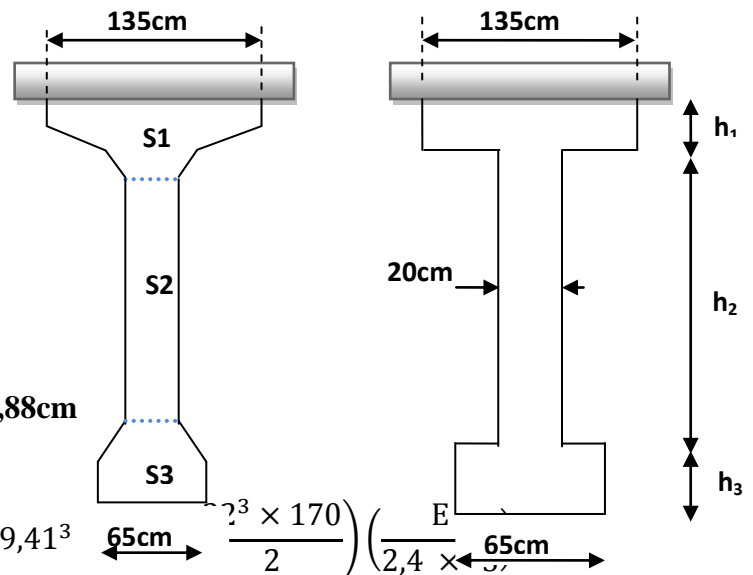
$$C_p = \left(39,71^3 \times 65 + 20^3 \times 130,88 + 19,41^3 \times \frac{170}{2} \right) \left(\frac{E}{2,4 \times 97} \right)$$

$$C_p = \mathbf{973542,54E}$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{973542,54E}{170} = \mathbf{5726,72E}$$

▪ **Dalle :**

$$C_d = 2 \times G \times I_d = \frac{2 \times E}{2,4} \times 88733,33 = \mathbf{73944,441E}$$



$$\gamma_d = \frac{C_d}{d} = \frac{73944,441}{100} = 739,44441E$$

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

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_D}} = 0,179$$

$$\alpha = 0,179$$

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

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

Avec : $L = 39m$

$$b = 5,1m$$

$$\theta = 0,59$$

6.4. Détermination des coefficients de répartition transversale

6.4.1. Coefficient de répartition transversale k_α

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ .
- Du paramètre de torsion α .
- De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment Les valeurs de

K pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de **Guyon- Massonnet**. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

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

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

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

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

Telle que :

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

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

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

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

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

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

- Surcharges concentrées

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

Avec : n : le nombre de charges concentrées

- Surcharges réparties :

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

- Moment fléchissant longitudinal réel

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

a) Évaluation des valeurs de k_0

Tableau 6.1: les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.55$

$\theta=0.55$	Alfa=0=> K0								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,4848	0,766	1,036	1,255	1,352	1,255	1,036	0,766	0,484
b/4	-0,088	0,265	0,618	0,959	1,255	1,442	1,457	1,374	1,265
b/2	-0,523	-0,153	0,223	0,618	1,036	1,457	1,827	2,088	2,304
3b/4	-0,887	-0,527	-0,153	0,265	0,766	1,374	2,088	2,858	3,608
B	-1,228	-0,887	-0,523	-0,088	0,484	1,265	2,304	3,608	5,099

Tableau 6.2. Les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.60$

$\theta=0.6$	Alfa=0=> K0								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,3347	0,696	1,044	1,331	1,459	1,331	1,044	0,696	0,334
b/4	-0,180	0,215	0,611	0,997	1,331	1,523	1,485	1,317	1,115
b/2	-0,524	-0,161	0,211	0,611	1,044	1,485	1,857	2,077	2,235
3b/4	-0,780	-0,480	-0,161	0,215	0,69	1,317	2,077	2,910	3,712
B	-1,011	-0,780	-0,524	-0,180	0,334	1,115	2,235	3,712	5,448

A Partir des deux tableaux de k_0 précédents ($\theta=0,55$ et $\theta=0,65$) et par l'interpolation par la formule suivante :

0.55 \longrightarrow $K_0(\theta = 0.55)$
 0.59 \longrightarrow $K_0(\theta = 0.59)$
 0.60 \longrightarrow $K_0(\theta = 0.60)$
 $K_0(\theta = 0.59) = 0.8(\theta = 0.60) + 0.2K_0(\theta = 0.55)$

Tableau 6.3: les valeurs de k_0 pour $\theta = 0.59$

$\theta=0.59$	Alfa=0=> K0								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,365	0,711	1,043	1,316	1,438	1,316	1,043	0,711	0,365
b/4	-0,162	0,225	0,613	0,990	1,316	1,507	1,480	1,329	1,145
b/2	-0,524	-0,160	0,214	0,613	1,043	1,480	1,851	2,080	2,250
3b/4	-0,802	-0,490	-0,160	0,225	0,711	1,329	2,080	2,900	3,691
b	-1,055	-0,802	-0,524	-0,162	0,365	1,145	2,250	3,691	5,378

- b) Évaluation des valeurs de k_1
- c)

Tableau 6.4: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.55$

$\theta=0.55$	Alfa=1=> K1								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,826	0,907	1,002	1,098	1,149	1,098	1,001	0,907	0,826
b/4	0,631	0,719	0,828	0,96	1,098	1,194	1,190	1,141	1,089
b/2	0,492	0,578	0,686	0,828	1,002	1,19	1,334	1,407	1,431
3b/4	0,392	0,474	0,578	0,719	0,907	1,141	1,407	1,661	1,852
b	0,315	0,392	0,492	0,631	0,826	1,089	1,430	1,852	2,331

Tableau 6.5: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.6$

$\theta=0.6$	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,787	0,883	0,999	1,121	1,187	1,121	0,999	0,883	0,887
b/4	0,579	0,676	0,799	0,954	1,121	1,236	1,220	1,150	1,079
b/2	0,434	0,524	0,641	0,799	0,999	1,220	1,399	1,458	1,468
3b/4	0,336	0,417	0,524	0,676	0,883	1,150	1,458	1,751	1,66
b	0,262	0,336	0,434	0,579	0,787	1,079	1,468	1,960	2,531

A Partir des deux tableaux de k_0 précédents ($\theta=0,55$ et $\theta=0,60$) et par l'interpolation par la formule suivante :

- 0.55 \longrightarrow $K_0(\theta = 0.55)$
- 0.59 \longrightarrow $K_0(\theta = 0.59)$
- 0.60 \longrightarrow $K_0(\theta = 0.60)$

$$K_1(\theta = 0.59) = 0.8(\theta = 0.60)) + 0.2K_1(\theta = 0.55)$$

Tableau 6.6: les valeurs de k_1 pour $\theta = 0.596$

$\theta=0.59$	Alfa=0=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,795	0,888	1,000	1,116	1,179	1,116	1,000	0,888	0,875
b/4	0,589	0,685	0,805	0,955	1,116	1,228	1,214	1,148	1,081
b/2	0,446	0,535	0,650	0,805	1,000	1,214	1,386	1,448	1,461
3b/4	0,347	0,428	0,535	0,685	0,888	1,148	1,448	1,733	1,698
b	0,273	0,347	0,446	0,589	0,795	1,081	1,461	1,938	2,491

d) Détermination des valeurs de K_α pour $\theta = 0.59$ et $\alpha = 0.179$

$$0,1 \leq \theta \leq 1 : K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta ; \quad \beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065 - \theta}{0,663}\right)}$$

$$\beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065 - 0,59}{0,663}\right)} = 0,547$$

Donc :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$$

Tableau 6.7: Les valeurs de K_α pour $\theta = 0.59$

$\theta=0.59$	K Alfa								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,533	0,780	1,026	1,238	1,337	1,238	1,026	0,780	0,564
b/4	0,131	0,405	0,688	0,976	1,238	1,398	1,376	1,258	1,120
b/2	-0,145	0,111	0,384	0,688	1,026	1,376	1,670	1,833	1,942
3b/4	-0,354	-0,132	0,111	0,405	0,780	1,258	1,833	2,445	2,913
b	-0,537	-0,354	-0,145	0,131	0,533	1,120	1,942	3,007	4,251

d. Tableaux de $k\alpha$ correspondent aux positions réelles des poutres pour $\theta = 0,59$

▪ **Position des poutres**

$$b = 5,1m \rightarrow 1$$

$$b_0 = 1,7m \rightarrow x$$

$$x = \frac{(1,7 \times 1)}{5,1} = 0,33$$

On obtient le tableau suivant:

Poutre	1	2	3	4	5	6
Reelle ($\times b$)	0,99	0,66	0,33	-0,33	-0,66	-0,99

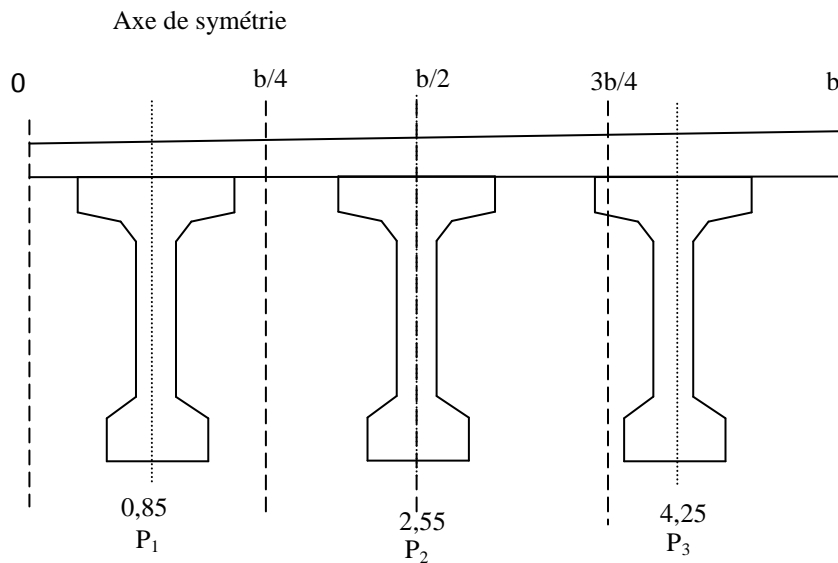


Figure 6.2. La position des poutres.

La position réelle des poutres

▪ **la poutre 1**

$y = 0,85$

0 \longrightarrow $K_\alpha(0)$

0,85 \longrightarrow $K_\alpha(0,85)$

1.275 \longrightarrow $K_\alpha(1.275)$

$K_\alpha(0,85) = 0,33 K_\alpha(0) + 0,66 K_\alpha(1.275)$

Tableau6.8: Les valeurs $k\alpha$ Pour la poutre 1

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0.262	0.524	0.793	1.053	1.258	1.331	1.247	1.088	0.925

▪ **la poutre 2**

$y = 2,55$

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

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
-0.145	0.111	0.384	0.688	1.026	1.376	1.670	1.833	1.942

▪ **La poutre 3**

$y = 5.8$

3.825 \longrightarrow $K_{\alpha}(3.825)$

4.25 \longrightarrow $K_{\alpha}(4.25)$

5.1 \longrightarrow $K_{\alpha}(5.1)$

$K_{\alpha}(4.25) = 0.33 K_{\alpha}(3.825) + 0.66 K_{\alpha}(5.1)$

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

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
-0.471	-0.277	-0.059	0.220	0.609	1.154	1.887	2.791	3.767

Tableau 6.11: Tableau récapitulatif des K_{α}

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P₁	0,262	0,524	0,793	1,053	1,258	1,331	1,247	1,088	0,925
P₂	-0,145	0,111	0,384	0,688	1,026	1,376	1,670	1,833	1,942
P₃	-0,471	-0,277	-0,059	0,220	0,609	1,154	1,887	2,791	3,767

6.4.2. Coefficient de répartition transversale ϵ

6.4.2.1. Les coefficients ϵ_{α}

On applique les mêmes étapes pour la détermination du coefficient K_{α} , sauf que ϵ_{α} est obtenu par les formules suivantes :

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

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

- **Surcharges concentrées**

$$\epsilon_{\alpha\text{moy}} = \frac{\sum_i p_i \times \epsilon_i}{\sum_i p_i} = \frac{\sum_i \epsilon_i}{n}$$

- **Surcharges réparties**

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

- **Efforts tranchant réels :**

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

a .Evaluation des valeurs de ϵ_0

Tableau 6.12: les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0.50$

$\theta=0.50$	ϵ_0								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,098	0,131	0,16	0,189	0,200	0,189	0,163	0,131	0,098
b/4	-0,0003	-0,004	0,099	0,146	0,189	0,218	0,228	0,226	0,222
b/2	-0,082	-0,023	0,036	0,099	0,163	0,228	0,287	0,333	0,375
3b/4	-0,156	-0,090	-0,023	0,049	0,131	0,226	0,333	0,447	0,559
b	-0,2274	-0,156	-0,082	-0,0003	0,098	0,222	0,375	0,559	0,763

Tableau 6.13: les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0.60$

$\theta=0.60$	ϵ_0								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,053	0,110	0,166	0,211	0,232	0,211	0,166	0,110	0,053
b/4	-0,028	0,034	0,090	0,158	0,211	0,242	0,236	0,209	0,177
b/2	-0,083	-0,025	0,033	0,097	0,166	0,236	0,295	0,330	0,355
3b/4	-0,124	-0,076	-0,025	0,034	0,110	0,209	0,330	0,463	0,590
b	-0,160	-0,124	-0,083	0,028	0,053	0,177	0,355	0,590	0,867

Par l'interpolation par la formule suivante :

$$0.50 \longrightarrow \epsilon_0 (\theta = 0.50)$$

$$0.59 \longrightarrow \epsilon_0 (\theta=0.59)$$

$$0.60 \longrightarrow \epsilon_0 (\theta = 0.60)$$

$$\epsilon_0(\theta = 0.59) = 0.9\epsilon_0(\theta = 0.60) + 0.1\epsilon_0(\theta = 0.50)$$

Tableau 6.14: les valeurs de ε_0 pour $\theta=0.59$

$\theta=0.59$	ε_0								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,058	0,112	0,165	0,209	0,229	0,209	0,166	0,112	0,058
b/4	-0,025	0,031	0,091	0,157	0,209	0,240	0,235	0,211	0,182
b/2	-0,083	-0,025	0,033	0,097	0,166	0,235	0,294	0,330	0,357
3b/4	-0,127	-0,077	-0,025	0,036	0,112	0,211	0,330	0,461	0,587
b	-0,167	-0,127	-0,083	-0,025	0,058	0,182	0,357	0,587	0,857

b. Evaluation des valeurs de ε_1 **Tableau 6.15:** les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.50$

$\theta=0.50$	ε_1								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,079	0,109	0,148	0,202	0,283	0,202	0,148	0,109	0,079
b/4	0,061	0,082	0,109	0,148	0,205	0,288	0,209	0,153	0,110
b/2	0,052	0,068	0,089	0,117	0,158	0,218	0,303	0,222	0,158
3b/4	0,052	0,065	0,082	0,104	0,137	0,181	0,243	0,324	0,231
b	0,059	0,072	0,087	0,108	0,137	0,174	0,221	0,277	0,339

Tableau 6.16: les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.60$

$\theta=0.60$	ε_1								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,066	0,097	0,141	0,211	0,323	0,211	0,142	0,098	0,066
b/4	0,046	0,066	0,095	0,141	0,214	0,329	0,220	0,151	0,101
b/2	0,036	0,051	0,071	0,102	0,152	0,229	0,348	0,237	0,158
3b/4	0,035	0,047	0,063	0,087	0,125	0,180	0,261	0,379	0,252
b	0,042	0,053	0,069	0,092	0,125	0,172	0,234	0,312	0,402

Par l'interpolation par la formule suivante :

$$0.50 \longrightarrow \varepsilon_1 (\theta = 0.50)$$

$$0.59 \longrightarrow \varepsilon_1 (\theta=0.59)$$

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

$$\varepsilon_1(\theta = 0.59) = 0.9\varepsilon_1(\theta = 0.60) + 0.1\varepsilon_1(\theta = 0.50)$$

Tableau 6.17: les valeurs de ε_1 pour $\theta=0.59$

$\theta=0.59$	ε_1								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,067	0,098	0,142	0,210	0,319	0,210	0,143	0,099	0,067
b/4	0,048	0,068	0,096	0,142	0,213	0,325	0,219	0,151	0,102
b/2	0,038	0,053	0,073	0,104	0,153	0,228	0,344	0,236	0,158
3b/4	0,037	0,049	0,065	0,089	0,126	0,180	0,259	0,374	0,250
b	0,044	0,055	0,071	0,094	0,126	0,172	0,233	0,309	0,396

a) **Détermination des valeurs de ε_α pour $\theta = 0.59$ et $\alpha = 0.179$**

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

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

Tableau 6.18: les valeurs de ε_α pour $\theta=0.59$

$\theta=0.692$	ε_α								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,062	0,109	0,161	0,209	0,245	0,209	0,162	0,110	0,062
b/4	0,006	0,047	0,092	0,154	0,210	0,255	0,232	0,186	0,148
b/2	-0,032	0,008	0,050	0,098	0,164	0,234	0,315	0,290	0,273
3b/4	-0,058	-0,024	0,013	0,058	0,115	0,198	0,300	0,424	0,444
b	-0,078	-0,050	-0,018	0,025	0,087	0,178	0,305	0,469	0,662

Tableaux récapitulatifs de ε_α ▪ **la Poutre 1****Tableau 6.19:** Les valeurs ε_α Pour la poutre 1

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0.0243	0.0669	0.1137	0.1709	0.2193	0.2375	0.2066	0.1587	0.1182

▪ **la poutre 2****Tableau 6.20:** Les valeurs ε_α Pour la poutre 2

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
-0.032	0.008	0.050	0.098	0.164	0.234	0.315	0.290	0.273

▪ **la poutre 3****Tableau 6.21:** Les valeurs ε_α Pour la poutre 3

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
-0.070	-0.041	-0.007	0.036	0.095	0.183	0.300	0.450	0.584

Tableau 6.22: Tableau récapitulatif des ε_α

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P₁	0,0243	0,0669	0,1137	0,1709	0,2193	0,2375	0,2066	0,1587	0,1182
P₂	-0,032	0,008	0,050	0,098	0,164	0,234	0,315	0,290	0,273
P₃	-0,070	-0,041	-0,007	0,036	0,095	0,183	0,300	0,450	0,584

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

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

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

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

a) évaluation des valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$

Tableau 6.23: les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$ pour $\theta=0.50$

$\theta=0.50$	$\overline{\varepsilon}_1$								
$y e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,022	0,071	0,136	0,234	0,390	0,234	0,136	0,072	0,022
b/4	0,013	0,044	0,083	0,143	0,239	0,393	0,233	0,128	0,046
b/2	0,017	0,036	0,061	0,099	0,158	0,251	0,401	0,228	0,095
3b/4	0,032	0,045	0,063	0,088	0,126	0,184	0,270	0,399	0,185
b	0,059	0,072	0,087	0,108	0,137	0,174	0,220	0,277	0,339

Tableau 6.24: les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$ pour $\theta=0.60$

$\theta=0.60$	$\overline{\varepsilon}_1$								
$y e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,006	0,054	0,124	0,244	0,458	0,244	0,124	0,054	0,006
b/4	0,0001	0,026	0,064	0,130	0,248	0,462	0,245	0,118	0,030
b/2	0,003	0,018	0,040	0,078	0,144	0,263	0,473	0,243	0,083
3b/4	0,016	0,027	0,042	0,067	0,108	0,176	0,290	0,478	0,192
b	0,042	0,053	0,069	0,092	0,125	0,171	0,233	0,312	0,402

Par l'interpolation par la formule suivante :

$$\begin{array}{lcl}
 0,50 & \longrightarrow & \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0.50) \\
 0,59 & \longrightarrow & \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,59) \\
 0,60 & \longrightarrow & \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0.60) \\
 & & \overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,59) = 0,9\overline{\varepsilon}_1(\theta = 50) + 0,1\overline{\varepsilon}_1(\theta = 0,60)
 \end{array}$$

Tableau 6.25: les valeurs de $\overline{\varepsilon_1}$ pour $\theta=0.59$

$\theta=0.692$	$\overline{\varepsilon_1}$								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,008	0,056	0,125	0,243	0,451	0,243	0,125	0,056	0,008
b/4	0,001	0,028	0,066	0,131	0,247	0,455	0,244	0,119	0,032
b/2	0,004	0,020	0,042	0,080	0,145	0,262	0,466	0,242	0,084
3b/4	0,018	0,029	0,044	0,069	0,110	0,177	0,288	0,470	0,191
b	0,044	0,055	0,071	0,094	0,126	0,171	0,232	0,309	0,396

b) Détermination des valeurs de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour $\theta = 0,59$ et $\alpha = 0.179$

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

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

Tableau 6.26: les valeurs de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour $\theta=0.59$ et $\alpha = 0.179$

$\theta=0.59$	$\overline{\varepsilon_\alpha}$								
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,037	0,102	0,158	0,215	0,269	0,215	0,159	0,102	0,037
b/4	-0,014	0,030	0,087	0,152	0,216	0,278	0,237	0,172	0,119
b/2	-0,046	-0,006	0,037	0,094	0,162	0,240	0,367	0,293	0,241
3b/4	-0,066	-0,032	0,004	0,050	0,112	0,197	0,312	0,465	0,419
b	-0,078	-0,050	-0,018	0,025	0,087	0,177	0,304	0,469	0,662

c) Tableaux de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ correspondent aux positions réelles des poutres pour $\theta = 0,59$

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

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0.0029	0.0533	0.1092	0.1715	0.2311	0.2548	0.2085	0.1472	0.0904

▪ **La poutre 2**

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

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
-0.046	-0.006	0.037	0.094	0.162	0.240	0.367	0.293	0.241

▪ **la poutre 3**

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

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
-0.073	-0.044	-0.010	0.033	0.094	0.182	0.304	0.463	0.575

Tableau 6.30: Tableau récapitulatif des $\overline{\varepsilon_\alpha}$

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P₁	0,0029	0,0533	0,1092	0,1715	0,2311	0,2548	0,2085	0,1472	0,0904
P₂	-0,046	-0,006	0,037	0,094	0,162	0,240	0,367	0,293	0,241
P₃	-0,073	-0,044	-0,010	0,033	0,094	0,182	0,304	0,463	0,575

6.5. Calcul des moments et des efforts réels dans chaque poutre

6.5.1 Combinaison d'action [5]

Combinaison	ELU	ELS
I	1.35G+1.6 (Max (A, B,))	G+1.2 (Max (A, B))
II	1.35G+1.35 (Max (M C 120, D 240))	G+Max (M C 120, D 240)

Les valeurs des efforts internes (moment fléchissant réel $M(x)$. effort tranchant réel $T(x)$), Ainsi que pour leur combinaison pour chaque poutre sont données dans les tableaux ci-après.

6.5.2. Les moments

Tableau 6.31: Les valeurs des moments dans les différentes poutres à $X=0.25L$

Système		$M_0 = M/6$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$
A(I)	1Voie	76,97	1,266	97,444	1,444	111,145	1,451	111,683
	2Voies	153,94	1,075	165,486	0,981	151,015	0,765	117,764
Bc	1File	66,18	1,271	84,115	1,574	104,167	1,794	118,727
	2Files	132,36	1,212	160,420	1,275	168,759	1,195	158,170
Bt	1 tandem	42,79	1,271	54,386	1,524	65,212	1,649	70,561
	2 tandems	85,58	1,169	100,043	1,154	98,759	1,001	85,666
Mc120		141,51	1,192	168,680	1,248	176,604	1,133	160,331
D240		221,65	1,218	269,970	1,042	230,959	0,681	150,944
Trottoir	1Trottoire	4,63	1,046	4,843	1,859	8,607	3,042	14,084
	2Trottoire	9,26	0,924	8,556	1,142	10,575	1,907	17,659

Tableau 6.32: Les valeurs des moments dans les différentes poutres à $X=0.5L$

Système		$M_0 = M/6$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$	k_{amoy}	$M_{\text{réel}}$
A(I)	1Voie	102,67	1,266	129,980	1,444	148,255	1,451	148,974
	2Voies	205,34	1,075	220,741	0,981	201,439	0,765	157,085
Bc	1File	83,86	1,271	106,586	1,574	131,996	1,794	150,445
	2Files	167,72	1,212	203,277	1,275	213,843	1,195	200,425
Bt	1 tandem	56,41	1,271	71,697	1,524	85,969	1,649	93,020
	2 tandems	112,81	1,169	131,875	1,154	130,183	1,001	112,923
Mc120		188,69	1,192	224,918	1,248	235,485	1,133	213,786
D240		296,93	1,218	361,661	1,042	309,401	0,681	202,209
Trottoir	1Trottoire	6,179	1,046	6,463	1,859	11,487	3,042	18,797
	2Trottoire	12,358	0,924	11,419	1,142	14,113	1,907	23,567

Tableau 6.33: Les valeurs des moments maximums dans les différentes poutres

Système		$M_0 = M/6$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$
A(l)	1Voie	102,67	1,266	129,980	1,444	148,255	1,451	148,974
	2Voies	205,34	1,075	220,741	0,981	201,439	0,765	157,085
Bc	1File	83,86	1,271	106,586	1,574	131,996	1,794	150,445
	2Files	167,72	1,212	203,277	1,275	213,843	1,195	200,425
Bt	1 tandem	56,41	1,271	71,697	1,524	85,969	1,649	93,020
	2 tandems	112,81	1,169	131,875	1,154	130,183	1,001	112,923
Mc120		188,69	1,192	224,918	1,248	235,485	1,33	250,958
D240		296,93	1,218	361,661	1,042	309,401	0,681	202,209
Trottoir	1Trottoire	6,179	1,046	6,463	1,859	11,487	3,042	18,797
	2Trottoire	12,358	0,924	11,419	1,142	14,113	1,907	23,567

Tableau 6.34: La poutre la plus sollicitée

Poutre	Position	M (C.P)	M (Surcharges)	M_{tot}
Poutre 1	0.5L	650,227	361,661	1011,888
	0.25L	487,67	269,970	757,64
	Max	650,227	361,661	1011,888
Poutre 2	0.5L	650,227	309,401	959,628
	0.25L	487,67	230,959	718,629
	Max	650,227	309,401	959,628
Poutre3	0.5L	737,865	250,958	988,823
	0.25L	553,41	188,208	741,618
	Max	737,865	250,958	988,823

➤ Les valeurs des moments majorés dans les différentes poutres

Tableau 6.35: Combinaison des moments ELU

ELU	Poutre 1			poutre 2			Poutre 3		
	0.25L	0.5L	max	0.25L	0.5L	max	0.25L	0.5L	max
1.35G+1.6 (A(L)+Tr)	936,82 2	1249,2 62	1249,2 62	916,89 9	1222,6 90	1222,6 90	963,78 0	1285,1 61	1285,1 61
1.35G+1.6 (Bc)+Tr)	928,71 6	1221,3 20	1221,3 20	945,28 9	1242,5 36	1242,5 36	1028,4 30	1354,5 05	1354,5 05
1.35 (G+Mc120)	886,07 3	1181,4 46	1181,4 46	896,77 0	1195,7 11	1195,7 11	963,55 0	1284,7 29	1284,7 29
1.35 (G+ D 240)	1022,8 14	1366,0 49	1366,0 49	970,14 9	1295,4 98	1295,4 98	950,87 8	1269,1 00	1269,1 00

Tableau 6.36: Combinaison des moments ELS

ELS	Poutre 1			poutre 2			Poutre 3		
	0.25L	0.5L	max	0.25L	0.5L	max	0.25L	0.5L	max
G+1.2(A(L))+ Tr)	696,52 0	928,81 9	928,81 9	681,57 8	908,88 9	908,88 9	715,91 8	954,64 7	954,64 7
G+1.2 ((Bc)+Tr)	690,44 1	907,86 2	907,86 2	702,87 1	923,77 4	923,77 4	764,40 5	1006,6 55	1006,6 55
G+Mc120	656,35 0	875,14 5	875,14 5	664,27 4	885,71 2	885,71 2	713,74 1	951,65 1	951,65 1
G+ D 240	757,64 0	1011,8 88	1011,8 88	718,62 9	959,62 8	959,62 8	704,35 4	940,07 4	940,07 4

6.5.3. Les efforts tranchants

Tableau 6.37: Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à X=0.0L

Système		$T_0 = T/6$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			$\overline{\epsilon}_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\overline{\epsilon}_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\overline{\epsilon}_{\alpha moy}$	$T_{réel}$
A(l)	1Voie	10,53	0,288	3,033	0,271	2,854	0,233	2,453
	2Voies	21,06	0,179	3,770	0,167	3,517	0,122	2,569
Bc	1File	10,52	0,2298	2,417	0,283	2,977	0,291	3,061
	2Files	21,03	0,212	4,458	0,219	4,606	0,192	4,038
Bt	1 tandem	5,57	0,229	1,276	0,282	1,571	0,266	1,482
	2 tandems	11,14	0,201	2,239	0,198	2,206	0,161	1,794
Mc120		18,09	0,202	3,654	0,245	4,432	0,181	3,274
D240		30,45	0,22	6,699	0,169	5,146	0,106	3,228
Trottoir	1Trottoire	0,634	0,133	0,084	0,28	0,178	0,491	0,311
	2Trottoire	1,268	0,095	0,120	0,168	0,213	0,307	0,389

Tableau 6.38: Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à X=0.25L

Système		$T_0 = T/6$	Poutre1		Poutre 2		Poutre3	
			$\epsilon_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\epsilon_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\epsilon_{\alpha moy}$	$T_{réel}$
A(l)	1Voie	5,92	0,218	1,291	0,251	1,486	0,231	1,368
	2Voies	11,84	0,176	2,084	0,162	1,918	0,122	1,444
Bc	1File	7,31	0,22	1,608	0,268	1,959	0,287	2,098
	2Files	14,61	0,205	2,995	0,211	3,083	0,19	2,776
Bt	1 tandem	4,14	0,22	0,911	0,263	1,089	0,263	1,089
	2 tandems	8,28	0,196	1,623	0,192	1,590	0,159	1,317
Mc120		13,18	0,199	2,623	0,22	2,900	0,18	2,372
D240		20,46	0,21	4,297	0,168	3,437	0,107	2,189
Trottoir	1Trottoire	0,357	0,149	0,053	0,286	0,102	0,484	0,173
	2Trottoire	0,713	0,121	0,086	0,156	0,111	0,3	0,214

Tableau 6.39: La poutre la plus sollicitée

Poutre	Position	T (C.P)	T (Surcharges)	T tot
Poutre 1	0.25L	33,345	4,297	37,642
	0.00L	66,69	6,699	73,389
Poutre 2	0.25L	33,345	3,437	36,782
	0.00L	66,69	5,146	71,836
Poutre 3	0.25L	37,839	2,776	40,615
	0.00L	75,679	4,038	79,717

➤ Tableau donnant les valeurs des efforts tranchants majorées dans les différentes poutres

Tableau 6.40: Combinaison à ELU

ELU	Poutre 1		poutre 2		Poutre 3	
	0L	0,25L	0L	0,25L	0L	0,25L
1.35G+1.6 (A(L)+Tr)	96,256	48,488	96,000	48,262	106,899	53,735
1.35G+1.6 (Bc)+Tr)	97,356	49,945	97,742	50,126	109,250	55,867
1.35 (G+Mc120)	94,964	48,557	96,015	48,931	106,587	54,285
1.35 (G+ D 240)	99,075	50,817	96,979	49,656	106,524	54,038

Tableau 6.41: Combinaison à ELS

ELS	Poutre 1		poutre 2		Poutre 3	
	0L	0,25L	0L	0,25L	0L	0,25L
G+1.2 (A(L)+Tr)	71,358	35,949	71,166	35,780	79,229	39,829
G+1.2 ((Bc)+Tr)	72,184	37,042	72,473	37,178	80,991	41,427
G+Mc120	70,344	35,968	71,122	36,245	78,953	40,211
G+D240	73,389	37,642	71,836	36,782	78,907	40,028

Tableau 6.42: Les combinaisons max des moments dans chaque poutre

Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0.25L	0.50L	max
Poutre 1	ELU	I	M (t.m)	936,822	1249,262	1249,262
		II	M (t.m)	1022,814	1366,049	1366,049
	ELS	I	M (t.m)	696,520	928,819	928,819
		II	M (t.m)	757,640	1011,888	1011,888
Poutre 2	ELU	I	M (t.m)	945,289	1242,536	1242,536
		II	M (t.m)	970,149	1295,498	1295,498
	ELS	I	M (t.m)	702,871	923,774	923,774
		II	M (t.m)	718,629	959,628	959,628
Poutre 3	ELU	I	M (t.m)	1028,430	1354,505	1354,505
		II	M (t.m)	950,878	1269,100	1269,100
	ELS	I	M (t.m)	764,405	1006,655	1006,655
		II	M (t.m)	713,741	951,651	951,651

Tableau 6.43: Les combinaisons max des efforts dans chaque poutre

Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0.00L	0.25L	Max
Poutre 1	ELU	I	T(t)	97,356	49,945	97,356
		II	T(t)	99,075	50,817	99,075
	ELS	I	T(t)	72,184	37,042	72,184
		II	T(t)	73,389	37,642	73,389
Poutre 2	ELU	I	T(t)	97,742	50,126	97,742
		II	T(t)	96,979	49,656	96,979
	ELS	I	T(t)	72,473	37,178	72,473
		II	T(t)	71,836	36,782	71,836
Poutre 3	ELU	I	T(t)	109,250	55,867	109,250
		II	T(t)	106,587	54,285	106,587
	ELS	I	T(t)	80,991	41,427	80,991
		II	T(t)	78,953	40,211	78,953

Chapitre07 :

Modélisation et

Comparaison

7.1. Introduction

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

La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des matériaux, permet de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif. Cette description se traduit par des lois exprimant en tout point matériel une relation plus au moins complexe entre les tenseurs de contrainte et de déformation et leurs accroissements respectifs. Les progrès réalisés permettent aujourd'hui une analyse plus fine de comportement non linéaire des matériaux utilisés dans la construction des ouvrages.

L'analyse numérique fournit les moyens de résoudre par « discrétisation » les équations aux dérivées partielles associées à un problème physique citant dans notre cas la méthode des éléments finis. L'introduction des lois de comportement dans un code en éléments finis est aujourd'hui assez bien maîtrisée. Le logiciel de calcul se situe ainsi au bout d'une chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable par l'ingénieur.

7.2. Présentation de logiciel

Robot est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans line structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post processeur graphique disponible facilité considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

7.3. La modélisation

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec deux travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 22 cm d'épaisseur avec 06 poutres de longueur de 40m).

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas ou le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.[3].

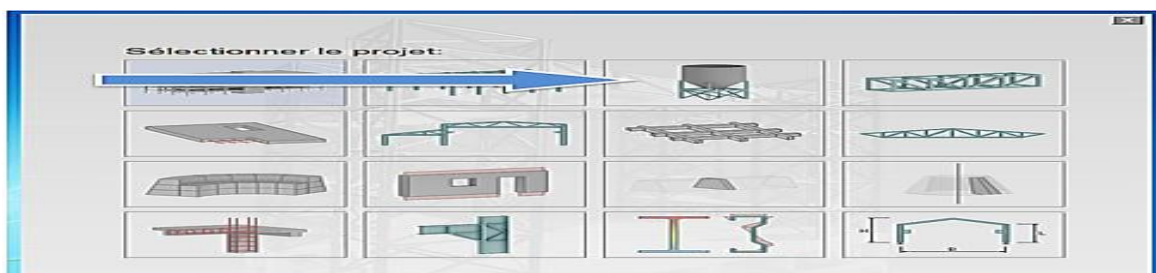


Figure 7.1. Choix de l'affaire.

7.3.1. Modélisation de la poutre

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

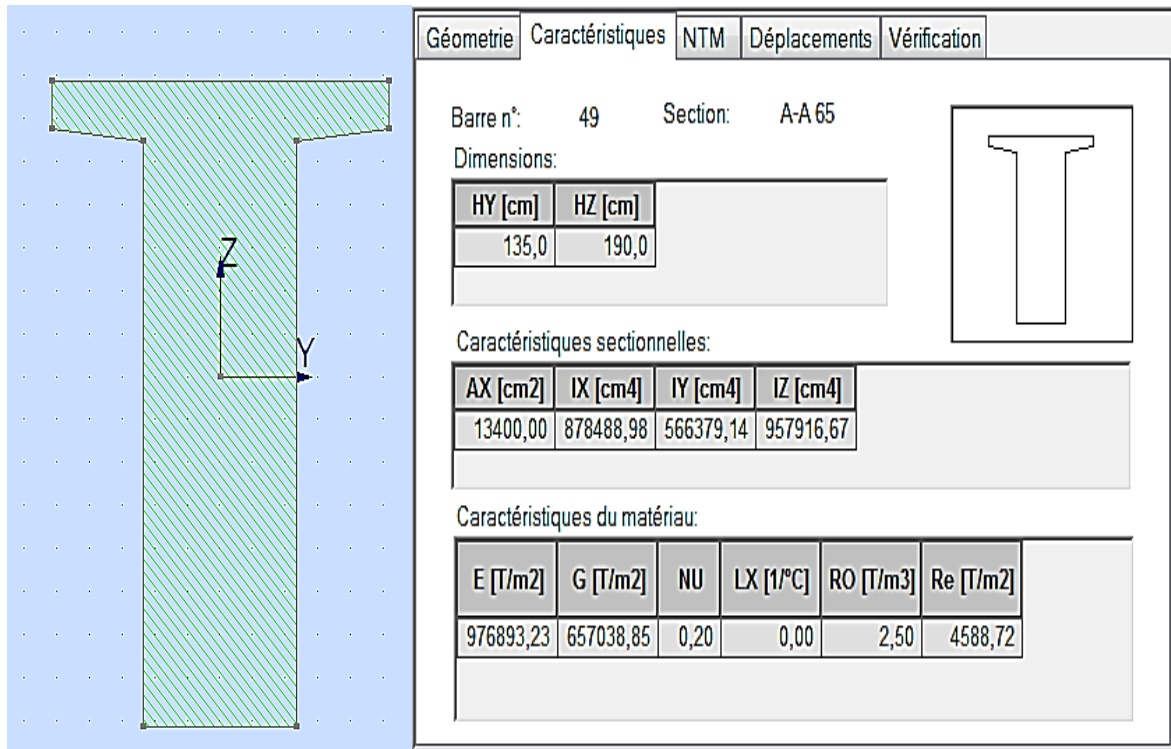


Figure 7.2. section d'about

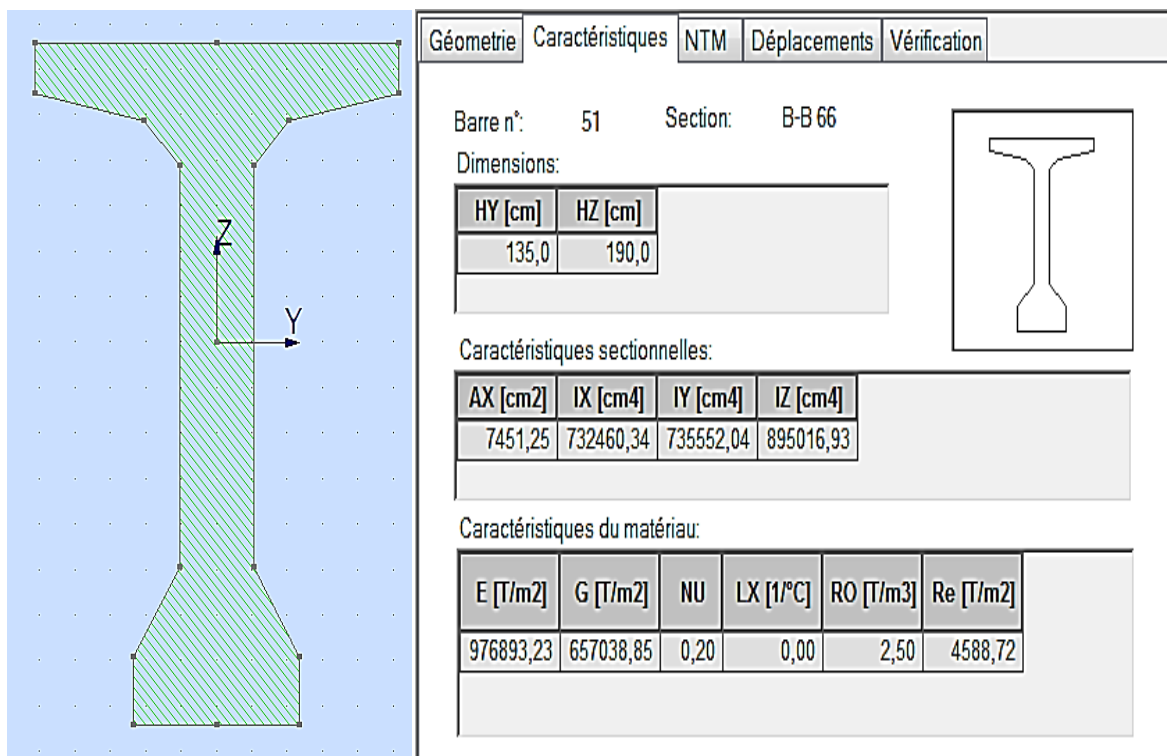


Figure 7.3. section intermédiaire

7.3.2. Modélisation de la dalle

La dalle constituée le tablier est modélisée de la manière suivante :

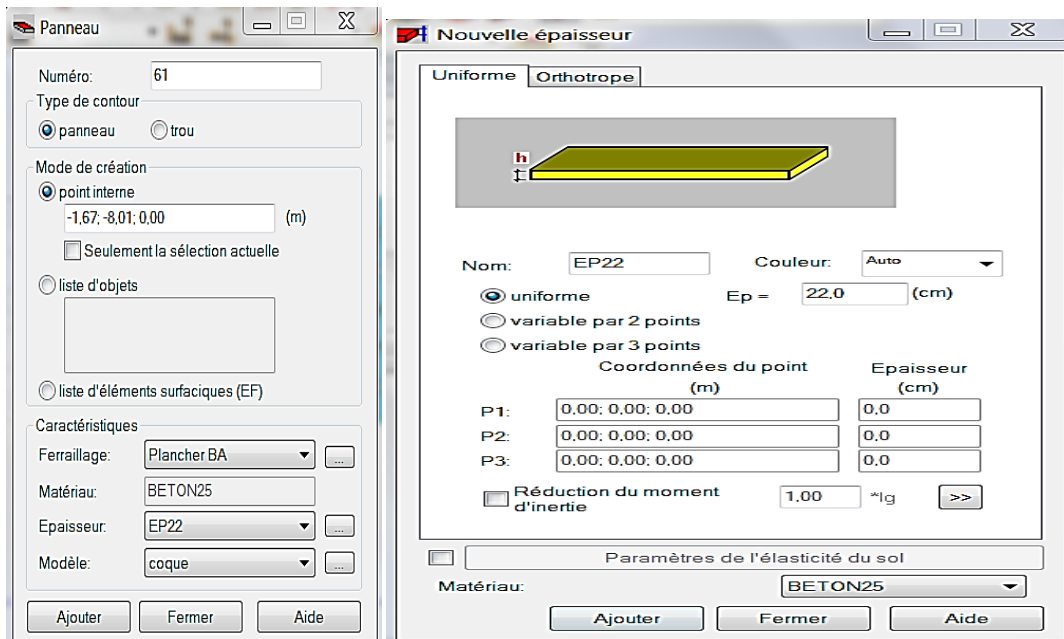
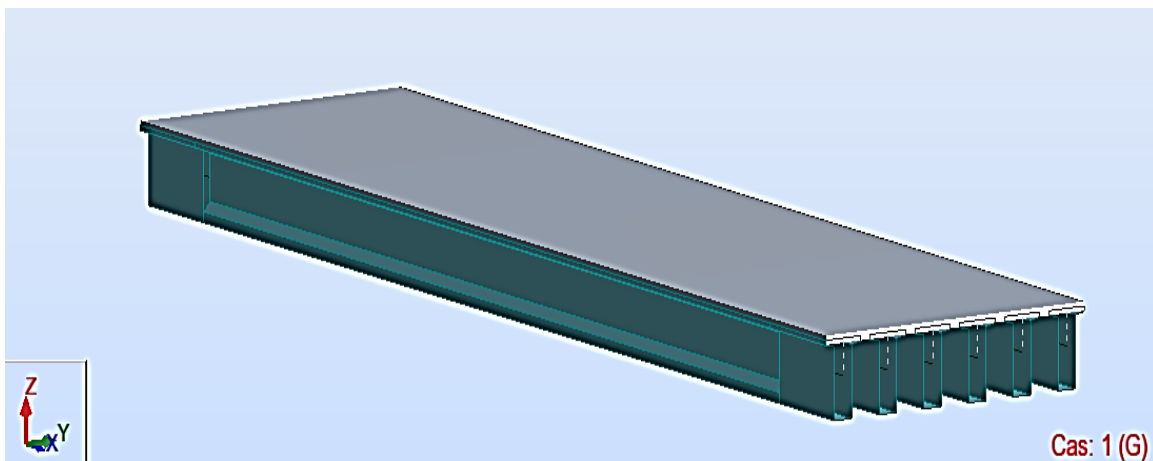


Figure 7.4. Modélisation de la dalle.

7.3.3. Modélisation du tablier

Le tablier est modélisé de la manière suivante :



Système Figure 7.5. Modélisation du tablier.

7.3.4. Définition de différents cas de charge

7.3.4.1. Charge A(L) 01 voie chargée

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

$$A(L) = 0.935 \text{ t/m}^2$$

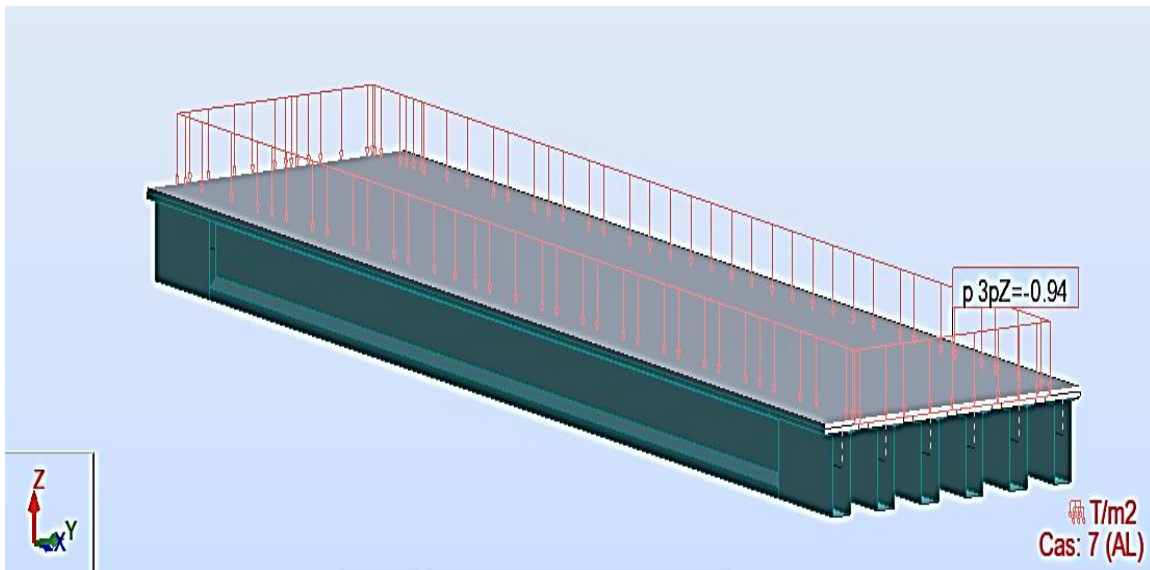


Figure 7.6. Système de charge A (L) 02 VC.

7.3.4.2. Sous système Bc 02 voies chargée

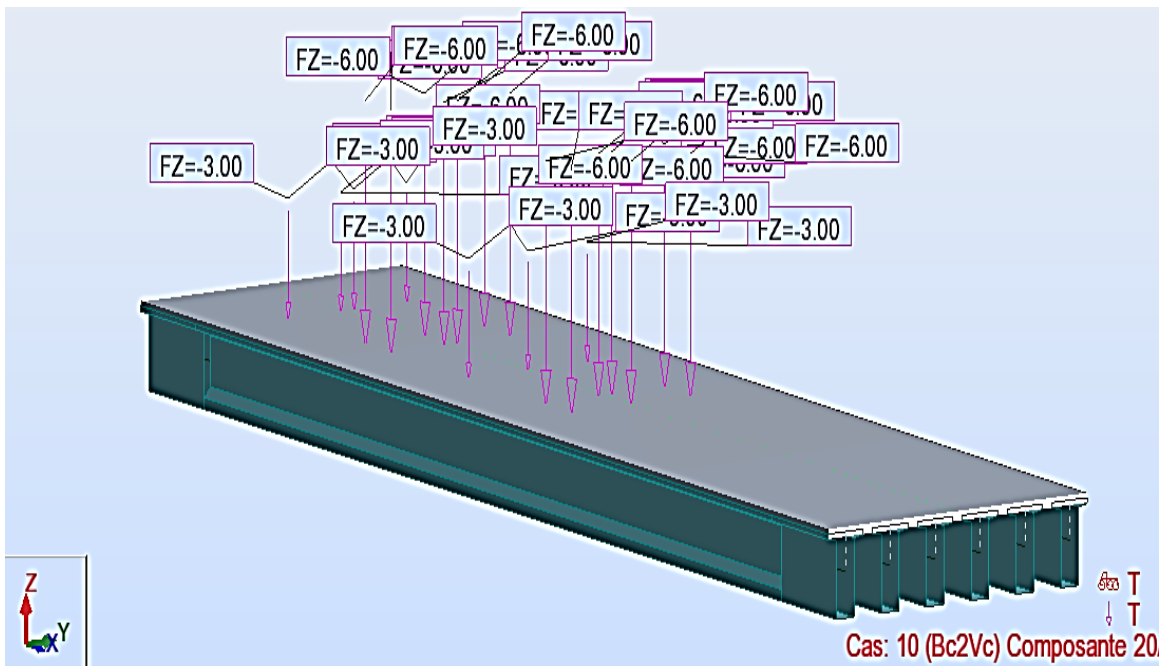


Figure 7.7. Sous système Bc 03 VC.

7.3.4.2. Système militaire Mc120

La charge par chaque chenille est :

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

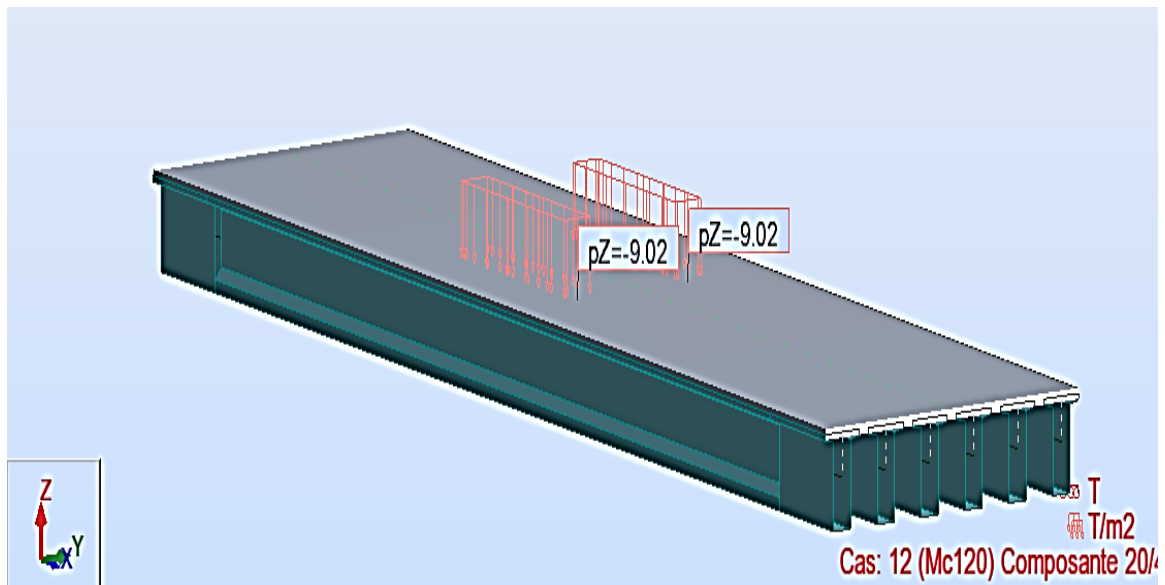


Figure 7.8.Système militaire Mc120.

7.3.4.3.Charge exceptionnelle D240

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

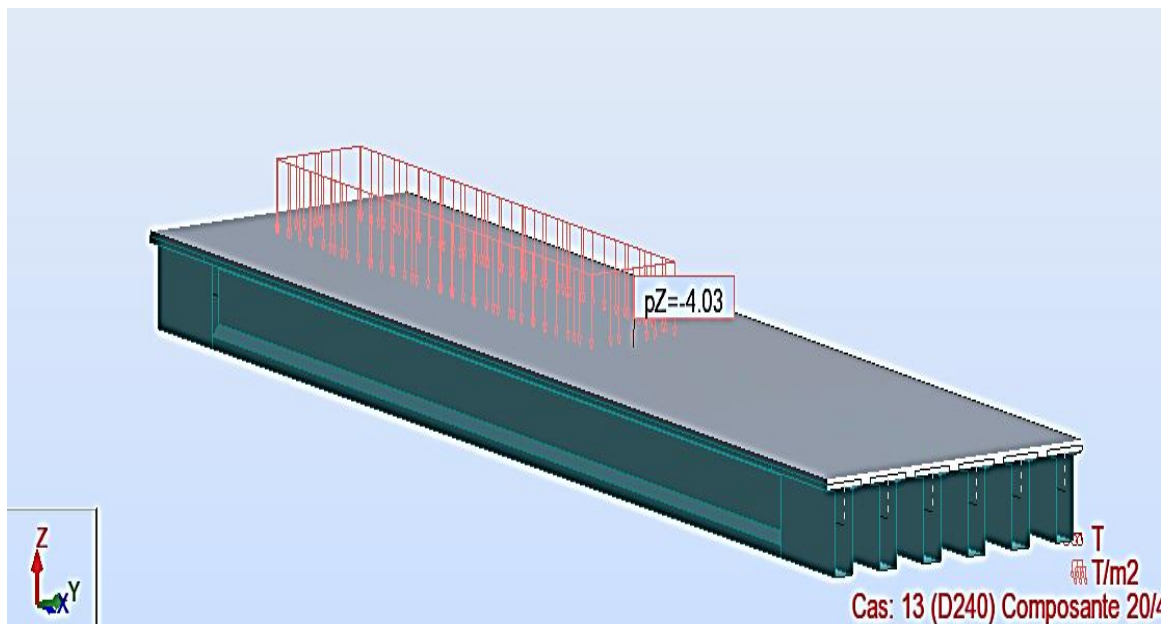


Figure 7.9.Charge exceptionnelle D240.

7.3.5. Valeur des moments fléchissant réels

Pour la détermination des sollicitations maximum (M et T), on doit prendre en considération les combinaisons d'actions selon BPAEL [5] (Tableau.1) :

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

- à l'état limite de service (E.L.S) à l'état limite ultime (E.L.U)
- a : $G + 1,2(A(L))$ a : $1,35G + 1,6(A(L))$
- b : $G + 1,2(Bc)$ b : $1,35G + 1,6(Bc)$
- c : $G + Mc120$ d : $1,35G + 1,35Mc120$
- d : $G + D240$ e : $1,35G + 1,35D240$

Les combinaisons d'action : [5]

COMBINAISON	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G + 1,6[\text{Max}(A, B)]$	$G + 1,2[\text{Max}(A, B)]$
li	$1,35G + 1,35\text{Max}[Mc_{120}, D240]$	$G + \text{Max}[Mc_{120}, D240]$

Tableau.7.1. des moments fléchissant longitudinaux réel engendrés dans les différentes poutres après la comparaison (donnée par robot)

Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0.25L	0.50L	max
Poutre 1	ELU	I	M (t.m)	933.99	1245.32	1245.32
		II	M (t.m)	1005.79	1341.06	1341.06
	ELS	I	M (t.m)	691.08	921.44	923.44
		II	M (t.m)	746.61	995.48	995.48
Poutre 2	ELU	I	M (t.m)	924.90	1233.21	1233.21
		II	M (t.m)	949.82	1266.43	1266.43
	ELS	I	M (t.m)	987.66	916.88	916.88

		II	M (t.m)	704.31	939.09	939.09
Poutre 3	ELU	I	M (t.m)	922.22	1229.63	1229.63
		II	M (t.m)	893.65	1191.54	1191.54
	ELS	I	M (t.m)	686.58	915.45	915.45
		II	M (t.m)	661.96	882.62	882.62

Les valeurs extrêmes du moment

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		E.L.U		E.L.S	
Poutre: 03	1,35G+1,35D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		1005.79	1341.06	746.61	995.48

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

✓ A l'E.L.U

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		ROBOT		G.MASSONET	
Poutre: 03	1,35G+1,35D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		1005.79	1341.06	1022.81	1366.04

✓ à l'E.L.S

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		ROBOT		G.MASSONET	
Poutre: 03	1,35G+1,35D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		746.61	995.48	767.64	1011.88

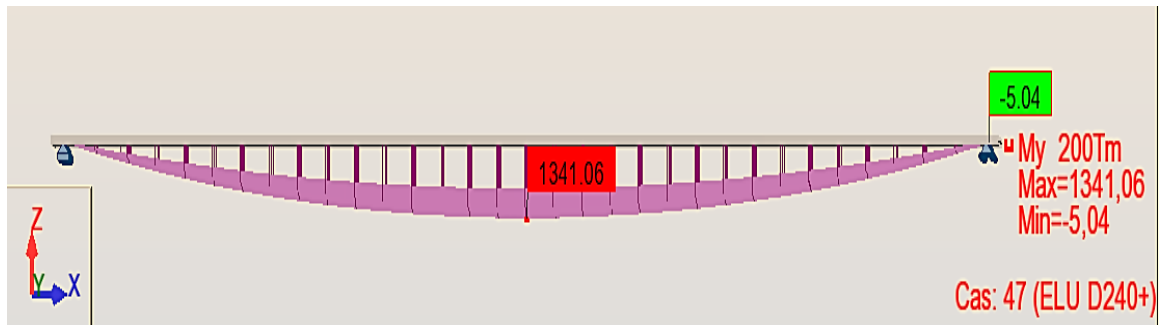


Figure 7.10: Moment max à l'E.L.U.

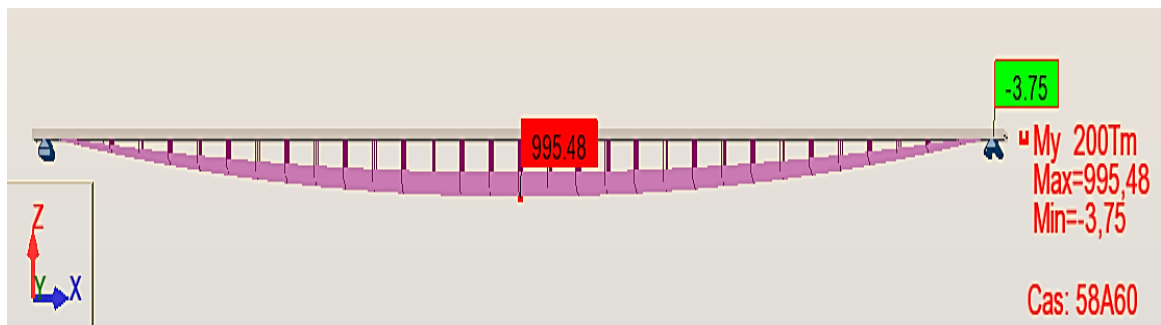


Figure 7.11: Moment max à l'E.L.S.

Conclusion

La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel 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. Ce qui nous permet d'utiliser le logiciel pour la modélisation.

Chapitre08 :

Étude de la dalle et
L'entretoise d about

8.1. Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert comme couverture pour le pont, cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges est de les transmettre aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. On suppose que le pont soit rigidement entretoisé, ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restantes dans un même plan et les moments correspondants donnés par l'effort local (flexion locale).

8.2. Calcul du Ferrailage de l'hourdis

Le ferrailage sera fait sous le moment maximum dû à la flexion simple (sont obtenus à l'aide de logiciel Robot Millenium), ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S.

COMBINAISON	E.L.U	E.L.S
01	1,35G+1,6[Max (A, B)]	G+1,2[Max (A, B)]
02	1,35G+1,35Max [Mc ₁₂₀ , D240]	G+ Max [Mc ₁₂₀ , D240]

8.2.1. Etude de la flexion transversale

ELU: (1.35G+1.35D240)....ROBOT.

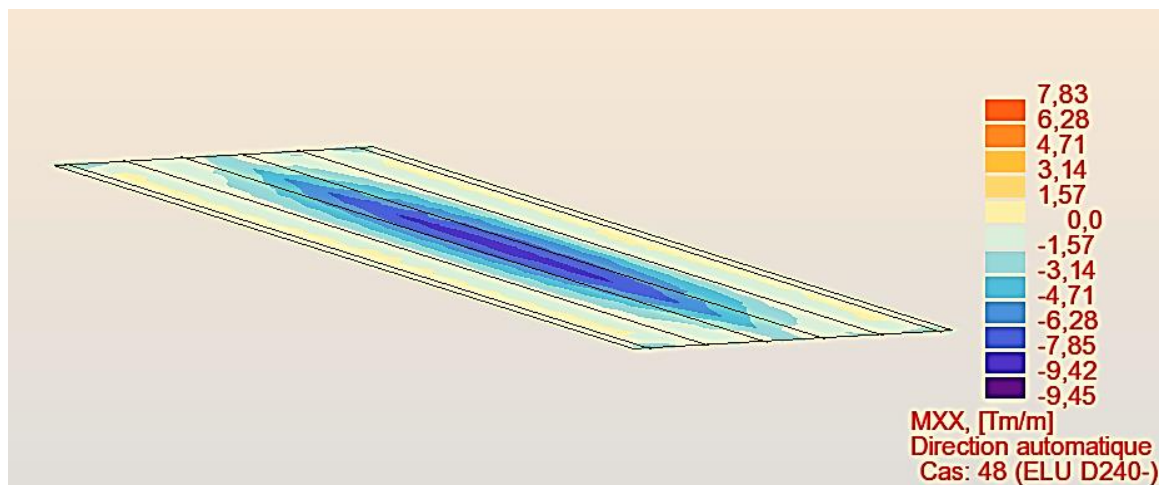


Figure.9.1. Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle.

Moment sur appui

$$M_{aU} = -9.45 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{aS} = -7.00 \text{ t.m/ml.}$$

Moment en travée

$$M_{tu} = 7.83 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ts} = 5.80 \text{ t.m/ml.}$$

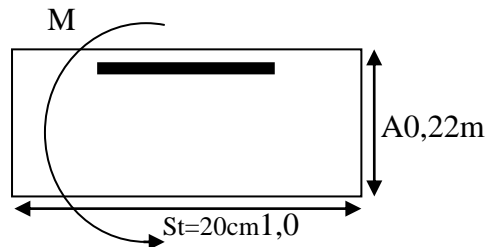
Ferraillage sous la flexion transversale

- **Sur appui**

- **ELU**

Le ferraillage à l'ELU se fait par le logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ { Calcul de ferraillage en flexion simple
- ✓ { Fissuration préjudiciable
- ✓ { Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ { Acier FeE 400 MPA



Section rectangulaire :

$$b = 100\text{cm}$$

$$h = 22\text{cm}$$

$$d_1 = 19\text{cm}$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :(Le moment utilisé est $M_u = -9.45 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{ic} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 15,84 \text{ cm}^2$

- **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16.2\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = 19 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 15.143 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 12.24 \text{ t.m}$$

$$12.24 \text{ t.m} \geq M_{as} = 7.00 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{19.26 \text{ cm}^2}$$

- **En travée**

- **ELU**

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :(Le moment utilisé est : $M_u = 7.83 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{st} = 12.87 \text{ cm}^2$

- **ELS**

$$M_{Rb} = 12.24 \text{ t.m} \geq M_{ts} = 5.80 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{15,95 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,22}{400} \times 100 \times 19 = 2,42 \text{ cm}^2$$

❖ **Section des armatures**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s ser}, A_{s min})$$

• **Sur appui :**

$$A_s = \max (15,84; 19,26; 2,42) = 19,26 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA20** (21,99 cm²)

• **En travée :**

$$A_s = \max (12,87; 15,95; 2,42) = 15,95 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20** (15,71 cm²)

8.2.2. Etude de la flexion longitudinale

ELU: (1.35G+1.35D240).....ROBOT.

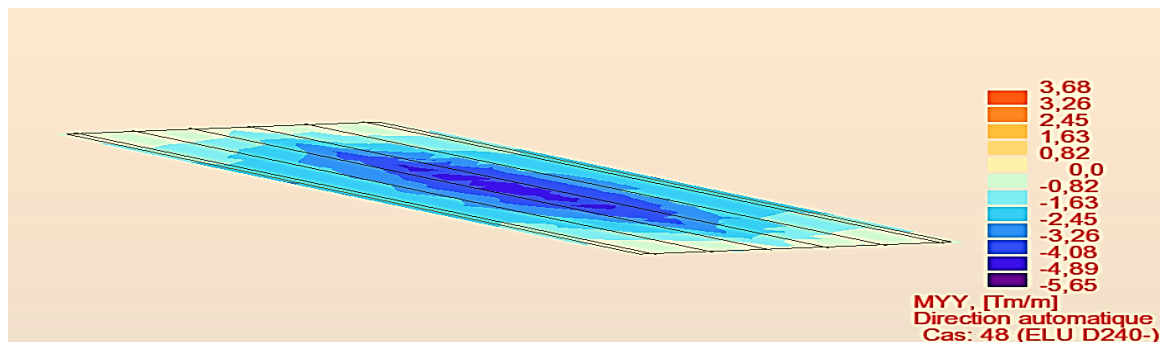


Fig.9.2. Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle

Moment sur appui

$$M_{au} = -5,65 \text{ t. m/ml.}$$

$$M_{as} = -4,19 \text{ t. m/ml.}$$

Moment en travée :

$$M_{tU} = 3,68 \text{ t. m/ml.}$$

$$M_{tS} = 2,70 \text{ t. m/ml.}$$

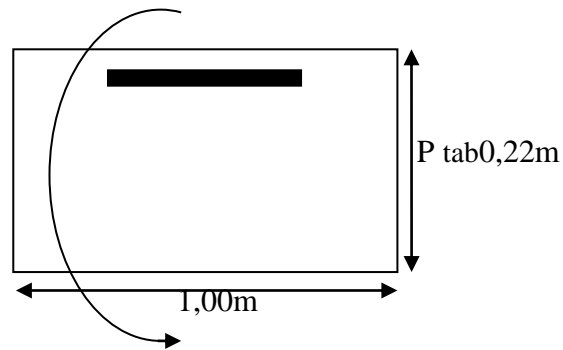
Ferraillage sous la flexion longitudinale• **Sur appui**➤ **ELU**

Le ferraillage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferraillage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 400 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 22\text{cm} \\ d_1 = 19\text{cm} \end{array} \right.$$



Les résultats obtenus par SOCOTEC sont : (Le moment utilisé est $M_u = -5.65 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 9.05 \text{ cm}^2$

➤ **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 15.143 \text{ cm}$$

$$MR_b = 12.24 \text{ t.m} \geq M_{as} = 4.19 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 11.52 \text{ cm}^2$$

• **En travée**

➤ **ELU**

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont : (Le moment utilisé est : $M_u = 3.68 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 5.77 \text{ cm}^2$

➤ **ELS**

$$MR_b = 12.24 \text{ t.m} \geq M_{ts} = 2.70 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 7.429 \text{ cm}^2$$

❖ **Section des armatures**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s ser}, A_{s min})$$

• **Sur appui :**

$$A_s = \max (9.05 ; 11.52 ; 2.42) = 11.52 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA16** (12.06 cm²)

• **En travée :**

$$A_s = \max (5.77 ; 7.429 ; 2.42) = 7.429 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA14** (7,70 cm²)

➤ **Espacement**

suitant X: $S_t \leq \text{Min}\{2h ; 22\text{cm}\} = \text{Min}\{2 \times 22 ; 22\text{cm}\} = 22\text{cm}$

suitant Y: $S_t \leq \text{Min}\{3h ; 33\text{cm}\} = \text{Min}\{3 \times 22 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

8.3. Schéma de ferrailage de la dalle

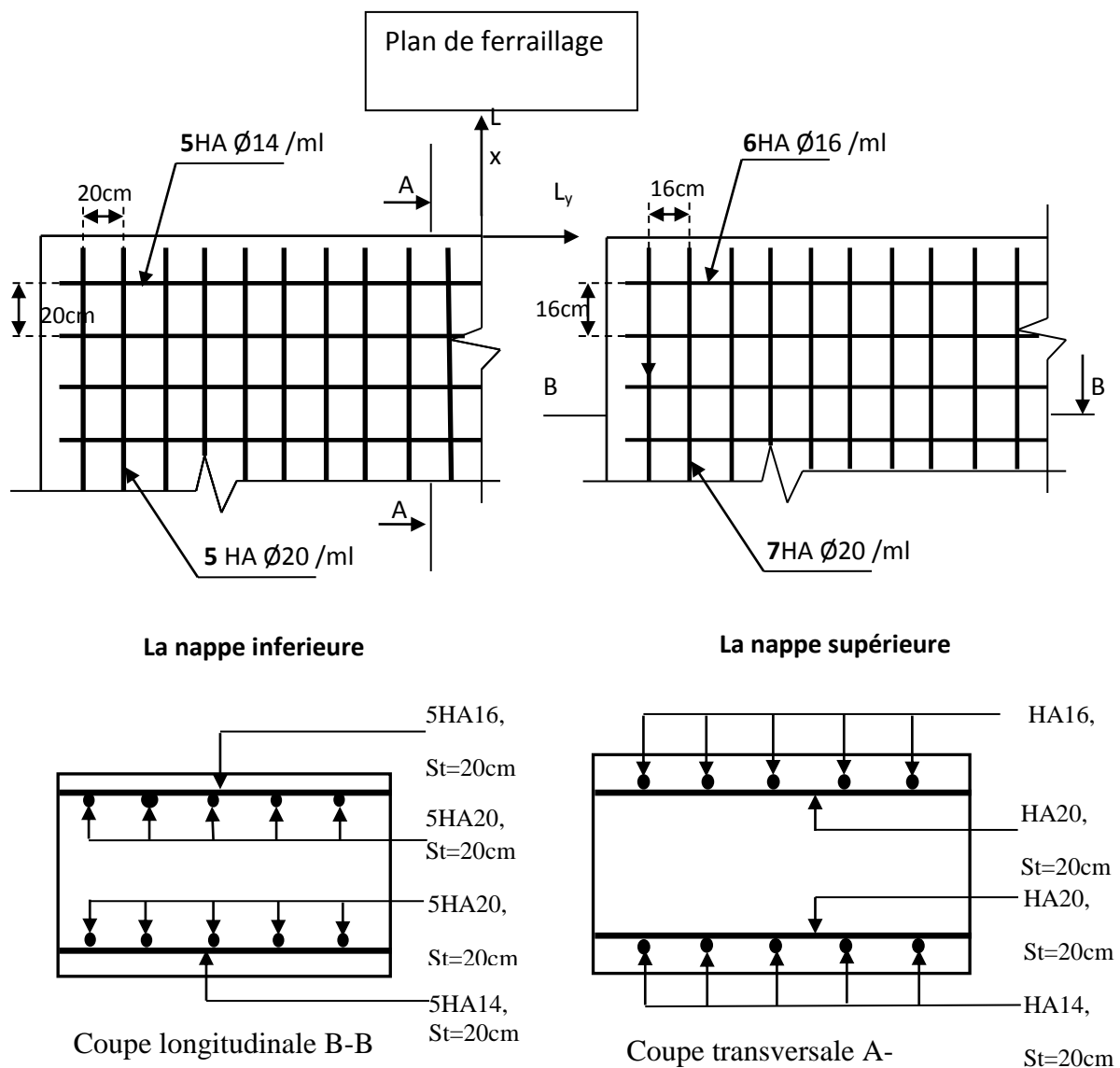


Figure 9.3. Schéma de ferrailage de la dalle.

8.4. Étude de l'entretoise d'about

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

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoire pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

8.4.1. Dimensions de l'entretoise

L'entretoise a une hauteur de 100cm, une largeur de 35cm et une longueur de 11,6 m.

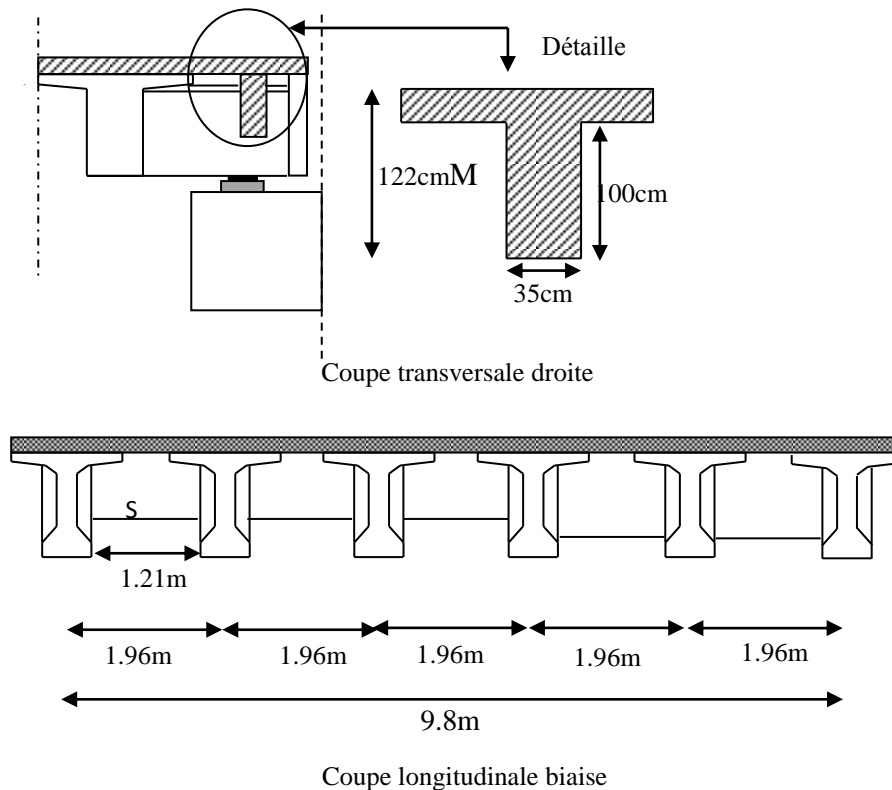


Figure.4. Dimensions de l'entretoise.

8.4.2. 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).

Calcul des efforts

a. le poids propre

$$S_{entr} = (1,2124 \times 1) - 2 \times \left(\frac{0,18 + 0,12}{2} \times \frac{0,35}{\sin 66gr} \right) = 1,098m^2.$$

$$P_{entr} = S_{entr} \times 0,35 \times 2,5 \times 5 = 4,80t.$$

$$P_{entr} = \frac{P_{entr}}{L} = \frac{4,80}{9,8} = 0,489t / ml.$$

b. L'effort du au tablier

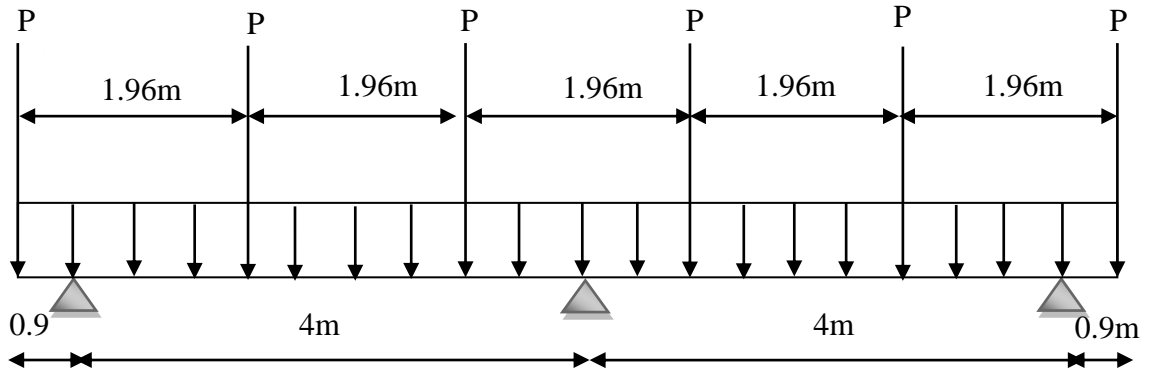
$$G_{tab} = G_{tot,tab} - G_{entr} = 856,92 - 9,6 = 847,32t.$$

Ce poids est porté par les deux entretoises d'about, donc:

$$P_{tab} = \frac{G_{tab}}{2} = 423,66t / \text{entretoise}.$$

$$P_{tab} = \frac{423,66}{6} = 70.61t / \text{poutre}.$$

8.4.2.1 . Emplacement des vérins

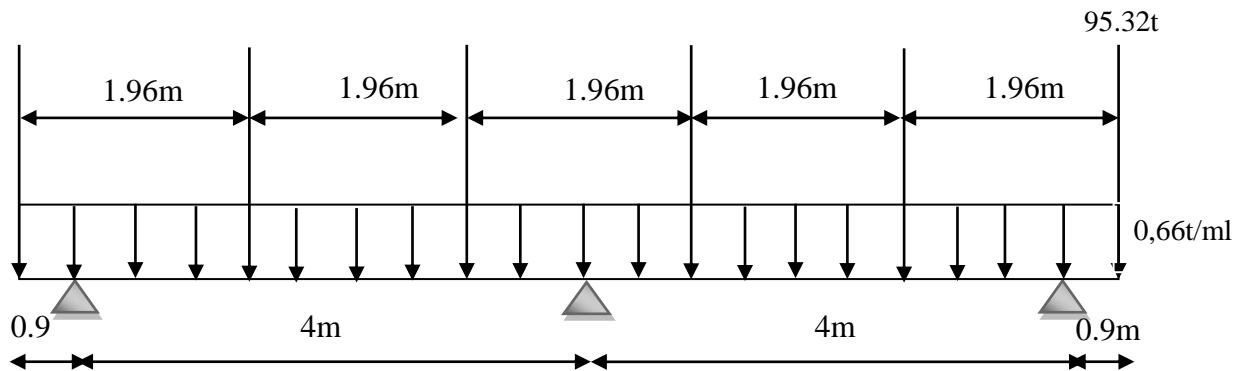


8.4.2.2 Calcul des sollicitations

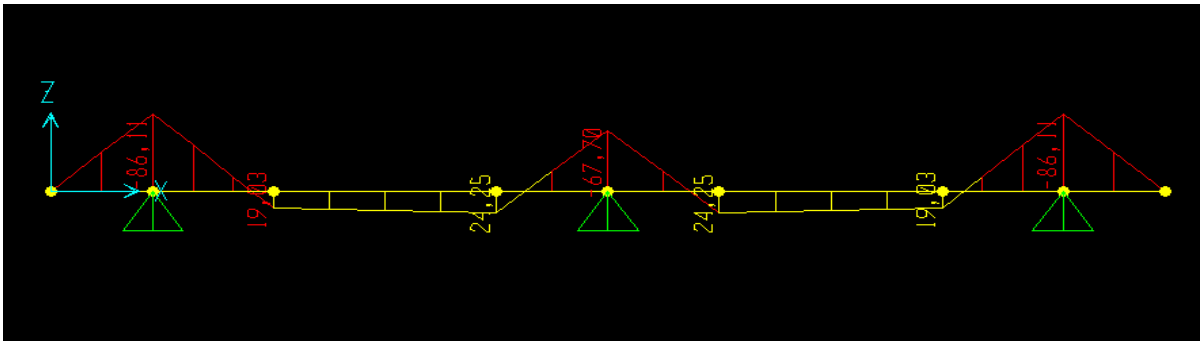
Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **SAP2000**, en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
ELU	1.35x 0.564= 0.660	1,35x 70.61=95.324 t
ELS	0.489	70.61

ELU :



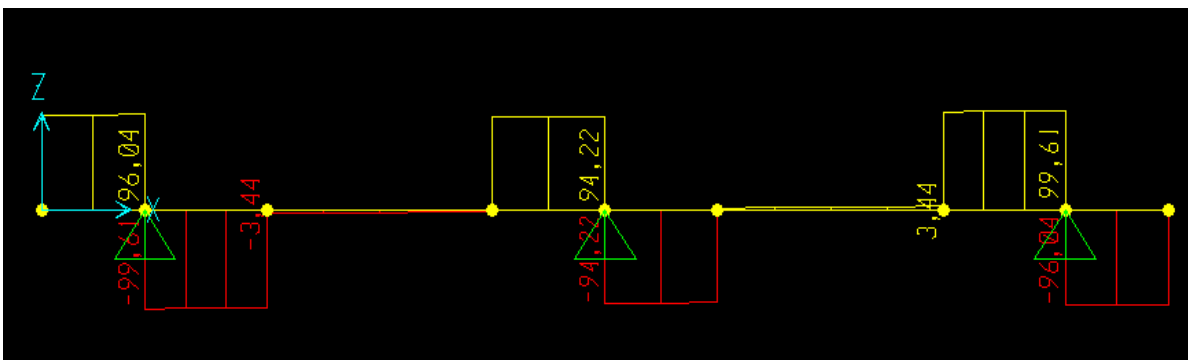
❖ **Diagramme des moments**



$M_{u\ app} = 86,11\text{t. m}$

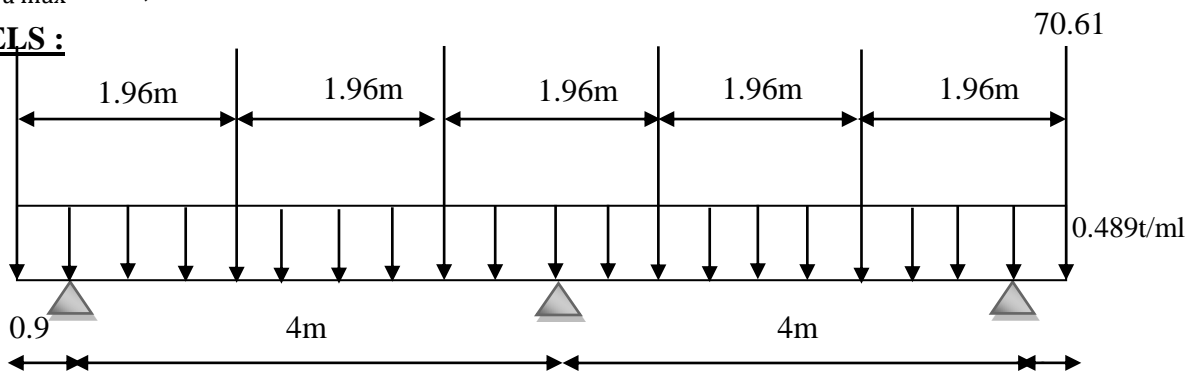
$M_{u\ trav} = 24,25\text{t. m}$

❖ Diagramme des efforts tranchants

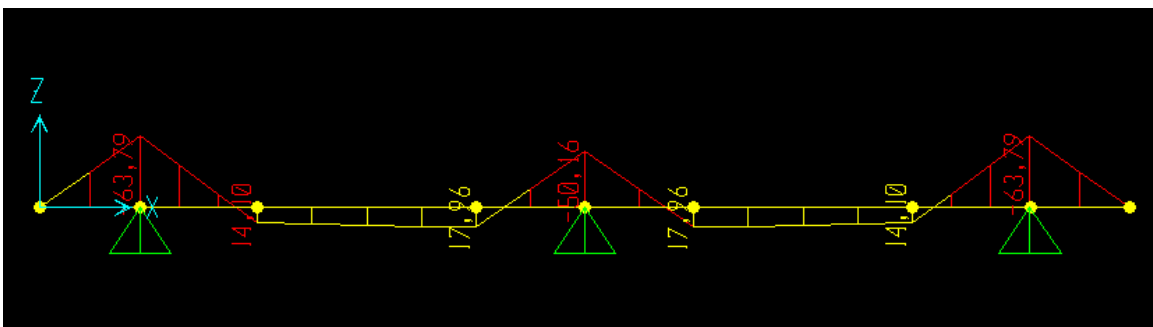


$T_{u\ max} = 99,61\text{t}$

ELS :



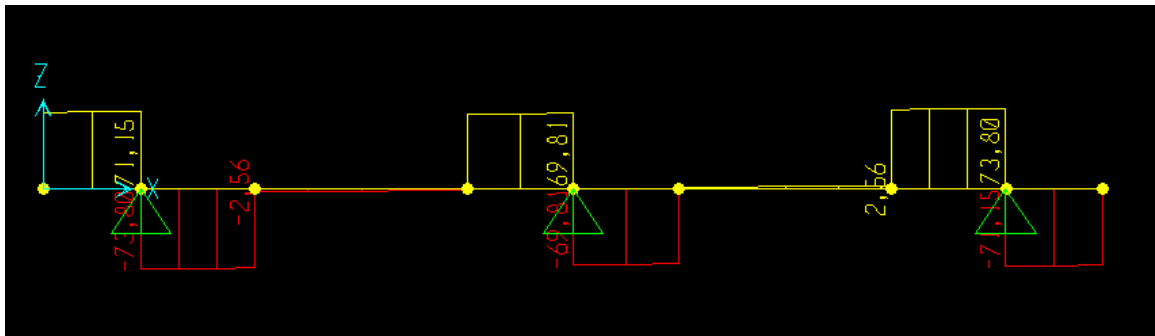
❖ Diagramme des moments



$M_{ser\ app} = 63,79\text{t. m.}$

$M_{ser\ trav} = 17,96\text{t. m.}$

❖ Diagramme des efforts tranchants



$$T_{\text{ser max}} = 73,80 \text{ t.}$$

8.4.3. Ferrailage de l'entretoise

- **Hypothèses :** Fissuration préjudiciable.
Acier FeE 400.

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ et } \gamma_s = 1,15.$$

$$b = 0,35 \text{ m, } d = 0,97 \text{ m ; } c = 0,03 \text{ m}$$

- **En travée :**

$$M_U = 24,25 \text{ t.m.}$$

$$M_S = 17,96 \text{ t.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{24,25}{17,96} = 1,35$$

E. L. U:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24,25 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,97^2 \times 17} = 0,0433$$

$$\mu_{bu} = 0,0433 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

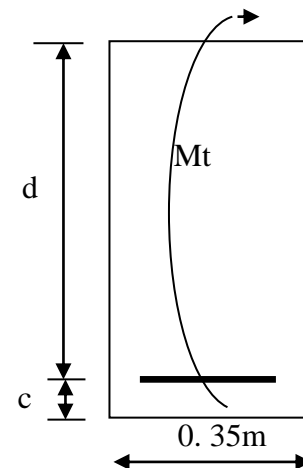
$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0553$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 7,35 \text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$



$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,35 \times 0,97^2 \times 18 = \mathbf{2,323 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{2,323}{1,35} = \mathbf{1,72 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,1796 \leq M_{ls} = 1,72 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{17,96 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,97^2 \times 18} = \mathbf{0,030}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,061}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,975}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 7,76 \text{ cm}^2}$$

On a que: $A_{ser} > A_{su}$

$$\Rightarrow \mathbf{A_s = 7,76 \text{ cm}^2}$$

➤ **Sur appui :**

$$M_{au} = 86,11 \text{ t.m.}$$

$$M_{as} = 63,79 \text{ t.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{86,11}{63,79} = \mathbf{1,349}$$

E.L.U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{86,11 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,97^2 \times 17} = \mathbf{0,153}$$

$$\mu_{bu} = 0,153 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = \mathbf{0,208}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,916}$$

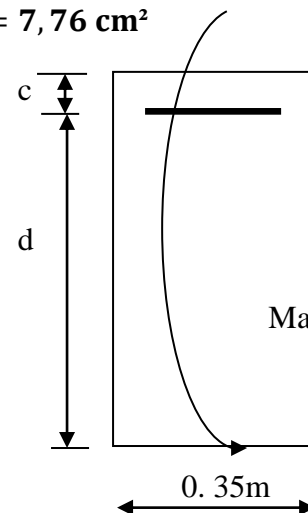
$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 27,84 \text{ cm}^2}$$

E.L.S:

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{2,323}{1,349} = \mathbf{1,72 \text{ MN.m}}$$

$$M_{as} = 0,6379 \leq M_{ls} = 1,72 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{63,79 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,97^2 \times 18} = \mathbf{0,107}$$



$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{bu}} \right) = 0,231$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,907$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 29,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que: } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_s = 29,40 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,35 \times 0,97 \times 10^4 \left(\frac{2,4}{400} \right)$$

$$A_{Smin} > 4,68 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Finalement } \begin{cases} A_{stravée} = 7,76 \text{ cm}^2 & \text{soit 04 HA 16}(08,04 \text{ cm}^2) \\ A_{Sappui} = 29,40 \text{ cm}^2 & \text{soit 06 HA 25}(29,45 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

➤ **Les armatures transversales**

$$T = T_{Umax} = 99,61 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} \text{ Mpa} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \left(\frac{118,64}{0,35 \times 0,97} \right) 10^{-2} = 2,93 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \alpha = 90^\circ \text{ (Les armatures droites sont suffisantes).}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,35(2,93 - 0,30 \times 1 \times 2,4)}{0,90 \times 400(0 + 1)} = 0,214 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 1,465 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,128 \text{ cm}$$

$$0,214 > 0,128 \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

$$\text{Choix des armatures : } \emptyset \leq \text{Min} \left\{ \emptyset_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sur appuis: } \varnothing \leq \text{Min}\{25; 50; 35\} \Rightarrow \varnothing \leq 25 \text{ mm} \\ \text{en travée: } \varnothing \leq \text{Min}\{20; 50; 35\} \Rightarrow \varnothing \leq 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prend :

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 15 * 0,214 = 3,21 \text{ cm}^2, \text{ soit } 05 \text{ HA } 10(3,93 \text{ cm}^2).$$

➤ 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. R

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 :

$$A_{s,peau} = 3 \times (1,22 + 1,22) = 7,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$A_{s,peau} = 7,32 \text{ cm}^2, \text{ soit } 08 \text{ HA } 12(9,05 \text{ cm}^2).$$

Schéma de ferrailage

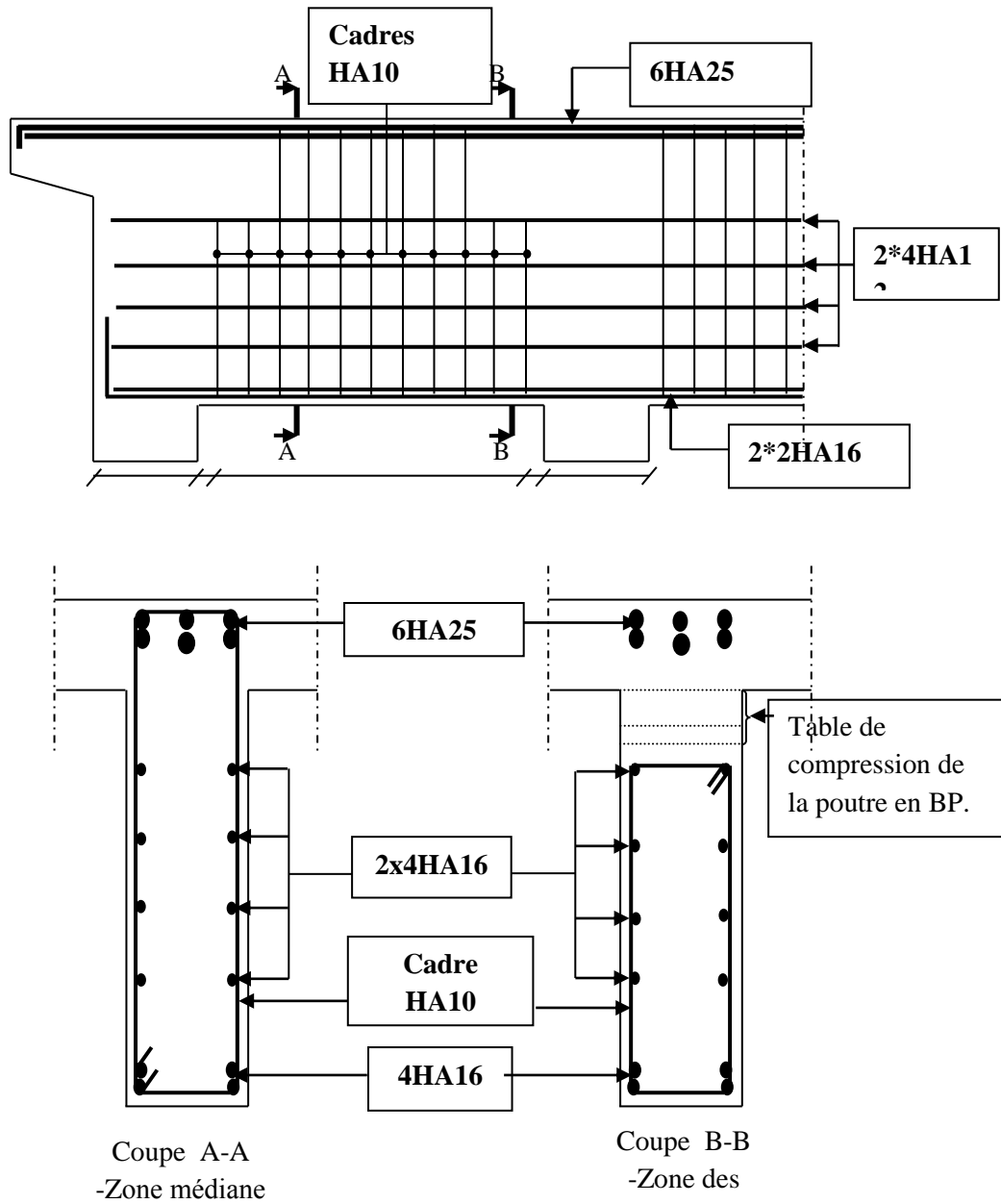


Figure 9.5. Schéma de ferrailage de l'entretoise.

Chapitre09 :

étude de

la Précontrainte

9.1 Introduction

La précontrainte consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service des contraintes contraires à celles produites par les charges extérieures. Cette définition s'applique en particulier au

béton qui est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction.

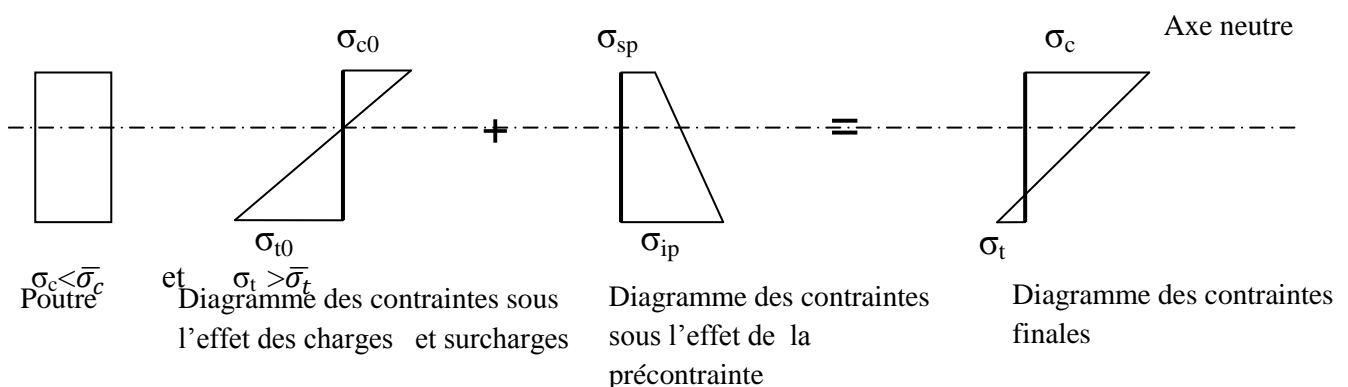
9.1.1 Histoire du béton précontraint

L'idée de la précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble des forces internes de façon telle que la variation des contraintes qui faisait naître de la traction, ne provoque qu'une décompression du matériau.

L'idée de la technique du béton précontraint est due à **M. FREYSSINET**, qui chercha à se placer dans des conditions voisines de certains arcs où l'effort normal compense les tractions, produisant ainsi, exclusivement les compressions auxquelles le béton résiste convenablement. Bien avant **M. FREYSSINET**, d'autres ingénieurs tels que **KOENER** et **LUNDT** (en 1907) avaient essayé de pré-comprimer des éléments en béton en les traversant par des barres d'acier doux filetées et tendues par serrage d'un écrou ; mais leurs essais n'avaient abouti qu'à des échecs, en raison de l'intervention des déformations différées (retrait, fluage, et la relaxation de l'acier.). A partir d'études théoriques et expérimentales, **M. FREYSSINET** découvre en 1962 les lois régissant le retrait, les déformations lentes sous charges, et les hygrométries. En 1928, il déposa ses brevets qui définissent à la fois le fonctionnement théorique du matériau et les dispositifs à mettre en œuvre pour réaliser pratiquement la mise en place du béton (câble, grâce, ancrages, vérins, ... etc.).

9.1.1. Le principe 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 aucune décompression du matériau, afin de limiter la traction en valeurs et de vérifier les conditions de sécurité. [7]



9.1.1. Types De Précontrainte

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets. [7]

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

- La précontrainte par pré-tension.

➤ La précontrainte par post-tension.

a. Précontrainte par pré-tension

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

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

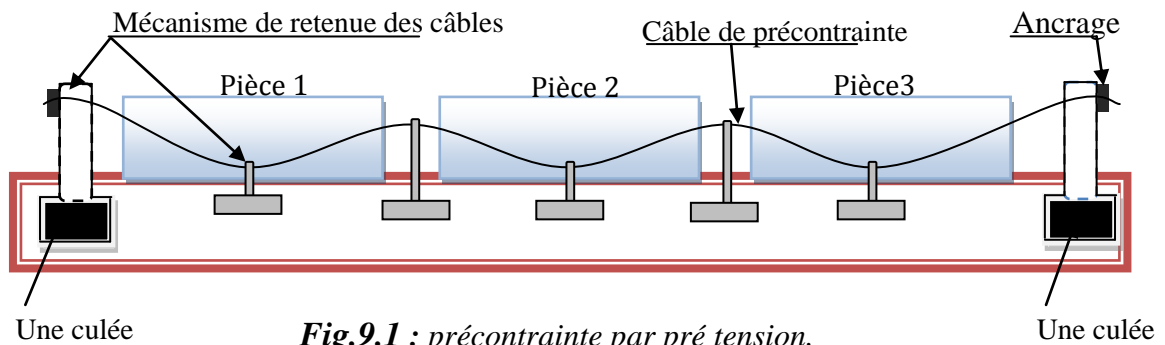


Fig.9.1 : précontrainte par pré tension.

b. Précontrainte par post-tension

Son principe est de tendre les armatures en prenant appuis sur la pièce à précontraindre pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé présente un léger raccourcissement, pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Les armatures elles-mêmes peuvent avoir été enfilées dans les gaines avant coulage du béton au contraire, si le procédé d'ancrage le permet, l'être après durcissement du béton. La première solution peut faire naître un danger de corrosion des aciers qu'il est souvent difficile de protéger pendant un délai assez long. Quant à l'enfilage des armatures, il n'est applicable que si le tracé des gaines n'est si trop long.

Après mise en tension et fixation de l'ancrage de l'armature au béton, la gaine dans laquelle elle pouvait coulisser, est remplie de ciment. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier des vis-à-vis la corrosion et de plus il solidarise pour effet d'améliorer le comportement des pièces fléchies ou tendues vis-à-vis de la fissuration.

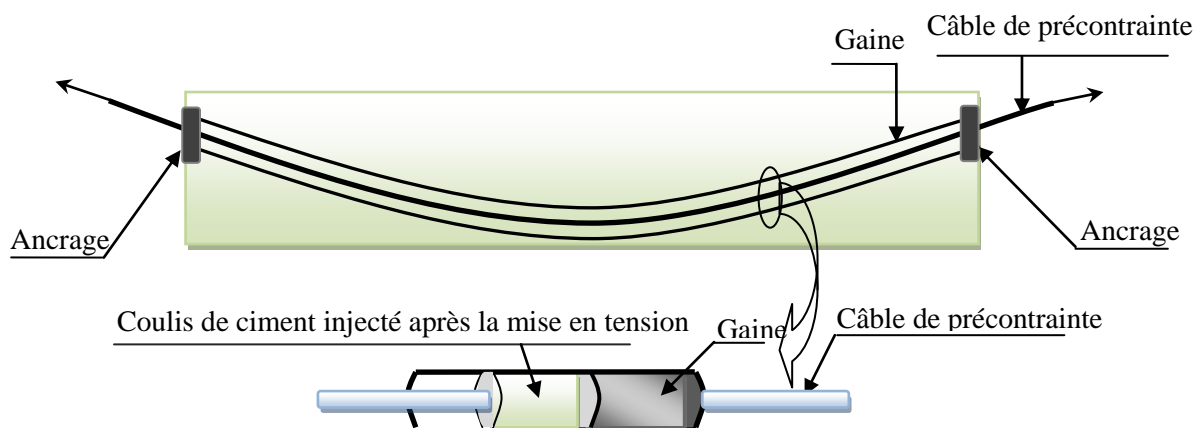


Figure 9.2. Précontrainte par post-

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

9.1. Dimensionnement de la précontrainte

9.1.1. Caractéristiques géométriques de la poutre

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre centrale **P₃**), position «

$\frac{1}{2}L$ » et dans la section médiane, alors, on prend en compte la section nette.

Section	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	c'=ρ.v(cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	7078,69	32857303,612	91,67	98,33	47,206	51,5	190
Poutre + dalle	10631,688	56309080,608	81,48	130,52	40,579	49,8	212

Tableau 9 .1. Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

C' : centre de pression.

✓ **L'enrobage :**

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{212}{10} = 21,2 \text{ cm} \quad \text{on adopte } d = 11 \text{ cm}$$

9.1.2. L'effort de précontraint minimum

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 3.3 \text{ MPA}$$

Contrainte admissible du béton :

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \cdot j}{1.4 + 0,95 \cdot j}$$

➤ **En exploitation :**

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

• Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -3.3 \text{ MPA .}$$

• Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -4.95 \text{ MPA.}$$

➤ **En construction (à 14 jours) :**

$$f_{c14} = 39.047 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 23.428 \text{ MPA.}$$

• Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1.5f_{t14} = -1.5(0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -4.41 \text{ MPA.}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = (0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -2.942 \text{ MPA.}$$

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

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

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

➤ **En section sous critique :**

$$p_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{B_n}{h} (V \bar{\sigma}_{ii} + V' \bar{\sigma}_{ts})$$

On a:

$$\Delta M = M_{\text{Max}} - M_{\text{Min}} = 1011.888 - 650.227 = 361.661 \text{ t.m}$$

Donc :

$$p_1 = \frac{361.661}{0.498 \times 2.12} + \frac{1.0631687}{2.12} [0.8148 \times (-330) + 1.3052 \times (-495)]$$

$$p_1 = -116.287 \text{ t}$$

➤ **En section sur critique :**

$$p_2 = \frac{M_{\text{Max}} + \rho B_n V \bar{\sigma}_{ii}}{\rho V + V' - d'} = \frac{1011.888 + 0.498 \times 1.0631687 \times 0.8148 \times (-330)}{0.498 \times 0.8148 + 1.3052 - 0.11}$$

$$p_2 = 543.124 \text{ t}$$

Donc : $P_2 > P_1$ (la section est sur critique)'

9.1.3. Calcul du nombre des câbles

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

$$0.68 \times P_0 = P_{\min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{543.124}{0.68} = 798.712 \text{ t.}$$

$$P_0 = 798.712 \text{ t.}$$

➤ **Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble**

- Section nominale de l'acier : $A_p = 1500 \text{ mm}^2$
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1600 \text{ MPA}$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$.
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$
- Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2.5\%$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 200000 \text{ MPA}$.

➤ **La force de la précontrainte par torons**

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

$$\sigma_{p0} = \min\{0,9 (1600); 0,8 (1860)\} = 1440\text{MPA.}$$

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPA.}$$

$$P_0 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{798.712 \times 10^4}{150 \times 1440} = 36.98 \Rightarrow n \geq 31$$

On adopte (4 Câble 10T15)

La valeur des pertes de précontraintes totales après calcul est de 32% de la précontrainte initiale appliquée, nous adopterons donc 48 torons ce qui équivaut à 4 câbles (10T15)

Soit (48 torons T15.1) : $P = 40(150 \times 1440 \cdot 10^{-4}) = 864\text{t.}$

9.1.4. Vérification des contraintes à la mise en tension

La mise en tension se fera en 14 jours :

a. Les contraintes limites

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0,95j} \\ f_{tj} = 0.6 + 0,06f_{cj} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{c14} = 42.857 \text{ MPA.} \\ f_{t14} = 3.171 \text{ MPA.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 25.714 \text{ MPA.} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -4.757 \text{ MPA.} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,171 \text{ MPA.} \end{array} \right.$$

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

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

A la mise en tension, on prend juste la section de la poutre seule soumise à la précontrainte et la charge de poids propre de cette poutre.

Avec : $K1 = 0,9$

➤ En fibre supérieure

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

Avec : M_{min} est le moment sous le poids propre de la poutre seul.

$$M_{min} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 406,867 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(98.33 - 11) \Rightarrow e_0 = -87.33 \text{ cm.}$$

Donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) = 3.39 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{ts} = -4.757 \text{ MPA} \dots \dots \text{(CV).}$$

➤ En fibre inférieure

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_{min} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right) = 27.42 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{ci} = 25,714 \text{ MPA} \dots \dots \text{(C.N.V).}$$

On propose comme solution de faire la mise en tension en deux familles, l'une avant le coulage de la dalle et l'autre après le coulage de la dalle.

b. Détermination du nombre de câbles ancrés en intrados

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

$$\text{Au 7^{ème} jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 23.478 \text{MPa} \\ \overline{\sigma_{ts}} = -4.422 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Au 14^{ème} jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 25.714 \text{MPa} \\ \overline{\sigma_{ts}} = -4.757 \text{MPa} \end{cases}$$

On prend quatre (03) câbles : $P = 3 \times 216 = 648.t$

$$\text{Au 7^{ème} jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 5.38 \text{MPa} > -4.422 \text{MPa} \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ts}} = 11.31 \text{MPa} < 23.478 \text{MPa} \Rightarrow c.v \end{cases}$$

$$\text{Au 14^{ème} jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 11.31 < 25.71 \text{MPa} \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ts}} = 5.38 > -4.75 \text{MPa} \Rightarrow c.v \end{cases}$$

Donc :

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, quatre (03) câbles à l'about leur tirage à 100% au 14^{ème} jour et deux (01) câbles à l'extrados leur tirage après le coulage de la dalle.

9.1.5. Principe de positionnement des câbles

On subdivise la moitié de la poutre en 3 zones :

Zone d'about : on dispose chaque deux câbles de telle sorte que le centre de gravité des (02) câbles ou s'approche avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment de précontrainte nul (ou faible).

Zone centrale : où tous les câbles 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, où les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about.

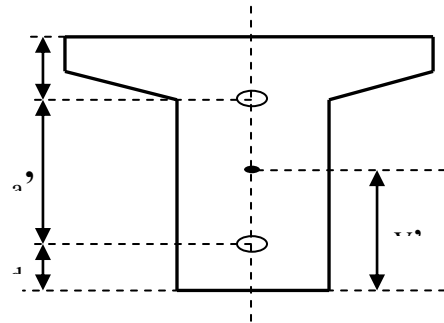
Positionnement des câbles : généralement les maximums des câbles est placé à l'about toute en respectant les conditions fixées par le règlement (c'est un avantage en point de vue économique et réalisation)

9.1.6. Distribution constructive des câbles

9.1.6.1. 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 (03) câbles disposés verticalement.

La force à l'ancrage lors de la mise en tension pour chaque câble est $p = \frac{216}{3} = 72t$



• **Détermination de d, a', d' :**

Pour les ouvrages d'about.

D'après les conditions fixées par le document SETRA [12]:

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

• **Pour N_1, N_3 et N_4 :**

$$p_1 = p_2 = p = 72.39t.$$

$$M / \text{Fibre inférieure} : (P_1 + P_2). V' = P_2 (a' + d) + P_1.d$$

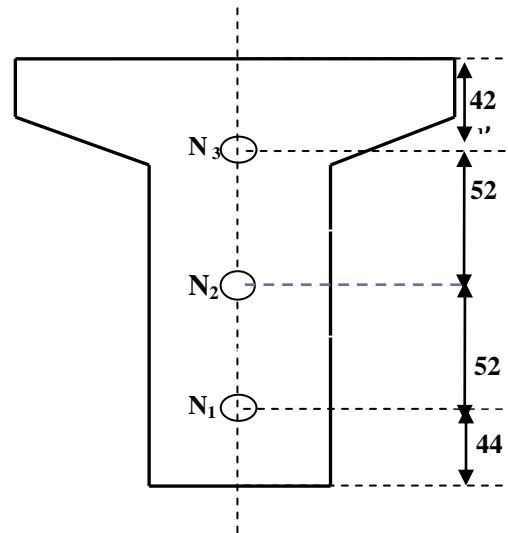
En fixant $a' = 104 \text{ cm}$

$$\text{Comme : } P_1 = P_2 = P \Rightarrow 2V' = a' + 2d$$

$$d = 44 \text{ cm} \Rightarrow d = \frac{2 \times 96.67 - 104}{2} = 44 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d' = 190 - (104 + 44) = 42 \text{ cm}$$

a. Disposition constructive des câbles



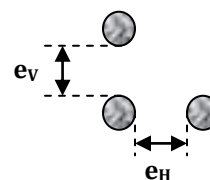
Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correcte et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure.

➤ **Groupement des câbles**

Le nombre de conduites dans chaque paquet est limité.

- Sous horizontal :**
 - 2 si $\Phi \leq 5 \text{ cm}$
 - 1 si $\Phi > 5 \text{ cm}$.
 - Sens vertical :**
 - 3 si $\Phi \leq 5 \text{ cm}$
 - 2 si $5 \text{ cm} < \Phi < 10 \text{ cm}$
 - 1 si $\Phi \geq 10 \text{ cm}$.
- Φ : diamètre de la gaine.
- Pour notre cas :

$$\Phi_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm} \begin{cases} \text{Sens horizontal 01 conduite} \\ \text{Sens vertical 02 conduites} \end{cases}$$



➤ **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			
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	 $\Phi \leq 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1,5 \Phi$ $e_V \geq \Phi$	 $\Phi \leq 5\text{ cm}$  $e_H \geq 1,5 \Phi$ $e_V \geq 1,2 \Phi$	 $\Phi < 5\text{ cm}$ $e_H \geq 1,5 \Phi$ $e_V \geq 1,2 \Phi$

9.1.6.2. **Disposition des câbles à mi travée**

Φ : diamètre de la gaine.

$\Phi = 8\text{ cm}$

On prend:

$e_H = 15\text{ cm}$

$e_V = 10\text{ cm}$

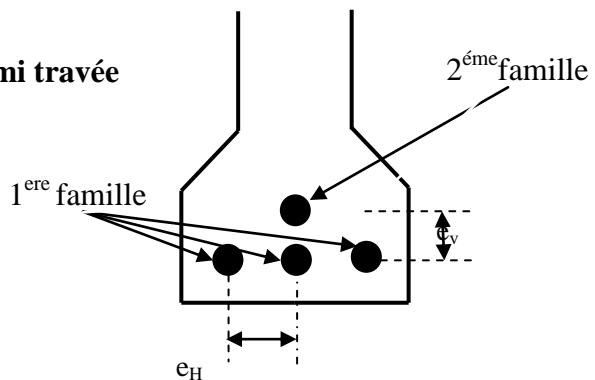


Figure 9.3. dispositions des câbles à mi travée.

9.1.7. **Les traces des câbles**

a. **Trace de câble sortant à l'extrados**

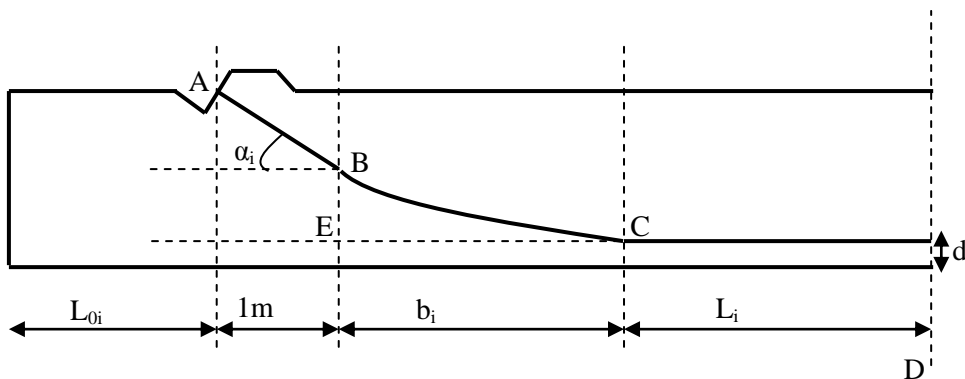


Figure 9.4. Trace de câble à l'extrados.

a. 1. Pour le câble N4

$\alpha_5 = 20,55^\circ$ (l'angle d'inclinaison pour le câble relevé à l'extrados).

AB : partie rectiligne (1m sur l'horizontal).

BC : partie parabolique.

CD : partie droite.

$$L_{0i} \leq \frac{L}{4} = \frac{40}{4} = 10 \Rightarrow \text{prand} : L_{01} = 4m$$

L'équation de la parabole : $y = a x^2 \Rightarrow BE = ab^2 \Rightarrow a = \frac{BE}{b^2}$

$$BE = 190 - (20 + 100 \cdot \text{tg } 20,55^\circ) = 132.512 \text{ cm}$$

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

$$\text{tg}(\alpha) = 2ab \Rightarrow b_4 = \frac{2 \times BE}{\text{tg } \alpha} = \frac{2 \times 132.512}{\text{tg } 20.55^\circ} = 706,957 \text{ cm}$$

$$L_4 = \frac{L}{2} - (b_4 + 4 + 1) = 20 - (7,06957 + 4 + 1) = 7.93m$$

$$\Rightarrow a_4 = \frac{\text{tg } \alpha}{2 \times b_1} = \frac{\text{tg } 20.55^\circ}{2 \times 706,957} = 265.14 \times 10^{-4}$$

b. Équation et inclinaison des câbles d'about

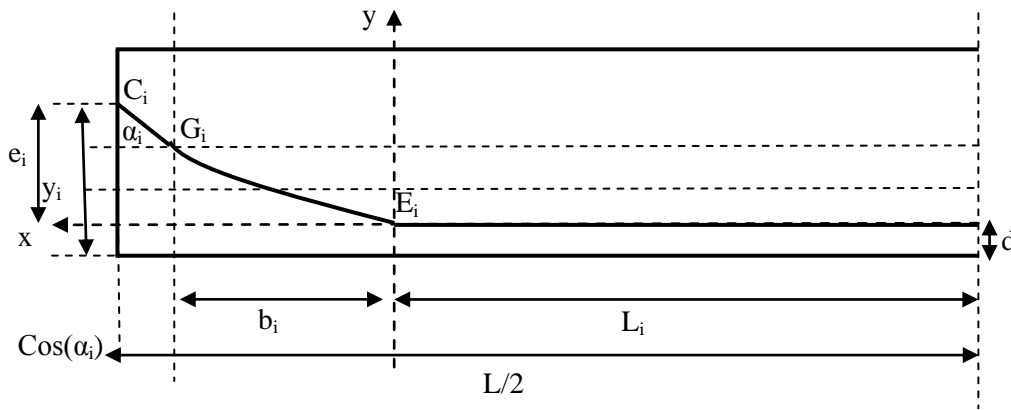


Figure 9.5.trace de câble à l'intrados.

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 a fin de répartie la précontrainte convenablement, ce tronçon est incliné d'un angle (x) 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 relevée progressivement afin de ne pas créer de contrainte normale trop grandes en fibre inférieur et de diminuer l'effort tranchant.

b.1. Équation de la parabole

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

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

b.2. Calcul les angles α_i et les distances b_i

(Selon le document de SETRA): [12]

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

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

Comme les (L_i) forment une progression arithmétique de raison 1,5 (principe de Guyon-Massonnet) donc en se fixe L₅ et L₆ de 5^{ème} et 6^{ème} câble (à l'extrados) au départ puis en calcul les autres afin de calculer les α_i.

$$L_4 = 20 - (7.06957 + 4 + 1) = 7.93m$$

D'où

$$L_3 = 7.93 + 2.00 = 9.93m$$

$$L_2 = 9.93 + 2.00 = 11.93m$$

$$L_1 = 11.93 + 2.00 = 13.93m$$

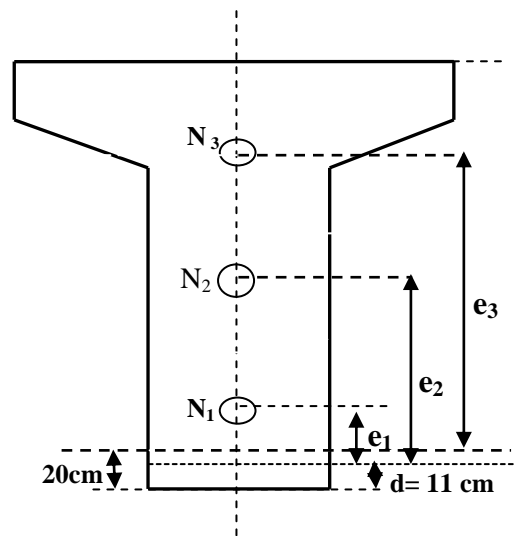
• **Calcul de e_i**

$$e_1 = 44 - 11 = 33 \text{ cm}$$

$$e_2 = 33 + 52 = 85 \text{ cm}$$

$$e_3 = 85 + 52 = 137 \text{ cm}$$

D'où



$$\operatorname{tg}(\alpha_1) = 0,0875 \Rightarrow \alpha_1 = 5^\circ$$

$$\operatorname{tg}(\alpha_2) = 0,1794 \Rightarrow \alpha_2 = 10,170^\circ$$

$$\operatorname{tg}(\alpha_3) = 0,2406 \Rightarrow \alpha_2 = 13,53^\circ$$

Donc

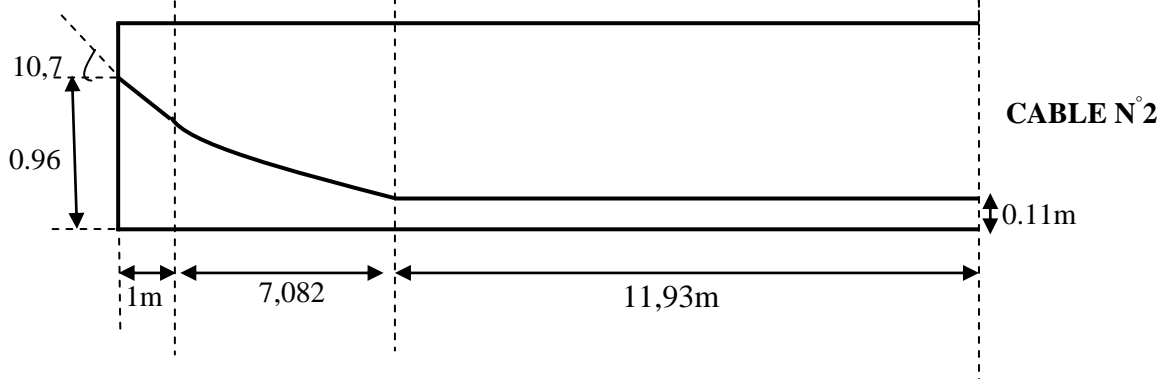
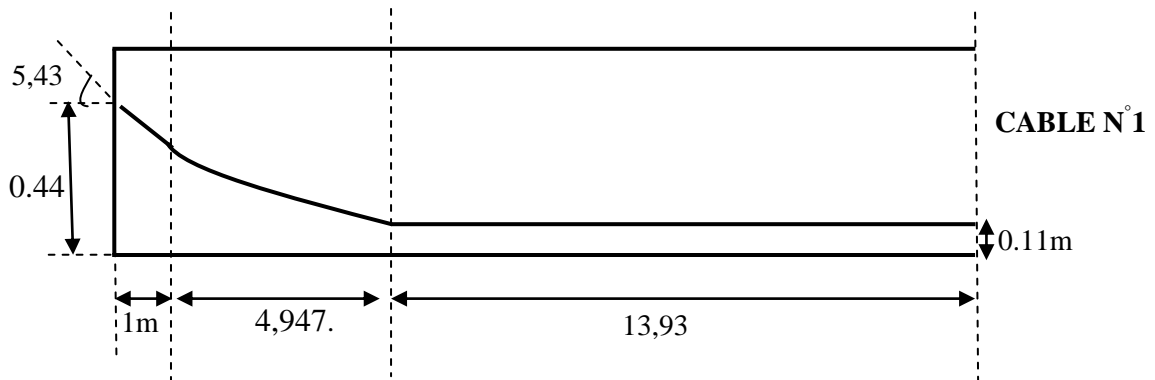
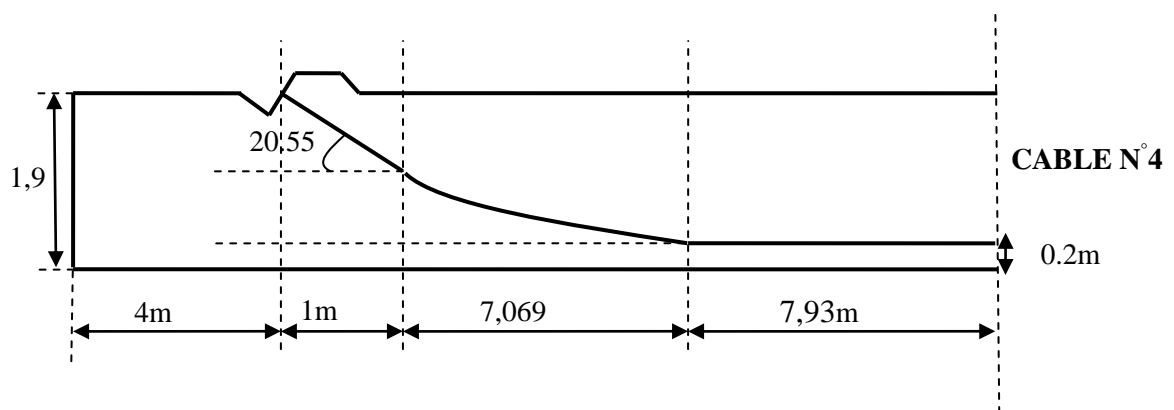
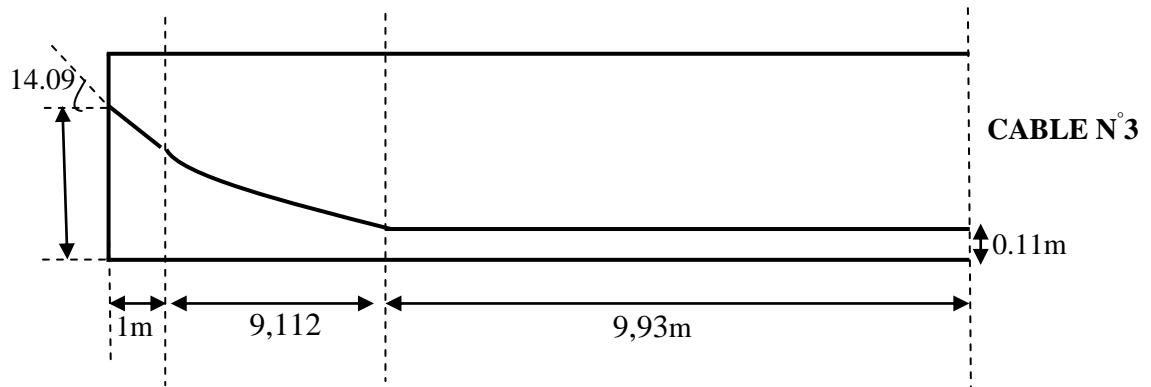
$$b_1 = 5.562 \text{ et } a_1 = 78.64 \times 10^{-4}$$

$$b_2 = 7.568 \text{ et } a_2 = 118.517 \times 10^{-4}$$

$$b_3 = 9.577 \text{ et } a_3 = 125.630 \times 10^{-4}$$

• **Tableau récapitulatif**

N ^o des câbles	$e_i (m)$	$d' (m)$	$\alpha_i (gr)$	$a_i \times 10^{-4}$	$b_i (m)$	$l_i (m)$
1	0,33	0,11	5,43	0,00963	4,947	13,93
2	0,85	0,11	10,7	0,01336	7,082	11,93
3	1,37	0,11	14,09	0,01378	9,112	9,93
4	1,7	0,20	20,55	0,026514	7,069	7,93



c. Longueur totale du câble

$$1.48 \quad L_t = 2(L_r + L_c + L_i)$$

Avec : L_r : longueur du tronçon rectiligne permettant la transmission convenable d'effort entre

L'appareil d'ancrage et le câble. $L_r = \frac{1}{\cos(\alpha)}$

L_c : Longueur du tronçon parabolique, et donnée par la formule ci-après.

$$L_c = \frac{1}{4a_i} \left[\ln \left(2a_i b_i + \sqrt{1 + (2a_i b_i)^2} \right) + 2a_i b_i \sqrt{1 + (2a_i b_i)^2} \right]$$

L_i : Longueur du tronçon droit du câble.

Les longueurs des câbles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble n°	$L_r (m)$	$L_c (m)$	$L_i (m)$	$L(total)$
1	1,005	4,954	13,93	39,778
2	1,018	7,124	11,93	40,144
3	1,031	9,207	9,93	40,336
4	1,068	7,069	7,93	32,134

Tableau 9.2. Longueurs des câbles.

9.1.8. Câble moyen fictif

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

La position du câble moyen sera déterminée dans les sections suivantes

Section	$y_i, \text{tg}\alpha_i$	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4	Câble moy
Section d'appui X = 0m	y_i	0,44	0,96	1,48	/	0,960
	$\text{tg } \alpha_i$	0,095	0,189	0,251	/	0,178
	α_i	5,43	10,7	14,09	/	10,073

Section à 1m de l'appui (câbles 1,2,3)	y_i	0,345	0,771	1,229	/	0,782
	$\text{tg } \alpha_i$	0,095	0,189	0,251	/	0,178
	α_i	5,43	10,7	14,09	/	10,073
Section à 4 m de l'appui (avec les câbles 1,2,3,4)	y_i	0,147	0,333	0,625	1,9	0,751
	$\text{tg } \alpha_i$	0,037	0,109	0,168	0,375	0,079
	α_i	2,121	6,248	9,631	20,55	9,638
Section à 5 m de l'appui (avec les câbles 1,2,3,4)	y_i	0,119	0,237	0,470	1,525	0,588
	$\text{tg } \alpha_i$	0,018	0,082	0,141	0,375	0,060
	α_i	1,032	4,701	8,083	20,55	8,592
Section à $\frac{L}{4}$ (10m) de l'appui (avec tous les câbles)	y_i	0,11	0,11	0,11	0,314	0,161
	$\text{tg } \alpha_i$	0	0	0	0,109	0,027
	α_i	0	0	0	6,26	1,565
Section médiane $X=0,5L=20m$	y_i	0,11	0,11	0,11	0,2	0,133
	$\text{tg } \alpha_i$	0	0	0	0	0,000
	α_i	0	0	0	0	0,000

Tableau 9.3: Position de câble moyen.

9.1.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes

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

- **Composante de la précontrainte à la section d'appui**

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

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \sum_i P_i \sin \alpha_i = P \sum_i \sin \alpha_i \\ N &= \sum_i P_i \cos \alpha_i = P \sum_i \cos \alpha_i \end{aligned} \right.$$

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

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

	X=0,00m			X=1m			X=4m			
N° câble	N° :01	N° :02	N° :03	N° :01	N° :02	N° :03	N° :01	N° :02	N° :03	N° :04
α gr	5,43	10,7	14,09	5,43	10,7	14,09	2,121	6,248	9,631	20,55
$\sin \alpha$	0,095	0,186	0,243	0,095	0,186	0,243	0,037	0,109	0,167	0,351
$\cos \alpha$	0,996	0,983	0,970	0,996	0,983	0,970	0,999	0,994	0,986	0,936
$Z_i (m)$	0,440	0,960	1,480	0,345	0,771	1,229	0,147	0,333	0,625	1,900
$Z_i \cos \alpha$	0,438	0,943	1,436	0,343	0,758	1,192	0,147	0,331	0,616	1,779
$Z_i^2 (m^2)$	0,194	0,922	2,190	0,119	0,594	1,510	0,022	0,111	0,391	3,610
$Z (m)$	0,955			0,778			0,767			

	X=5m				X=10m			
N° câble	N° :01	N° :02	N° :03	N° :04	N° :01	N° :02	N° :03	N° :04
α gr	1,032	4,701	8,083	20,55	0	0	0	6,26
$\sin \alpha$	0,018	0,082	0,141	0,351	0,000	0,000	0,000	0,109
$\cos \alpha$	1,000	0,997	0,990	0,936	1,000	1,000	1,000	0,994
$Z_i (m)$	0,119	0,237	0,470	1,525	0,110	0,110	0,110	0,314
$Z_i \cos \alpha$	0,119	0,236	0,465	1,428	0,110	0,110	0,110	0,312
$Z_i^2 (m^2)$	0,014	0,056	0,221	2,326	0,012	0,012	0,012	0,099
$Z (m)$	0,599				0,161			

	X=20m			
N° câble	N° :01	N° :02	N° :03	N° :04
α gr	0	0	0	0
$\sin \alpha$	0,000	0,000	0,000	0,000
$\cos \alpha$	1,000	1,000	1,000	1,000
$Z_i (m)$	0,11	0,11	0,11	0,2
$Z_i \cos \alpha$	0,110	0,110	0,110	0,200
$Z_i^2 (m^2)$	0,012	0,012	0,012	0,040
$Z (m)$	0,133			

Tableau 9.4. Les distances du point d'application.

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

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

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_g^2}{4} \sum_i Z_i^2$$

$$S_{(\Delta)} = \sum B \cdot Z_i \quad (\text{Pour les trous des gaines}).$$

Avec : $\phi_g = 7,2 \text{ cm}$

a. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre

- A x=0,00m :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	13400	150,72	13249,28	17140	150,72	16989,28
$Z(cm)$	/	95,5	/	/	95,5	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	1364770	14393,76	1350376,24 0	2116516,6	14393,76	2102122,8 4
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	183566166,667	1661537,280	181904629,387	334816753,334	1661537,28	333155216,054

Tableau9.5. 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
$B(cm^2)$	13400	150,72	13249,28	17140	150,72	16989,28
$Z(cm)$	/	77,8	/	/	77,8	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	1364770	11726,016	1353043,98 4	2116516,6	11726,016	2104790,58 4
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	183560916,7	1117438,08	182443478,620	334816753,334	1117438,08	333699315,254

Tableau 9.6. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=1.00m.

- A x=10m

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	7451,25	200,96	7250,29	11191,25	200,96	10990,29
$Z(cm)$	/	16,1	/	/	16,1	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	756568,03	3235,45 6	753332,574	1508310,120	3235,45 6	1505074,664
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	112554086,783	68627,8 4	112485458,94 3	263804673,45	68627,8 4	263736045,6 10

Tableau 9.7. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=10m.

- A x=20m :

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	7451,25	200,96	7250,29	11191,25	200,96	10990,29
$Z(cm)$	/	13,3	/	/	13,3	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	756568,03	2672,768	753895,262	1508310,120	2672,768	1505637,352
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	112554086,783	38986,240	112515100,543	263804673,45	38986,240	263765687,210

Tableau 9.8. Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=20m.

b. Les caractéristiques des différentes sections nettes

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

$$I_G = I^{(\Delta)} - B.v'^2 \quad , \quad \rho = \frac{I_G}{B.v.v'}$$

$$e_p = Z - v'$$

Les caractéristiques des différentes sections nettes sont illustrées dans le tableau suivant :

Section		B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)	h(cm)
d'about	p seule	13249,28	101,921	88,079	44272562,975	0,3722	-6,421	190
	p+h	16989,28	123,732	88,268	73056002,042	0,3937	-28,232	212
à 1 m de l'about	p seule	13249,28	102,122	87,878	44268024,217	0,3723	-24,322	190
	p+h	16989,28	123,889	88,111	72939617,549	0,3933	-46,089	212
à L/4=10m de l'about	p seule	7250,29	103,904	86,096	34211029,275	0,5275	-87,804	190
	p+h	10990,29	136,946	75,054	57621872,883	0,5101	-120,846	212
à L/2=20 m (mi travée)	p seule	7250,29	103,981	86,019	34124614,432	0,5262	-90,681	190
	p+h	10990,29	136,997	75,003	57497968,119	0,5092	-123,697	212

• **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

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

$$-a' = SUP \begin{cases} \sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} - c' \\ -\sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} + c \end{cases} \qquad a = INF \begin{cases} \sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} - c' \\ -\sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} + c \end{cases}$$

$C' = v' \times \rho$, $C = v \times \rho$, $\sigma_t = -3,3MPa$, $\sigma_c = 27MPa$, $P = K \cdot P_0 \cdot \sum \cos(\alpha_i)$ $p_0 = 216t$
 $K = 0,68(\text{coef de perte})$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
$v'(cm)$	1,23732	1,36946	1,36997
$v(cm)$	0,88268	0,75054	0,75003
$\rho(\%)$	0,3937	0,5101	0,5092
$C(cm)$	0,34751	0,38285	0,38192
$C'(cm)$	0,48713	0,69856	0,69759
$I(cm^4)$	0,730560020420	0,576218728830	0,574979681190
$\sum \cos \alpha_i$	2,949	3,994	4
$P(t)$	433,149	586,638	587,52
$M_{min}(t.m)$	0	487,67	650,227
$M_{max}(t.m)$	0	757,640	1011,888
$-a'(cm)$	-567,264	-406,067	-405,470
$-a' - M_{min} / p(cm)$	-567,264	-406,898	-406,577
a	404,436	222,059	221,498
$a - M_{max} / p(cm)$	404,436	220,768	219,776
$e_p(cm)$	-28,232	-120,846	-123,697
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

9.2. Les pertes et des chutes des tensions

9.2.1. 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.

9.2.2. 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 : $\sigma_{p_0} = 1440 \text{ Mpa}$

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	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0	10	20
Câble n°1	0	0,095	0,095
Câble n°2	0	0,187	0,187

Câble n°3	0	0,246	0,246
Câble n°4	/	0,249	0,358

Tableau 9.9. Différentes valeurs de $\alpha(rd)$

Abscisse (m)	0.00	0.25L	0.5L
Câble n°1	0	9,945	19,889
Câble n°2	0	10,036	20,072
Câble n°3	0	10,084	20,168
Câble n°4	/	8,034	16,067

Tableau 8.10. Les longueurs L_x en (m).

- **Exemple de calcul**
à $x=20$ m pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.095rd$$

$$L_x = 20m$$

$$\sigma_p(20) = 1440 \times e^{-0.18 \times 0.095 - 0.002 \times 19.889} = 1360.381MPa$$

$$\Delta\sigma_p(20) = \sigma_{p0} - \sigma_p(20) = 1440 - 1360.381 = 79.619Mpa$$

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	0.5L
Câble n°1	0	52,292	79,619
Câble n°2	0	75,332	102,451
Câble n°3	0	89,878	116,834
Câble n°4	/	85,063	132,563
Valeur moy pour 3 câbles	0	72,501	99,635
Valeur moy. pour les 4 câbles	/	75,641	107,867

Tableau 9.11. 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.

$$d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot \left(\frac{f \cdot 2 \cdot \alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec : g : l'intensité du recul d'ancrage : $g = 6mm$.

E_p : Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 200000Mpa$.

L : longueur du câble en (m).

σ_{p0} : tension à l'origine : $\sigma_{p0} = 1440Mpa$

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)	$f \frac{2\alpha}{L} + \varphi$	d (m)
1	0,095	39,778	0,0029	17,070
2	0,187	40,144	0,0037	15,054
3	0,246	40,336	0,0042	14,093
4	0,358	32,134	0,0060	11,775

Tableau 9.12. Calcul de la longueur du câble.

- Calcul des pertes dues au recul d'ancrage**

$$\Delta\sigma' = 2\sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thales »appliqué au diagramme des tensions.

$$\Delta\sigma'_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right).$$

Avec :

$$\Delta\sigma' = 142,569 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (1).}$$

$$\Delta\sigma' = 160,415 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (2).}$$

$$\Delta\sigma' = 170,469 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (3).}$$

$$\Delta\sigma' = 203,472 \text{ Mpa} \quad \text{Pour câble (4).}$$

Exemple de calcul

- A X = 20 m pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.0095 \quad rd$$

$$Lx = 20m$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1440 \times 17.07 \left(0.18 \frac{2.0.0095}{39.778} + 0.002 \right) = 142.569 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 142.569 \times \left(1 - \frac{20}{17.07} \right) = -24.471 \text{ Mpa}$$

sections	0.00	0.25L	0.5L
Câble n°1	142,569	59,049	-24,471
Câble n°2	160,415	53,855	-52,704
Câble n°3	170,469	49,509	-71,451
Câble n°4	/	30,672	-142,128
Valeur moy pour 3 câbles	157,82	54,14	-49,54
Valeur moy. pour les 4 câbles	/	48,27	-72,69

Tableau 9.13. Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.

c) Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsque, dans un même élément plusieurs câbles sont tendus successivement le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension du $j^{\text{ème}}$ Câble provoque un raccourcissement du béton au droit des autres câbles tendus auparavant, ce qui entraîne une diminution de leur force de précontrainte.

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

La 1^{ère} famille : elle constitué de 03 câbles ancrée à l'about, leur tirage à 100% au 14^{ème} jour.

La 2^{ème} famille : elle constitué de 01 câble, ce câble débouchant en extrados seront tirés après le coulage de la dalle (après le 28^{ème} jour) à 100%.

c.1) les pertes de La 1^{ème} famille de câble

• Sous l'effet d'elles-mêmes

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non 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 câble par famille.

E_p : module d'élasticité longitudinale de câble.

σ_{bn} : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de langue durée.

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

A_p : Section nominale de l'acier : A_p=150 m² pour 10T15.

,I_G, B: moment d'inertie et aire de la section nette (poutre seule).

,M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre.

e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section considérée.

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

$$\sigma_{p_i}(x) = \sigma_{p_0}(x) - [\Delta\sigma_{p_f}(x) + \Delta\sigma_{p_g}(x) + \Delta\sigma_{p_{racc}}(x)] \dots\dots\dots (3)$$

Δσ_{pf}, Δσ_{pg} et Δσ_{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 :

$$\Delta\sigma_{p_{rac}}(x) = \frac{(n-1)E_p}{2 \cdot n \cdot E_{ij}} \left[\frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{p_f} - \Delta\sigma_{p_g})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right) \right]$$

Pour « n=4 » :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{3E_p}{8E_{ij}} \times \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{3E_p}{8E_{ij}} \times \frac{n \cdot A_p [\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{p_f} - \Delta\sigma_{p_g}(x)]}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

• Exemple de calcul

- Pour Section d'about :

$$B = 13249,28 \text{ cm}^2, \quad I = 44272562,975 \text{ cm}^4, \quad e_p = -6,421 \text{ cm}, \quad A_p = 15 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 39125,826 \text{ MPA}, \quad M_g = 0, \quad g = 2,14 \text{ t/ml}$$

$$\Delta\sigma_{p_{rac}}(0) = \frac{(2)2 \cdot 10^5}{6(39125,826)} \cdot \frac{4(15)(1440 - 0 - 157,82)}{13249,28} \left[1 + \frac{13249,28(-6,421)^2}{44272562,9750} \right]$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{Pra_i}(0) = 7.512MPa$$

Section	X=0.00 m	X=10 m	X=20 m
B(cm²)	13249,28	7250,29	7250,29
I_G (cm⁴)d	44272562,9750	34211029,2750	34124614,4320
M_g (t.m)	0,00	305,15	406,867
e_p(cm)	-6,421	-87,804	-90,681
Δσ_{pf}(MPA)	0	72,501	99,635
Δσ_{pg}(MPA)	157,82	54,14	-49,54
Δσ_{pra}(x)	7,512	23,238	21,957

Tableau 9.14.Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections.

• **sous l'effet de la 2^{ème} famille :**

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après le coulage du hourdis (après le 28^{ème} jour), donc la section résistante est celle de la poutre avec l'hourdis.

La perte de tension dans la première famille est donnée comme suit :

$$\Delta\sigma_{pra}(x) = \Delta\sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \dots\dots\dots (1)$$

Avec : Δσ_{bn} : variation du contrainte du béton au niveau de câble moyen de la 1^{ère} famille due à la mise en tension du câble de la 2^{ème} famille.

$$\Delta\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi2}(x)}{B} \cdot \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \dots\dots\dots (2)$$

,A_p : Section nominale de l'acier : A_p=1500 mm²

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

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

,n : le nombre des câbles par la 2^{ème} famille.

,e_p : Excentricité du câble équivalent dans les sections du 'poutre + hourdis'.

,σ_{pi2}(x) : Contrainte normale du câble de la 2^{ère} famille après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{pi2}(x) = \sigma_{p0}(x) - [\Delta\sigma_{pf2}(x) + \Delta\sigma_{pg2}(x) + \Delta\sigma_{prac2}(x)] \dots\dots\dots (3)$$

Δσ_{pf2}, Δσ_{p2} et Δσ_{pra2} : pertes dues au frottement, glissement (recul d'ancrage) et raccourcissement dans les câbles de la 2^{ère} famille. (Avec : Δσ_{prac}(2^{ère} famille) = 0.00 MPA, comme elle montre dans les calculs concernant au 2^{ème} famille).

En remplaçant (3) dans (2), et l'expression résultante de (2) dans (1), on trouve pour « n=2 » la formule suivante qui donne directement σ_{pra} :

$$\Delta\sigma_{prac}(x) = \frac{E_p}{E_{ij}} \left[\frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + A_p \cdot \frac{[\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pf2}(x) - \Delta\sigma_{pg2}(x)]}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G}\right) \right]$$

$$M_g = \frac{(2,14 + 0,075) \times 39^2}{8} = 584,634 \text{ t.m}$$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Section	X=0.00 m	X=10 m	X=20 m
B(cm²)	16989,28	10990,29	10990,29
I_G (cm⁴)d	73056002,042	57621872,883	57497968,119
M_g (t.m)	0	438,467	584,634
e_p(cm)	-28,232	-120,846	-123,697
Δσ_{pf}(MPa)	0	75,641	107,867
Δσ_{pg}(MPa)	157,82	48,27	-72,69
Δσ_{pra}(x)	6,859	19,089	17,035

Tableau 9.15. Pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 1^{ère} famille sous l'effet de 2^{ème} famille.

c.2) Pertes subies par la deuxième famille

- **effet sur elle-même**

$$\Delta\sigma_{p_2}(x) = \frac{n-1}{2n} \Delta\sigma_{p_2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \Rightarrow \Delta\sigma_{p_2}(x) = 0$$

Donc les pertes de la 2^{ème} famille sont nulles.

❖ **pertes instantanées totales**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_0(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{P_i}(x)$$

Les pertes instantanées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0,000	10,000	20,000
Câble n°1	150,081	134,579	77,105
Câble n°2	167,927	152,425	71,704
Câble n°3	177,981	162,625	67,34
Câble n°4	8,231	141,775	15,163
Valeur moy .pour 3 câbles	165,330	149,876	72,050
Valeur moy. pour les 4 câbles	/	147,851	57,828

Tableau 9.16. 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
Abcisse (m)	0	10	20
Câble n°1	1289,919	1305,421	1362,895
Câble n°2	1272,073	1287,575	1368,296
Câble n°3	1262,019	1277,375	1372,66
Câble n°4	/	1298,225	1424,837
Valeur moy .pour 3 câbles	1274,670	1290,124	1367,950
Valeur moy. pour les 4 câbles	/	1292,149	1382,172

Tableau 9.17. La tension probable dans différentes sections

9.2.3. 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 :

$$\Delta\sigma_{\gamma} = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)] E_p$$

$$\text{Avec : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} r_m = \frac{B}{P}$$

ε_r : Retrait final pris égale à $3 \cdot 10^{-4}$ pour le nord algérien.

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p = 195000 \text{ MPA}$).

r_m : Rayon moyen de section du béton en (cm).

B, P : aire et périmètre de la section nette.

t_0 : le jour de la mise en tension des câbles.

t : le jour où nous voulons déterminer les pertes.

• Pertes dans les câbles de la 1^{ère} famille

Il y'a trois phases pour cette famille des câbles :

- De 14^{ème} jours au 28^{ème} jour :

La mise en tension à 100% des câbles au 14^{ème} jour jusqu'au 28^{ème} jour.

La section considérée est de la poutre seule.

a) Pour la section d'about ($x=0.00$) $B=13249.28 \text{ cm}^2$ et $P=639.021 \text{ cm}$.

$$r_m = \frac{B}{P} = \frac{13249.28}{639.021} = 20.734 \text{ cm}$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}} \text{ jours } r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 20.734} = 0.069$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 20.734} = 0.130$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.130 - 0.069] \times 200000 = 3.66 \text{ MPa}$$

b) Pour les autres sections ($x=10, x=20 \text{ m}$) : $B=7250.29 \text{ cm}^2$ et $P=687.26 \text{ cm}$.

$$r_m = \frac{B}{P} = \frac{7250.29}{687.26} = 10.55 \text{ cm}$$

$$t_0 = 14^{\text{ème}} \text{ jours } r(t_0) = r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 10.55} = 0.128$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 10.55} = 0.227$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.227 - 0.128] \times 200000 = 5.94 \text{ MPa}$$

▪ 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=13249.28cm² et P= 639.021 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{13249.28}{639.021} = 20.734 \text{ cm}$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 20.734} = 0.130$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 20.734} = 0.252$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.252 - 0.130] \times 200000 = 7.32 \text{ MPa}$$

d) **Pour les autres sections (x=10 m, x=20 m) :** B=7250.29cm² et P= 687.26cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{7250.29}{687.26} = 10.55 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 10.55} = 0.227$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 10.55} = 0.399$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.399 - 0.227] \times 200000 = 10,32 \text{ MPa}$$

▪ 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=16989,28cm² et P= 1023.021 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{16989.28}{1023.021} = 16,61 \text{ cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours ; } r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 16.61} = 0.296$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.296] \times 200000 = 42,24 \text{ MPa}$$

f) **Pour les autres sections (x=10m, x=20 m) :** B=10990.29cm² et P= 1071.26 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10990.29}{1071.26} = 10.26 \text{ cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours ; } r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 10.26} = 0.405$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.405] \times 200000 = 35.7 \text{ MPa}$$

- **Pertes dans le câble de 2^{ème} famille**

Pour ce câble, il y'a une seule phase, de sa mise en tension au 63^{ème} jour et durant toute la vie de l'ouvrage. La section considérée est de 'poutre + hourdis'.

g) **Pour les autres sections (x=10m, x=20 m) :** B=10990.29cm² et P= 1071.26 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10990.29}{1071.26} = 10.26 \text{ cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours ; } r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 10.26} = 0.405$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.405] \times 200000 = 35.7 \text{ MPa}$$

- **La perte moyenne due au retrait pour l'ensemble des câbles**

Par exemple pour x=10m :

$$\Delta\sigma_r^m = \frac{3(51.96) + (35.7)}{4} = 46.54 \text{ MPa}$$

Et en fin, on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
1ere famille	53,22	51,96	51,96
2eme famille	/	35,7	35,7
Moyenne	53,22	46,54	46,54

Tableau9.18. Les pertes dues au retrait du béton en (MPa).

b. Pertes dues à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

- ❖ à relaxation normale, RN.
- ❖ à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, faite choisir en général les aciers TBR.

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

$\rho_{1000} = 2.5\%$: Valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1860$ MPA : Contrainte de la rupture garantie.

➤ Exemple de calcul

Pour le 1^{er} câble à la section d'abscisse $x = 10$ m :

$$\sigma_{pi}(10) = 1307,97 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_p(10) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1307,97}{1860} - 0.43 \right] \times 1305,421 = 53,230 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_p(10) = 53,230 \text{ Mpa}$$

De même façon, on détermine les pertes de tension dues à la relaxation des aciers de chaque câble aux différentes sections.

Les valeurs des pertes sont représentées sur le tableau suivant

Section		X=0.00 m	X=10 m	X=20 m
Câble n°1	$\sigma_{ni}(x)$	1289,919	1305,421	1362,895
	$\Delta\sigma_{nn}(x)$	50,985	53,230	61,890
Câble n°2	$\sigma_{pi}(x)$	1272,073	1287,575	1368,296
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	48,449	50,649	62,732
Câble n°3	$\sigma_{pi}(x)$	1262,019	1277,375	1372,66
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	47,043	49,197	63,415
Câble n°4	$\sigma_{pi}(x)$	/	1298,225	1424,837
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	/	52,183	71,821
Valeur moyenne de 1 ^{ere} famille		48,826	51,025	62,679
Valeur moyenne totale		/	51,315	64,965

Tableau 9.19. Les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPA).

c. Pertes dues au fluage du béton

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L 91 est donnée par la formule suivante : [6]

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b(x) + \sigma_M(x)) \frac{E_P}{E_{bij}} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma_M(x)$: Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées).
 $\sigma_b(x)$ Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes). } Au niveau du câble moyen.

Avec :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p}{B} \cdot [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) : \text{Les pertes différées totales}$$

La simplification de l'expression (1) nous donne :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_P}{E_{bij}} \times \left(2\sigma_M(x) - n \cdot \frac{A_p}{B} \left[\Delta\sigma_{pr}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) \right] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \right)$$

, A_p : Section nominale de l'acier : $A_p = 1500 \text{ mm}^2$

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

, M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la 'poutre + hourdis'.

, n : le nombre des câbles.

, e_p : Excentricité du câble équivalent.

$\Delta\sigma_{pre}$; $\Delta\sigma_{pp}$: pertes moyennes dues au retrait du béton ; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

$$E_p = 200000 \text{ MPA}, \quad E_{bij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{45} = 39125,826 \text{ MPA}.$$

Des mêmes étapes de calcul, on obtient le tableau suivant donnant la perte moyenne aux différentes sections :

Section	X=0.00 m	X=10 m	X=20 m
B (cm ²)	16989,28	10990,29	10990,29
I _G (cm ⁴)	73046547,8360	60808723,5260	60688516,9730
e _p (cm)	-28,233	-117,547	-120,398
M _g (t.m)	0	438,476	584,634
n (câbles)	3	4	4
$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1274,670	1308,422	1403,151
$\sigma_M(x)$ (MPa)	4,002	17,508	17,037
$\Delta\sigma_{pre}(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{pp}(x)$ (MPa)	93,908	89,303	100,678
$\Delta\sigma_{pfl}$ (MPa)	39,407	159,314	154,296

Tableau 9.20. Les pertes dues au fluage du béton en (MPa).

h) Les pertes différées totales

Les pertes différées totales sont données par la formule

$$\text{On a: } \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_\gamma + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Les pertes différées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 10	X = 20
Câble n°1	135,115	255,632	257,831
Câble n°2	133,001	253,482	258,533
Câble n°3	131,830	252,272	259,102
Câble n°4	/	238,500	249,847
Valeur moyenne de 1^{ère} famille	133,315	253,795	258,489
Valeur moyenne totale	/	249,972	256,328

Tableau 9.21. Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPa).

- **les pertes totales**

$$\Delta\sigma_{p,totale}(MPa) = \Delta\sigma_{p,instante}(MPa) + \Delta\sigma_{p,diffé}(MPa)$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	10	20
$\Delta\sigma_{p_i \text{ instant}}(MPa)$	165,330	149,876	72,050
$\Delta\sigma_{p_i \text{ différé}}(MPa)$	133,315	249,972	256,328
$\Delta\sigma_{p_i \text{ tota}}(MPa)$	298,645	399,848	328,378

Tableau 9.22. 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. ($\sigma_{p_0} = 1440 \text{ Mpa}$)

sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	10	20
$\Delta\sigma_{p_i \text{ tota}}(MPa)$	298,645	399,848	328,378
% des pertes	20,739	27,767	22,804

Tableau 9.23. La tension finale probable dans différentes sections.

- **Conclusion**

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,25L$ (31.73%, le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 32% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

9.3. 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 (04) câbles ancré à l'about, tirée à 100 % de la précontrainte, la section résistante est de la poutre seule, les contraintes seront engendrées par le poids propre de la poutre seul et la précontrainte, on tient compte seulement des pertes instantanées.

- **3^{ème} phase (à 28^{ème} jour)**

La Mise en tension des quatre (04) câbles est de 100 % du précontraint en estime que 20 % des pertes différées sont consommées.

- **4^{ème} phase (à 56^{ème} jour)**

Coulage de la dalle, la section résistante est celle de la poutre seule vue que l'hourdis n'aurait pas atteint encore son durcissement suffisant.

Les contraintes seront engendrées par :

- le poids propre de la poutre + hourdis.
- La précontrainte :

*Force de précontrainte de 04 câbles.

*Pertes instantanées de 1^{ère} famille (pour 04 câble) +40% des pertes différées de la 1^{ère}(pour 04 câble) famille.

- **5^{ème} phase (à 63^{ème} jours)**

Mise en tension des deux (02) câbles débouchant en extradados avec 100 % de la précontrainte, la Section résistante est de la (poutre +hourdis), les contraintes seront engendrées par :

- Le poids de la poutre + hourdis.
- La précontrainte :

*Force de précontrainte des 06 câbles.

*Pertes instantanées des 04 câbles +60% des pertes différées de 1^{ère} famille.

- **6^{ème} phase (à 84^{ème} jours)**

Mise en place de la superstructure (revêtement, corniche, glissière...).

- Les contraintes seront engendrées par :
- Le poids propre du tablier.
- La précontrainte.

*Force de précontrainte des 06 câbles.

*les Pertes totales.

- **7^{ème} phase (mise en service)>90^{ème} jour**

Vérification de l'ouvrage en service en classe **II**, les contraintes de traction sont tolérées, mais elles ne doivent pas dépasser les contraintes limites de cette classe.

Les contraintes seront engendrées par :

- Poids propre du tablier + Surcharges.
- Précontrainte des câbles.

a) Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L)

La précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques :

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{p2} = 0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma_j$$

σ_{p0} : Tension à l'origine.

$\Delta\sigma_j$: Somme des pertes à l'âge considéré.

b) Les conditions limites des contraintes

La classe de vérification est la classe II :

	La phase	En construction	En exploitation
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	$-f_{t28}$
	Hors section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	$-1,5f_{t28}$
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0,6.f_{cj}$	$0,6f_{c28}$

Dans les six premières phases (phases de construction) on va vérifier en fibre supérieure (hors la section d'enrobage) la contrainte de traction, et en fibre inférieure la contrainte de compression.

Dans la 7^{ème} phase (phase de la mise en service) on va vérifier en fibre supérieure la contrainte de compression, et en fibre inférieure (section d'enrobage) la contrainte de traction.

c) Les valeurs de f_{cj}, f_{tj} :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Avec : $f_{c28} = 41\text{Mpa}$

Jour	7	14	28
$f_{cj} [\text{MPa}]$	39,13	42,857	45
$f_{tj} [\text{MPa}]$	2,948	3,171	3,3

d) Les contraintes normales admissibles à chaque phase

Phase	2	3	4	5	6	7
$\bar{\sigma}_s (\text{MPa})$	-4.756	-4,95	-4,95	-4,95	-4,95	27
$\bar{\sigma}_t (\text{MPa})$	25.714	27	27	27	27	-3,3

9.3.1. 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 :

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B} + \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{Mn} \cdot V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{TS}$$

$$\sigma_l = \frac{N_1}{B} - \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{Min} \cdot V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{CS}}$$

- Pour la phase septé (07) :

$$\sigma_s = \frac{N_2}{B} + \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{CS}}$$

$$\sigma_l = \frac{N_2}{B} - \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{TI}}$$

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 $x=0.00m$:

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_{28}$$

$\sigma_{28} = 191,993MPa$ (Pertes instantanées totales de la 1^{ère} famille plus 20% de ces pertes différées)

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1440 - 0,8 \times 191,993 = 1336,536MPa.$$

$$N_1 = A_p \times \sigma_{p1} \times \sum \cos \alpha_i = 1500 \times 1336,536 = 5,912166996MN$$

$$B = 1324928 \text{ mm}^2, M_{min} = 0t.m$$

$$\sigma_s = \frac{5912166,996}{1324928} - \frac{5912166,996 \times 64,21 \times 880,79}{442672562,975} = 3,707Mpa \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.756Mpa$$

$$\sigma_l = \frac{5912166,99}{1324928} + \frac{5912166,99 \times 64,21 \times 101,921}{442673130080} = 5,336Mpa \leq \overline{\sigma_{CS}} = 24.6Mpa$$

$$\sigma_s = 3.707Mpa \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.95Mpa \dots \dots (C. vérifier).$$

$$\sigma_l = 5.336Mpa \leq \overline{\sigma_{ci}} = 27Mpa \dots \dots (C. vérifier).$$

• **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	13249,28	101,921	88,079	44272562,975	-6,421
poutre+hourdis	16989,28	123,732	88,268	73056002,042	-28,232

Tableau 9.24.Caractéristiques géométriques de la section à x=0.00m.

Les résultats de vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

Phase	2	3	4	5	6	7
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{\min} (t.m)	0	0	0	0	0	0
M_{\max} (t.m)	/	/	/	/	/	0
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	165,33	191,993	218,656	245,319	298,645	298,645
$\Sigma \cos\alpha_i$	2,949	2,949	2,949	2,949	2,949	2,949
σ_{P1}	1336,536	1315,206	1293,875	1272,545	1229,884	1052,826
σ_{P2}	/	/	/	/	/	1052,826
N(MN)	5,912166 996	5,8178119 72	5,723456 947	5,629101 923	5,4403918 74	4,657175 811
σ_s (MPa)	3,707	3,648	3,589	1,393	1,347	1,153
σ_i (MPa)	5,336	5,251	5,166	6,005	5,804	4,968
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 9.25. Vérification des contraintes à $x=0.00$ m.

• La section d'abscisse $x=10$ m

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	7250,29	103,904	86,096	34211029,275	-87,804
poutre+hourdis	10990,29	136,946	75,054	57621872,883	-120,846

Tableau 9.26. Caractéristiques géométriques de la section à $x=10$ m

Phase	2	3	4	5	6	7
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{min} (t.m)	305,151	305,151	438,476	438,476	487,67	757,64
M_{max} (t.m)	/	/	/	/	/	757,64
Δσ_p (MPA)	149,876	200,635	251,394	297,8342	397,823	397,823
Σ cosα_i	3,994	3,994	3,994	3,994	3,994	3,994
σ_{p1}	1348,899	1308,292	1267,685	1230,533	1150,542	933,812
σ_{p2}	/	/	/	/	/	933,8124
N(MN)	8,08125510 7	7,837977372	7,59469963 7	7,37212104 6	6,8928947 26	5,59446769 2
σ_s(MPA)	0,969	1,171	4,728	0,815	1,774	6,153
σ_i(MPA)	23,429	22,445	17,411	17,460	14,479	3,152
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 9.27. Vérification des contraintes à x=10m.

- La section d'abscisse x=20m

Section	B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
Poutre seule	7250,29	103,981	86,019	34124614,432	-90,681
poutre+hourdis	10990,29	136,997	75,003	57497968,119	-123,697

Tableau 9.28. Caractéristiques géométriques de la section à x=20m.

Phase	2	3	4	5	6	7
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis	Poutre +hourdis
M_{\min} (t.m)	406,867	406,867	584,634	584,634	650,227	1011,888
M_{\max} (t.m)	/	/	/	/	/	1011,888
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	72,05	123,7478	175,4456	211,6248	307,8	307,8
$\Sigma \cos\alpha_i$	4	4	4	4	4	4
σ_{P1}	1411,160	1369,802	1328,444	1299,500	1222,560	1041,480
σ_{P2}	/	/	/	/	/	1041,84
N(MN)	8,46696	8,218810 56	7,970661 12	7,79700096	7,33536	6,24888
σ_s (MPa)	2,580	2,805	7,511	2,140	3,320	8,802
σ_i (MPa)	22,676	21,648	15,203	16,144	12,801	-0,007
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 9.29. 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.

9.3.2. 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.

$$A_{L\min} = \max \begin{cases} 3\text{cm}^2 & \text{par 1m de longueur mesuré perpendiculairement à leur direction.} \\ 0,1\% & \text{de la section de béton de la poutre} \end{cases}$$

$$A_{L\min} = 0,1\% \cdot B = \frac{0,1 \times 7451,25}{100} = 7.45\text{cm}^2$$

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

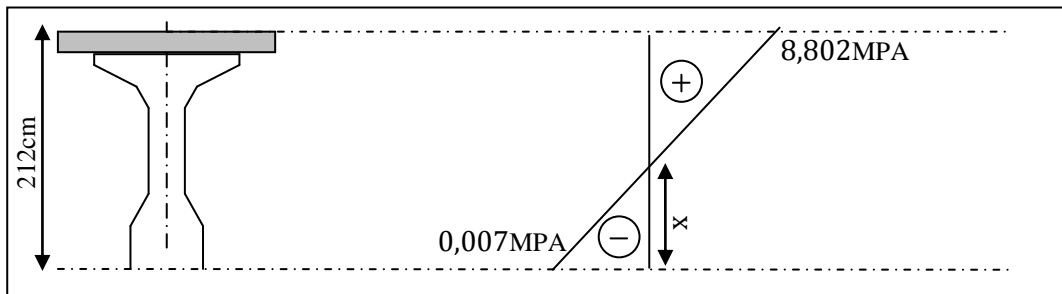


Figure 9.6. Diagramme des contraintes normales (phase5).

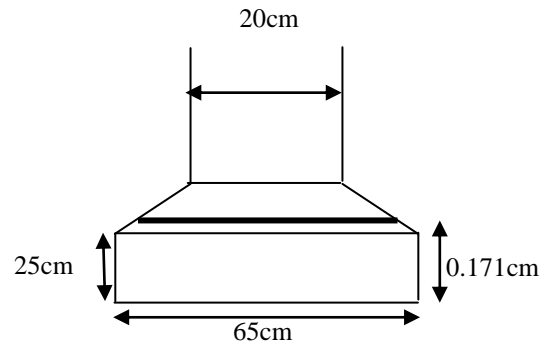
$$\frac{0.007}{x} = \frac{8.802}{212 - x} \Rightarrow x = 0.171 \text{ cm}$$

$$B_t = 0.171 \times 65 = 11.115 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{11.115 \times 0.007}{2 \times 10^4} = 3,89 \times 10^{-6} \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{11.115}{1000} + \frac{3.89 \times 10^{-6}}{400} \times \frac{3.3}{0.007} \times 10^4 = 1.58 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons comme section : **4HA14 (As=6.16cm²).**



9.3.3. Ferrailage passif transversal (armatures du talon)

Ces cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon et pour aussi servir de continuité avec les armatures transversales de l'âme. [5]

$$\begin{cases} Ac \cdot fe \geq c \cdot t \cdot fc_{28} & \text{si } \phi_{ext(gain\grave{e})} < c < 1,3\phi_{ext(gain\grave{e})} \\ Ac \cdot fe \geq 1,3 \cdot t \cdot fc_{28} \cdot \phi_{ext(gain\grave{e})} & \text{si } c > 1,3\phi_{ext(gain\grave{e})}. \end{cases}$$

Avec : t : espacement des armatures.

C=11cm (enrobage des câbles).

$$\phi_{ext(gaine)} = 8cm, \Rightarrow c > 1,3 \times \phi_{ext(gaine)} = 1,3 \times 8cm = 10.4cm$$

$$\text{Donc : } \frac{Ac}{t} = \frac{1,3 \cdot \phi_{ext} \cdot ft_{28}}{fe} = \frac{1,3 \times 8 \times 3.3}{400} = 0.0858cm$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section : cadre **HA12 (As=2,26cm²)**

$$\Rightarrow t \leq 26.34cm \quad ; \text{ Soit } t=20cm$$

9.3.4. 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.

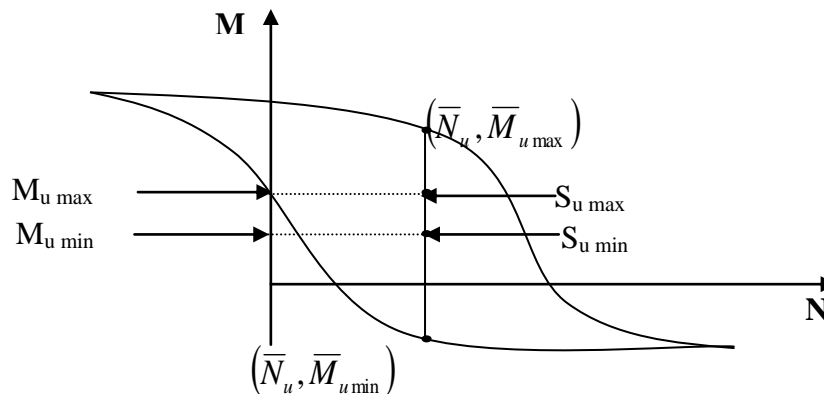


Figure 9.7. Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_u(\bar{M}_u, \bar{N}_u)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M), et on définit une courbe fermée dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation S_u n'a pas atteint L'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_u(N_u, M_u)$ est bien à l'intérieur de ce domaine.

- **Démarche à suivre**

- On fixe \bar{N}_u .
- On détermine les deux moments résistant ultimes $(\bar{M}_{u\min}, \bar{M}_{u\max})$ correspondants à N_u .

- On procède à la justification sur le moment M_u et on doit avoir :

$$M_{u \min} \leq \overline{M}_u \leq M_{u \max}$$

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 :

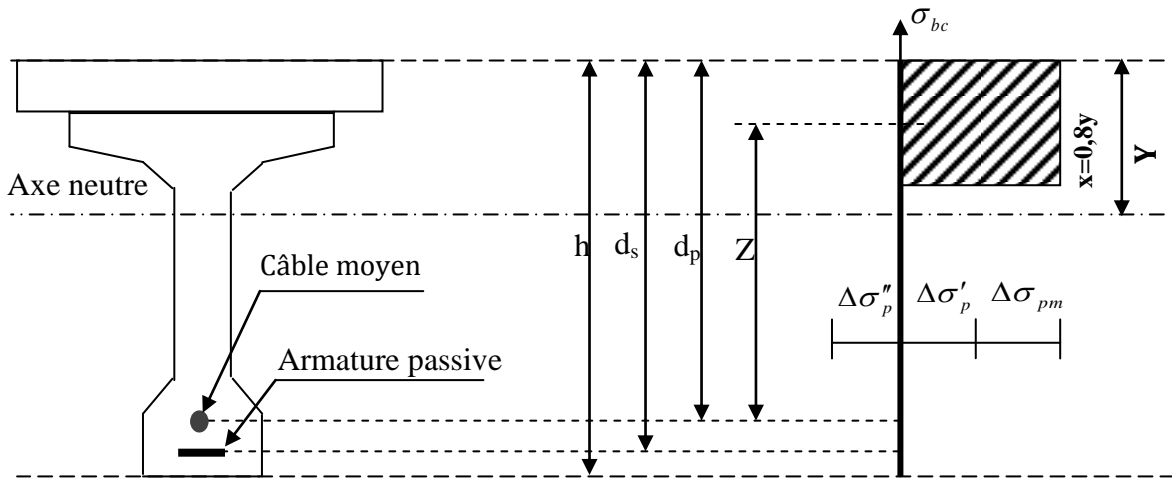


Figure 9.8. Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec : $\Delta\sigma_{pm}$: Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma_p'$: 1^{ère} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma_p''$: 2^{ème} complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

Les sollicitations à L'E.L. U sont :

$$N_u = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s \quad (1)$$

$$M'_{u \max} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad (2)$$

(1) et (2) constituent les équations d'équilibres.

Avec :

$A_p \times \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte.

$A_s \times \Delta\sigma_s$: Tension dans les armatures passives.

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

• **Equations liées à l'hypothèse des sections planes**

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8d_p}{x} - 1 \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8d_s}{x} - 1 \quad (4)$$

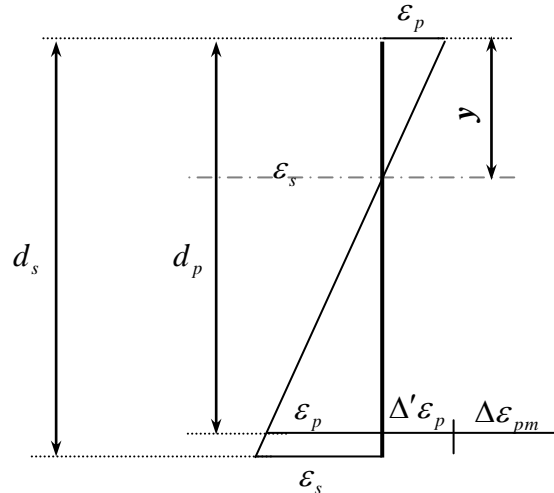


Figure 9.9. Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des domaines (1) ou (2), c'est-à-dire pivot (A) ou pivot (B).

• **Équations traduisant le comportement de l'acier**

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \quad (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta\sigma_p = f \cdot (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \quad (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues : $\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_p, \varepsilon_p, \varepsilon_s, \bar{M}_u$ donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_b = 3,5\%$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (4) donne : y.

L'équation (3) donne ($\Delta\varepsilon_{pm}$).

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

Nous avons dans (1) : $N_{ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \sigma_s = \bar{N}_u$

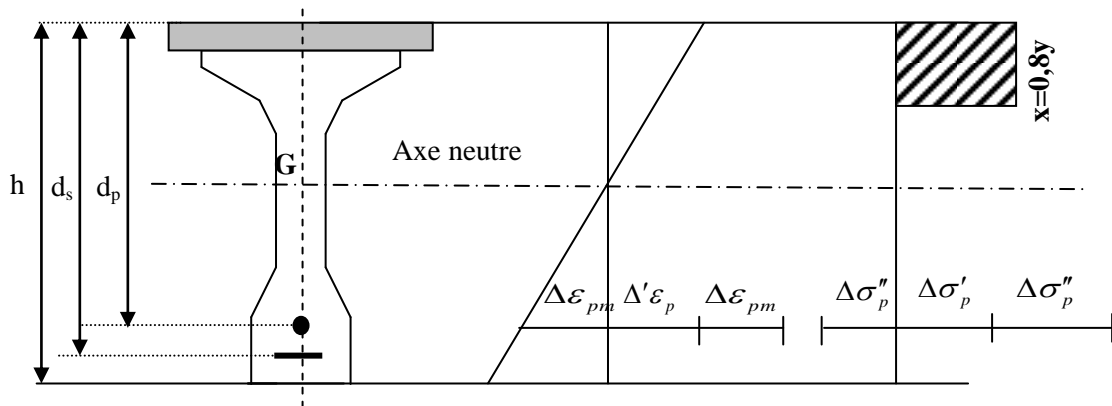
On fait une comparaison entre N_{ul} et N_u :

☞ 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)
212	-123,697	207	201	60	6.16	877.806	1366,049

Donc : $N_u = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma) n \cdot A_p \Rightarrow N_u = (1440 - 328,378) \times 60 \times 10^{-4} = 6.670 MN$

Dans (1) : $N_{ul} = B(x) \times \frac{0,85 \times 45}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 6000 \Delta \sigma_p - 616 \cdot \sigma_s$

$6860.41 = B(x) \times 25,5 \times 10^3 - 6000 \times \Delta \sigma_p - 616 \times \sigma_s$

Dans (2) : $\bar{M}_{u \max} = B(x) \cdot 25.5 \cdot Z + 616 \times 60 \times \sigma_s$

• **Équations liées le l'hypothèse des sections planes**

$$\text{De (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{201 - y}{y} = \frac{160.8}{x} - 1$$

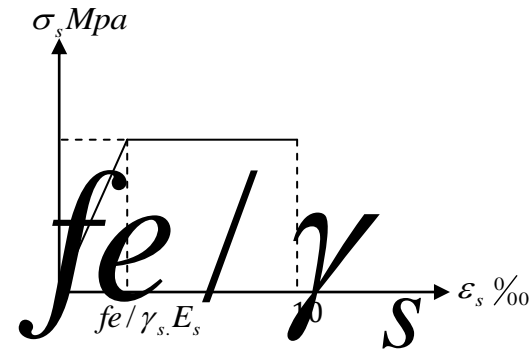
$$\text{De (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0.8 \times d_s}{x} = \frac{0.8 \times 207}{x} - 1 = \frac{165}{x} - 1$$

• **Équation traduisant le comportement des aciers**

- **Armatures passives (F_eE40) :**

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

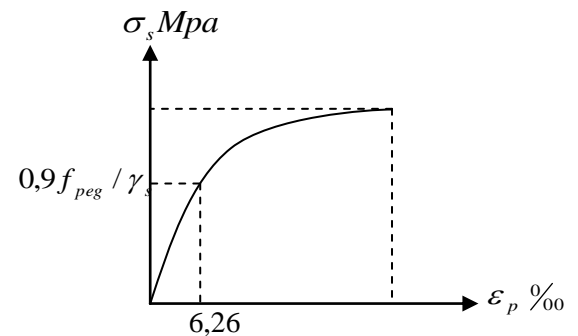


- **Armature actives (torons)**

$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1252.174 \text{ Mpa}$$



$$\text{Donc : } \Delta \sigma_p = \sigma_p (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - \sigma_p (\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_p) = 1111.622 \text{ MPA}$$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1111.622}{200000} = 5.55 \cdot 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte.).

$$\begin{aligned} \sigma_{bpm} &= \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{u \min}) \cdot \frac{e_p}{I} \\ &= \frac{667 \times 10^3}{109902,9} + (667 \times 10^3 \cdot (-123.697) + 877.806 \cdot 10^4) \cdot \frac{(-123.697)}{-123.697} \\ &\Rightarrow \sigma_{bpm} = 4.934 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} :

$$\varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \times \sigma_{bpm}}{E_b \times E_p} \quad \text{Avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{bpm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 1.234 \times 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{De l'équation (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \frac{10}{3.5} = \frac{207 - y}{y} \Rightarrow y = \frac{3.5 \times 207}{13.5} = 53.667 \text{ cm}$$

$$\text{De l'équation (5) : } \sigma_s = 438 \text{ Mpa}$$

$$\text{De l'équation (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{201 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{5.55 \times 10^{-3} (201 - 53.667)}{53.667}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 15.24 \times 10^{-3}$$

De(6) :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (15.24 \cdot 10^{-3} + 0.1234 \cdot 10^{-3} + 5.55 \cdot 10^{-3} = 20.91 \times 10^{-3}) - \sigma_p \text{ pour } (5.55 \cdot 10^{-3})$$

- **Déterminations de σ_p**

$$5.389 \times 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6.626 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \Rightarrow \sigma_p (5.55 \times 10^{-3}) = 2 \times 10^5 \times 5.55 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (5.55 \cdot 10^{-3}) = 1110 \text{ Mpa}$$

$$20.91 \times 10^{-3} > 6.67 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (20.91 \times 10^{-3}) = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \text{ Avec } y = 0,5366 \text{ m}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis+table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{1,35 + 1,7}{2} = 1,525 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,5366 \times 1,525 = 0,6547 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{uL} = 14,51 \text{ MN}$$

$$N_{uL} = 14,51 \text{ MN} \geq N_u = 6,67 \text{ MN}$$

- **Conclusion**

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A.

Il faudra calculer N_{uL} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_b

Soit :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 1,594\text{‰} \end{cases}$$

$$y = 0,2846m$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,2846 \times 1,525 = 0,3472m^2 \Rightarrow N_{uL} = 6,669MN$$

$$\bar{M}_{u\max} = B(x) \times 25,5 \times Z + 616 \times 60 \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0,8 \times y = 201 - 0,8 \times 28,46 = 178,2cm$$

$$\bar{M}_{u\max} = 0,415 \times 25 \times 10^6 \times 1782 + 616 \times 60 \times 348 = 1576,42t.m$$

$$M_{u\max} = 1576,42 t.m < \bar{M}_{u\max} = 1366,049t.m$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

9.4. Justifications des contraintes tangentielles

9.4.1. 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.

9.4.2. Justification à l'E.L. S

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification doit porter sur les trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section :

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque est présentée une précontrainte transversale).

Les contraintes σ_x, τ , et σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{ij} \left[f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} \left(0,6 \cdot f_{ij} - \sigma_x - \sigma_t \right) \left[f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \dots\dots\dots \end{cases} \quad (1)$$

Si $\sigma_x < 0$ Alors les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{ij} \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots (2)$$

Puisque $\sigma_t = 0$ dans notre cas, alors (1) et (2) peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} \left[f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x) \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} \left(0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x \right) \left[f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x) \right] \end{cases} \dots\dots\dots (1)'$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} f_{cj} \dots\dots\dots (2)'$$

Et comme σ_x au niveau du centre de gravité (G) est strictement positive, donc on applique le système $\rightarrow (1)'$

• **Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant**

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

Avec : $V_{red} = V - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \sin \alpha_i$

S: Moment statique par rapport à l'axe G_z .

b_n : Largeur de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \Phi$

Avec : $\begin{cases} m : \text{Nombre de câbles par lit.} \\ K = 0,50 \end{cases}$

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	13249,28	101,921	88,079	44272562,975	-6,421
poutre+hourdis	16989,28	123,732	88,268	73056002,042	-28,232

Tableau 9.30. Caractéristiques géométriques de la section nette à X=0,00L.

• **Exemple de vérification à la Phase (II)**

- **J=28Jours:**

Les câbles de la 1^{ère} famille est de 100 % de la Mise en tension :

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}, \Delta\sigma_{28} = 165.33 \text{ MPa}$$

$$g = 2,14 \text{ t/ml} \Rightarrow V_{gl} = \frac{g \cdot L}{2} = 41.73 \text{ t}$$

$$\sigma_{pI} = 1,02 \times 1440 - 0,8 \times 165.33 = 1336.536 \text{ MPa}$$

$$P_I = 1500 \times 1336,536 \times 10^{-2} = 591,217 \text{ t}$$

$$V_{red} = V_{gl} - P_I \sum_{i=1}^3 \frac{\sin \alpha_i}{n} = 41.823 - 591,217 \times \frac{0,525}{3} \Rightarrow V_{red} = -61,733 \text{ t}$$

• **Contrainte de cisaillement (τ)**

$$\text{Approximativement : } S = \frac{I_G}{0,8 \cdot h} \Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8 \cdot h}$$

$$\text{Avec : } b_n = b_0 - \frac{\Phi}{2} = 60 - \frac{8}{2} = 61 \text{ Cm}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-61.73 \times 10^{-2}}{0.61 \times 0.8 \times 1.9} = -0.666 \text{ MPa}$$

• **Contrainte du centre de gravité (σ_G)(au niveau de l'axe neutre)**

$$\sigma_s = \frac{N_I}{B} \left(1 - \frac{e_p \cdot V}{r^2} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{N_I}{B} \left(1 + \frac{e_p \cdot V'}{r^2} \right)$$

$$\text{Avec : } N_I = \frac{P_I}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \Rightarrow N_I = 2.949 \times \frac{591.217}{3} = 5.81166 \text{ MN}$$

$$r^2 = v \cdot v' \cdot \rho = 88,097 \times 101,921 \times 0,3722 = 334150,708 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 5,129 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = 3,527 \text{ Mpa}$$

Au niveau du centre de gravité G :

$$\Rightarrow \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 5,129 + \frac{3,527 - 5,129}{1.9} \times 0.88079 = 5,121 \text{ MPa}$$

A partir des résultats trouvés, on doit vérifier les inégalités de la formule (1').

$$\left\{ \begin{array}{l} (-0,666)^2 < 0,4 \times 3,3 \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 5,121 \right) \\ (-0,666)^2 < 2 \times \frac{3,3}{45} (0,6 \times 45 - 5,121) \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 5,121 \right) \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} 0,444 < 8,352 & \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \\ 0,444 < 20,067 & \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

De même procédée on fait la vérification pour toutes les phases d'exécution.

N° phase	V (t)	P (t)	$v_{red}(t)$	$\tau(y)(\text{Mpa})$	Contrainte normales(Mpa)			vérification	
					σ_s	σ_i	σ_G	Inéquation 1	Inéquation 2
2	41,73	591,217	-61,733	-0,666	5,129	3,527	5,121	0,444<8,352	0,444<20,067
3	41,73	581,781	-60,082	-0,648	5,047	3,471	5,039	0,420<8,790	0,420<21,449
4	59,9625	572,346	-40,198	-0,434	4,965	3,415	4,957	0,188<8,718	0,188<21,353
5	59,9625	562,91	-38,547	-0,416	5,144	0,611	5,120	0,173<8,862	0,173<21,544
6	66,69	544,039	-28,517	-0,308	4,972	0,591	4,949	0,095<8,711	0,095<21,343
7	78,953	465,718	-2,548	-0,027	4,256	0,506	4,236	0,001<8,084	0,001<20,447

Tableau 9.31. Vérification des contraintes de cisaillement.

• **Conclusion**

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage.

9.4.3. Justifications à l'E.L. U

a) Minimum d'armatures transversales

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t).

$$S_t \leq \min \{1m; 0,8.h; 3b_0\} = \min \{1m; 0,8 \times 1,9; 3 \times 0,65\} \Rightarrow S_t \leq 1m$$

b_0 : Largeur du talon ($b_0 = 65\text{cm}$).

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6.b_n.\gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 61 \times 1,15}{400 \times 10^{-2}} = 10,523 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Dans la zone médiane**

D'après les règlements BPEL [6], la section de ces armatures doit être au moins 2 cm²/ml de parement.

On prend un cadre HA12 soit; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,10523 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,10523} = \frac{2,26}{0,10523} = 21,477 \text{ cm}$$

on prend $St = 20cm$

• **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).

$$\Rightarrow A_t = 5,340cm^2 \quad \text{Donc : } \frac{A_t}{S_t} \geq 0.10523 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.10523} = \frac{5.34}{0.10523} = 50.746cm$$

on prend $St = 30cm$

b) Justification des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \overline{\tau}_U = \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \text{Cotg} \beta + \frac{f_{ij}}{3}$$

- Le BPEL91 [6] donne: 2

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n}, \quad V_{red}^u = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \text{Sin} \alpha_i$$

$$P_u = \sigma_p(0,00) \times Ap$$

$$\sigma_p(0,00) = \sigma_{p_0}(0,00) - \Delta\sigma_p(0,00) = 1440 - 298,645 = 1141,355 \text{ Mpa}$$

$$Ap = 1500 \times 3 = 45cm^2 \quad P_u = 1141.355 \times 45 \times 10^{-4} = 5,136 \text{ MN}$$

$$V_u = V_{u\max} = 78.953t \quad V_{red}^u = 0.78953 - \frac{5.136}{3} \times 0.525 = -0,110 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_{red}^u = \frac{0.110}{0.61 \times 0,8 \times 2.12} = 0,106 \text{ MPa}$$

✓ **Angle d'inclinaison β_u**

$$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \text{Cos} \alpha_i = \frac{5.136}{3} \times 2.949 = 5.049 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{5.049}{1698928} \times \left(1 + \frac{28.232 \times 88.268}{430012.349} \right) = 4.694 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{5.049}{1698928} \times \left(1 - \frac{28.232 \times 123.732}{430012.349} \right) = 0.558 \text{ MPa}$$

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 4.694 + \frac{0.558 - 4.694}{190} \times 88.268 = 2.773 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 0,106}{2.773} = 0.0765 \Rightarrow \beta_u \approx 2.187^\circ$$

✓ **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 :

$$\tau_{red}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,106)^2 \leq \left(\frac{45}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,011 < 52,25 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul justificatif réglementaire en sections particulières**

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés :

- ✓ Les zones d'application des réactions d'appuis.
- ✓ Les zones d'ancrages des armatures de précontraint.

• **Zone d'appui**

On effectuera deux vérifications qui portent sur :

• **L'équilibre de la bielle d'about**

L'appui transmet au béton une réaction **R** verticale (poids propre, charge d'exploitation) et un effort **H** horizontale (freinage, effet de température...etc.). Dans le béton ces efforts se décomposent en :

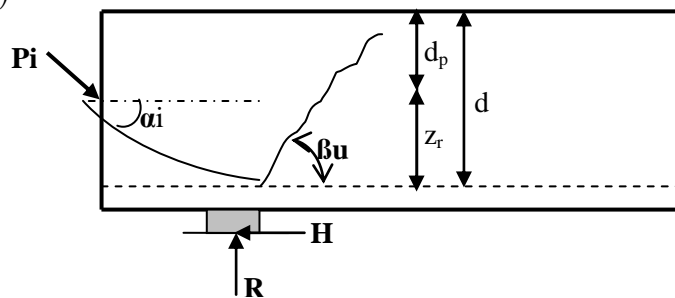
- ✓ Un effort horizontal : **H+R cotg B_u**.
- ✓ Un effort incliné : **R/sin B**.

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal, et coudrer par des étriers la fissuration qui tend à séparer la bielle du reste du béton.

La contrainte limite dans les armatures de couture et armature de précontrainte a pour valeur.

$$\sigma_{pi} = \min(1,2\sigma_{pm}; f_{prg} / \gamma_s)$$

$$P_i = \min(1,2A_p \sigma_{pm}; A_p (f_{prg} / \gamma_s))$$



• **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.

$$B_u \leq 30^\circ$$

$$\text{On a : } R_u = 78.953t \Rightarrow \tau = \frac{R_u}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{78.953}{0,8 \times 212 \times 61} \times 100 = 0,763 \text{MPa}$$

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \begin{cases} 1,2 \sigma_{pm} = 1,2 \times 1111.622 = 1333.946 \text{MPa} \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_s} = \frac{1860}{1,15} = 1617.39 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_i = 1333.946 \times 15 \times 10^{-4} = 2.001 \text{MN}$$

On prend $\beta_u = 30^\circ$

Câble	$\alpha_i, \text{en}(gr)$	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$
1	5,43	0,996	0,095	1,993	0,190
2	10,7	0,983	0,186	1,967	0,372
3	14,09	0,97	0,243	1,941	0,486

Tableau 9.32. Calcul P_i .

- **Calcul de H_u**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC, l'accélération sismique horizontale est égale à 25%G (G le poids du tablier).

$$H_{ut} = 0,25 \times 856.92 = 214.23t$$

- **Recherche du niveau 'r'**

Pour : r = 1 (cable1) :

$$H = \sum_i P_i \cos \alpha_i - H_u = (2001 \times 2.949 - 214.23) = 5686.719 \text{KN}$$

$$R = \left(R_u - \sum_i P_i \sin \alpha_i \right) \cotg \beta_u = (78.953 - 200.1 \times 0.524) \times \cotg 30^\circ = -448.59 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } 5686.719 \geq -448.59$$

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 duquel les armatures actives ne sont pas suffisantes.

$$dp = \frac{h}{10} : \text{Hauteur de la membrane comprimée.}$$

$$d_r = h - y_r : \text{Distance de R à la fibre supérieure.}$$

y_r : distance entre le câble du niveau r et la fibre inférieure.

$$z_r = d_r - d_p : \text{Hauteur de bielle.}$$

$$Z = 0,8H$$

Si : $Z_r < Z$ La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par (Z / Z_r) et placée sur la longueur $Z_r \cot g \beta_u$.

Si : $Z_r \geq Z$ La densité d'étrier déjà calculée et suffisante sur une longueur $Z \cot g \beta_u$.

➤ **Pour notre cas**

$$d_p = \frac{190}{10} = 19 \text{ cm}$$

$$y_r = (44 - 50 \text{ tg } 5.43 \text{ gr}) = 39.25 \text{ cm}$$

$$d_r = 190 - 39.25 = 150.75 \text{ cm}$$

$$Z_r = 150.75 - 19 = 131.75 \text{ cm}$$

$$Z = 0,8 H = 0,8 \times 190 = 152 \text{ Cm}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ 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.

$$\text{Donc : } L = 131.75 \times \cot g 30^\circ = 228,198 \text{ cm.}$$

$$\frac{Z}{Z_r} = \frac{152}{131.75} = 1.154$$

$$\text{Donc : } A_t = 3.83 \times 1,154 = 4.42 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons une nouvelle armature de peau transversale, soit 2 cadres **HA12**

($A_t = 4.42 \text{ cm}^2$) espacés tous les 20 Cm sur la longueur $L = 2.41 \text{ m}$.

• **Équilibre du coin inférieur**

$$R = Ru - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -Hu + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal à P_i est inférieur à l'angle de frottement interne du béton.

$$\text{tg } \alpha \leq \text{tg } \varphi \quad \text{Avec : } \text{tg } \alpha = \frac{R \cdot \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \cdot \sin \theta + H \cos \theta}$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - \text{tg } \theta)}{1 + 1,5 \cdot \text{tg } \theta} \quad (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontale A_1 tel que :

$$H + A_1 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg } \theta)}{1 + 1,5 \cdot \text{tg } \theta}$$

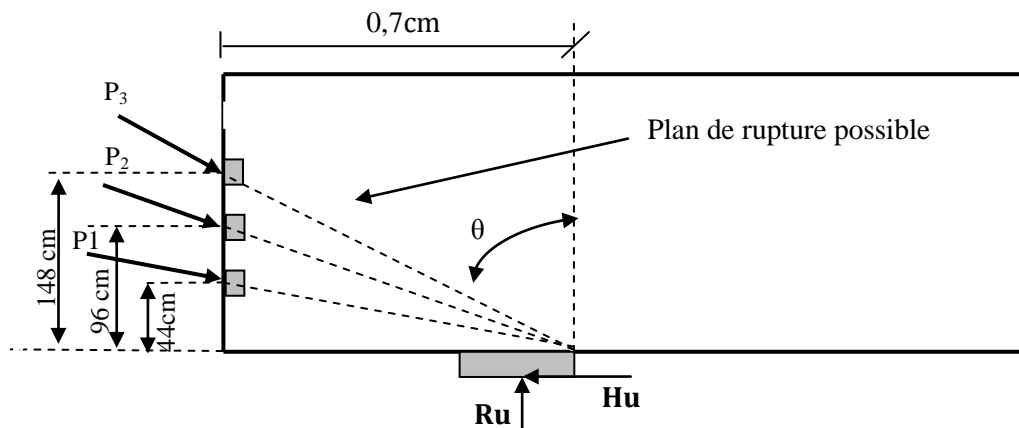


Figure 9.10. Rupture du coin inférieur.

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

Câble (1) : $\theta = \arctg\left(\frac{0,7}{0,44}\right) = 57,85^\circ$

H = 5686.719KN et R = -448.59KN

$H = 5686.719KN > R \times (1,5 - tg\theta) / (1 + 1,5tg\theta) = 12.06KN$ *c.vérifier*

Câble (2) : $\theta = \arctg\left(\frac{0,7}{0,96}\right) = 36,1^\circ$

$H = 5686.719KN > R \times (1,5 - tg\theta) / (1 + 1,5tg\theta) = -165.14KN$ *c.vérifier*

Câble (3) : $\theta = \arctg\left(\frac{0,7}{1,48}\right) = 25,31^\circ$,

$H = 5686.719KN > R \times (1,5 - tg\theta) / (1 + 1,5tg\theta) = -269.54KN$ *c.vérifier*

Donc

L'équilibre du coin inférieur est vérifié suivant les quatre (04) plans de rupture possible.

La section d'armatures de couture est négligeable, néanmoins le BPEL [6] proposé une section minimale en vue de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

La section $A_{l\min}$:

$$A_{l\min} \geq \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $K=0.5$

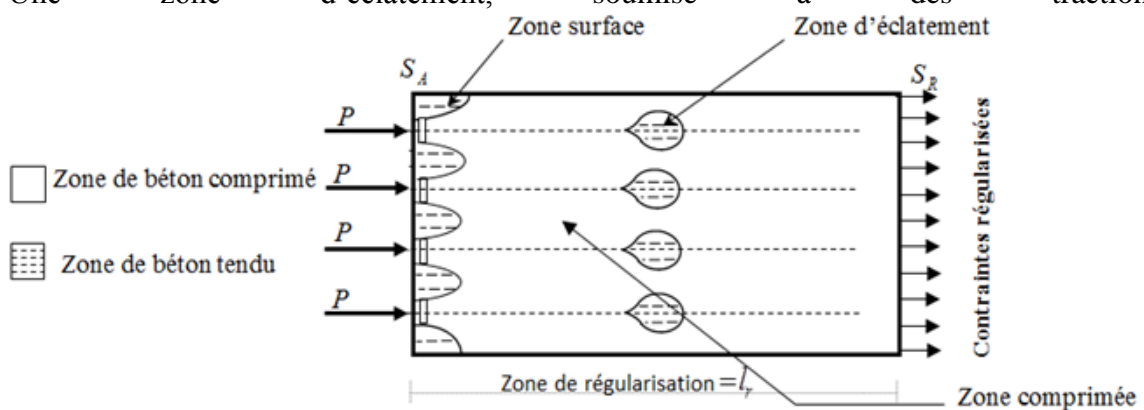
$$\text{Donc : } A_{s\min} \geq \frac{0,04 \times 78.953 \times 1.15}{400 \times 10^2} (5 - 4 \times 0.5) = 2.73 \text{ cm}^2$$

Soit deux (02) cadre HA14 ($A=3.08 \text{ cm}^2$). 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 9.10.** les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte de 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 :

Avec :

F_{j0} : Force à l'origine du câble au niveau (j).

$$\sigma_{lim} = \frac{2}{3} f_e$$

• **Plan Horizontal**

Sur le plan de diffusion horizontal, la force F_{j0} considéré est celle résulte des trois (03) câbles.

$$F_{j0} = 3 \times \sigma_{p0} \times Ap = 3 \times 1440 \times 1500 = 6480 \text{ KN}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{3 \times 1440 \times 15.}{\frac{2}{3} \times 400} = 9.72 \text{ Cm}^2$$

On prend Cinque (04) cadres **HA14** autour de chaque ancrage avec $A_v=12.32 \text{ cm}^2$.

• **Plan vertical**

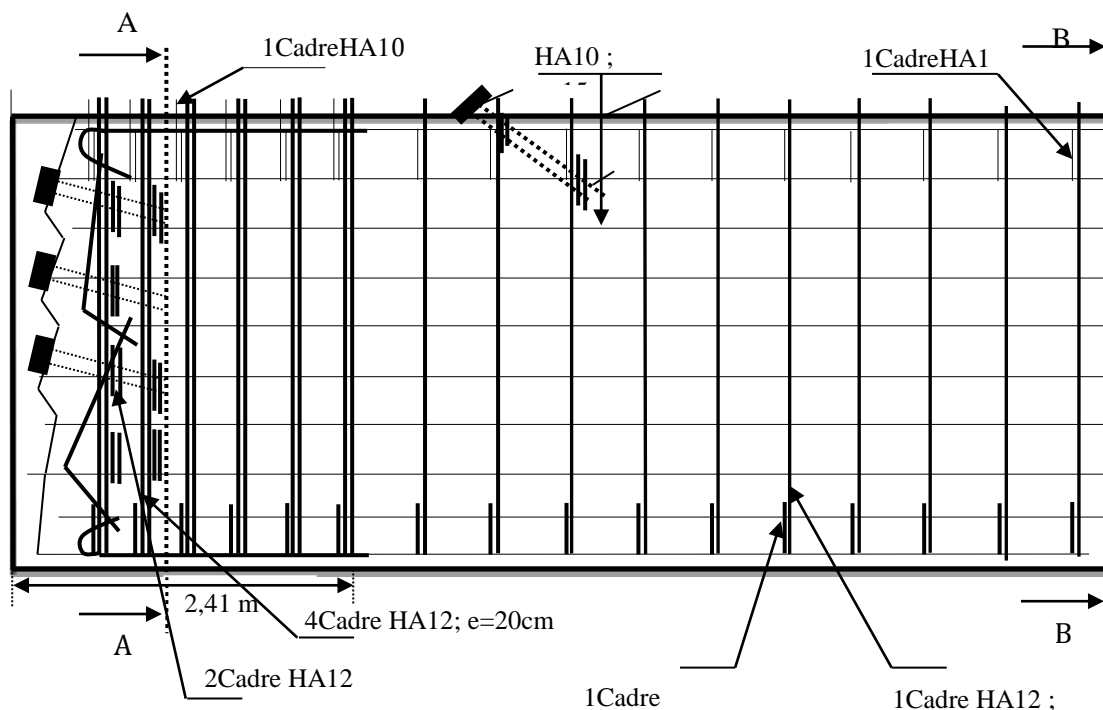
F_{j0} : est celle qui résulte d un seul câble

$$F_{j0} = \sigma_{p0} \times Ap = 1500.1440 = 2160 \text{ KN}$$

$$\text{Max} F_{j0} = 2160 \text{ KN}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2160}{\frac{2}{3} \times 400} = 3.24 \text{ Cm}^2$$

On prend deux (02) cadres HA12 avec $A_s=4.52 \text{ cm}^2$



• **Transversalement**

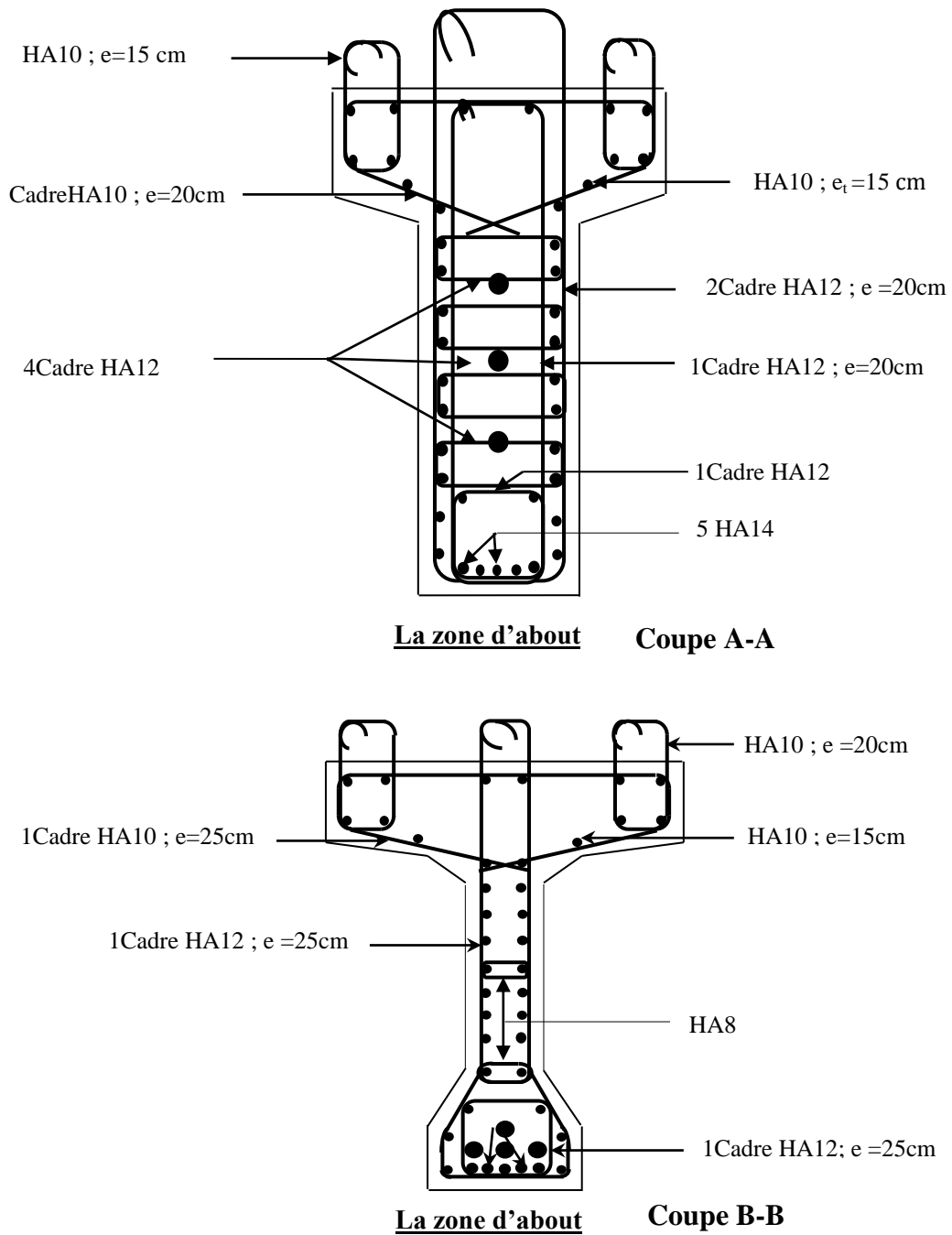


Figure 9.12: Le ferrailage de la poutre

Chapitre 10 :

Calcul

Les Déformation

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 précontrainte 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) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

10.2. Flèche et contre flèche

10.2.1. Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 q_G \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

E_v : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{45} = 13160,505 \text{ Mpa.}$$

I_G : moment d'inertie de la section médiane nette (poutre + hourdis).

$$I_G = 57497968,119 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 650,227 \text{ t.m}$$

$$f_G = \frac{5 \times 650,227 \times (39)^2 \times 10^8}{48 \times 13160,505 \times 57497968,119} = 13,614 \text{ cm.}$$

10.2.2. Flèche due à la surcharge

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

M_T : Moment maximum à E. L. S.

$$M_{\text{sur}} = 1011,888 - 650,227 = \mathbf{361,661 \text{ t.m}}$$

$$f_s = \frac{5 \times 361,661 \times (39)^2 \times 10^8}{48 \times 13160,505 \times 57497968,119} = \mathbf{7,572 \text{ cm}}$$

10.2.3. Contre flèche

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi- portée est donnée par:

$$-f_s = \int_0^L \frac{M}{EI} \cdot dx$$

$M_x \cdot dx$: Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire, limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre en précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :

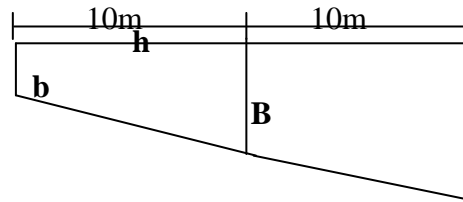


Figure 10.1. Diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée, on a :

$$M_i = N_i \times e_i \cdot N_i = P \times \sum \cos \alpha_i$$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

Donc : $p = \sigma_{pm} \times A_p = \left(\frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \right) A_p \cdot \sigma_{ps} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{pt}$

σ_{pi} : contrainte initiale.

σ_{ps} : La contrainte finale probable en service.

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=0.0 m	1274,6	1141,3	1207,9	1,8118	2,949	5,3429	-0,2823	-1,508300
x=10m	1292,1	1042,1	1167,1	1,7506	3,993	6,9901	-1,2084	-8,446836
x=20m	1382,1	1125,8	1253,9	1,8808	4	7,5232	-1,2369	-9,305446

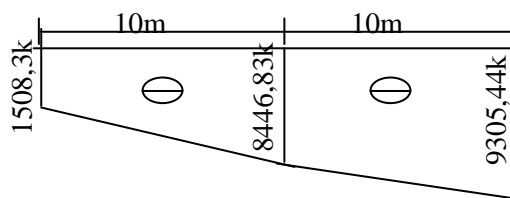


Figure 10.2. Diagramme des moments sous la précontrainte.

◆ **Trapèze (1):**

$$X_1 = \frac{10 \times (2 \times 1508,3 + 8446,83)}{3(1508,3 + 8446,83)} = 6,161 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \int_0^4 Mx dx = \frac{X_1 A_1}{EI} = 6,161 \times \frac{(1508,3 + 8446,83) \times 10}{2 \times EI} = \frac{306667,779}{EI}$$

◆ **Trapèze (2):**

$$X_2 = \frac{10 \times (2 \times 8446,83 + 9305,44)}{3 \times (8446,83 + 9305,44)} + 10 = 15,08 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \int_{6,25}^{12,5} Mx dx = \frac{X_2 A_2}{EI} = 15,08 \times \frac{(8446,83 + 9305,44) \times 10}{2 \times EI} = \frac{1338521,158}{EI}$$

$$\Rightarrow f_p = - \frac{(306667,779 + 1338521,158) \cdot 10^{11}}{13160,505 \times 57497968,119 \times 10^4} = - 21,741 \text{ cm.}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

Fleche totale :

En service à vide :

$$f = f_G + f_p = \frac{3}{4} (13,614 - 21,741) = -6,095 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{3900}{300} = 13 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En service en charge :

$$f = f_G + f_p + f_s = 13,614 - 21,741 + 7,572 = -0,555 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{3900}{300} = 13 \text{ cm} \dots \dots \text{CV}$$

10.3. Calcul des rotations

10.3.1. Sous le poids propre

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\beta_G = \frac{q_G L^3}{24 E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{650,227 \times 39 \times 10^6}{3 \times 13160,505 \times 57497968,119} = 11,170 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

10.3.2. Sous les surcharges

$$\beta_s = \frac{361,661 \times 39 \times 10^6}{3 \times 13160,505 \times 57497968,119} = 6,213 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

10.3.3. Sous la précontrainte

$$\beta_p = - \frac{1}{EI} \int Mx dx = - \frac{\sum A_i}{EI}$$

A_i : aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre

$$\beta_p = - \frac{\sum A_i}{EI} = - \frac{2 \times \left[\frac{(1508,3 + 8446,83)}{2} \times 10 + \frac{(8446,83 + 9305,44)}{2} \times 10 \right] \cdot 10^5}{2 \times 13160,505 \times 57497968,119}$$

$$\beta_p = -18,307 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

10.4. Rotation résultante

- **A vide :** $\beta = \beta_G + \beta_p = 11,170 \times 10^{-3} - 18,307 \times 10^{-3} = -7,137 \times 10^{-3} rd$

- **Encharg**

$$\beta = \beta_G + \beta_s + \beta_p = 11,170 \times 10^{-3} + 6,213 \times 10^{-3} - 18,307 \times 10^{-3} = -0,924 \times 10^{-3} rd.$$

10.5. Calcul des déplacements d'appuis**10.5.1. Déplacement du à la rotation**

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{-7,137 \times 10^{-3} \cdot 190}{2} = -0,678 \text{ cm.}$$

10.5.2. Déplacement du au retrait

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$.

$$\Rightarrow \Delta_r = \frac{\varepsilon_r \cdot L}{2} = \frac{3 \cdot 10^{-4} \times 3900}{2} = 0,585 \text{ cm}$$

10.5.3. Déplacement du au fluage

$$\Delta_{flu} = \frac{\varepsilon_{flu} \times L}{2}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{flu} = \frac{2 \sigma_b}{E_i}$$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{45} = 39125,826 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 13,15 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 13,15}{39125,826} = 6,721 \times 10^{-4}.$$

$$\Rightarrow \Delta_{flu} = \frac{6,721 \times 10^{-4} \times 39}{2} = 1,31 \text{ cm.}$$

10.5.4. Déplacement du a la variation de la température

$$\Delta t = \frac{L}{10000} = \frac{39}{10000} = 0,39 \text{ cm.}$$

10.5.5. Déplacement total

$$\Delta_{\max}^+ = \Delta\beta + \Delta r + \Delta_{flu} + \Delta t = -0,678 + 0,585 + 1,31 + 0,39 = 1,607 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^+ = 1,607 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^- = \Delta\beta + \Delta r + \Delta_{flu} - \Delta t = -0,678 + 0,585 + 1,31 - 0,39 = 0,827 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^- = 0,827 \text{ cm.}$$

Chapitre 11 :
les équipements

11.1. Introduction

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception et le calcul d'un ouvrage d'art, et par conséquent le bon choix des équipements contribue positivement dans la durabilité de l'ouvrage lui-même.

Tout d'abord, les équipements sont les éléments qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont l'un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

En fin par leurs caractéristiques géométriques, ils influent sur la conception même de la structure.

Ce chapitre sera consacré à l'étude des appareils d'appui, des d'appui et aux joints de chaussée.

11.2. L'étude des équipements

11.2.1 Les appareils d'appuis

Les tabliers des ouvrages d'art reposent en général, sur les éléments d'appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

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

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

Notre choix a été porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté.

11.2.1.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Il est constitué par un empilage de feuilles en élastomère (en général, du néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par cet adhérisation au moment de la vulcanisation. Il a généralement une forme rectangulaire dont la grande coté est perpendiculaire à l'axe de la poutre, l'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8,10 ou 12 mm (parfois 20 mm).

Ce type d'appareils d'appuis est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

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

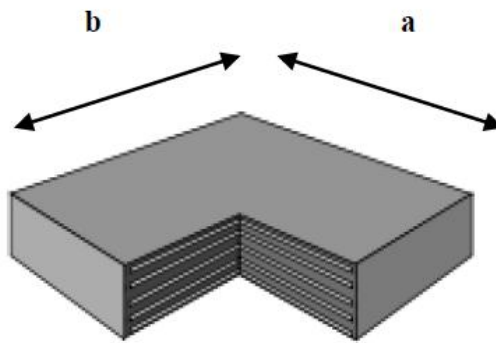


Figure 11.1.Appareil d'appui en élastomère fretté.

La désignation de l'appareil d'appuis est : $a \times b \times n(t+e)$.

- n : nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.
- t : épaisseur d'une feuille élémentaire.
- e : épaisseur d'une frette intermédiaire.
- a : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.
- b : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

11.2.1.2. Dimensionnement

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui. [13]

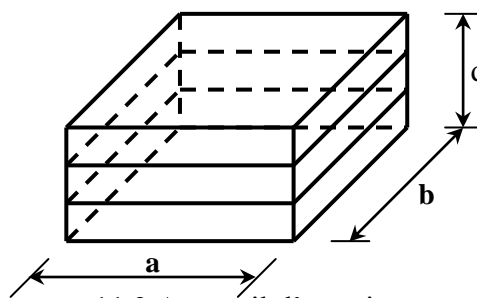


Figure 11.2.Appareil d'appuis.

a. Aire de l'appareil d'appui

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{\max}}{a \cdot b}$$

Avec :

σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui, $\sigma_m = 15\text{MPa}$.

a : longueur de l'appareil d'appui (perpendiculaire à l'axe de la poutre).

b : largeur de l'appareil d'appui (parallèle à l'axe de la poutre).

N_{max} : effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

Pour notre cas : $N_{max} = 78.953t$.

Donc : $a \times b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m} = \frac{78.953}{15 \times 100} = 0.05263 m^2$.

b. Hauteur nette de l'élastomère

$$\tau_{H1} \leq G \times tgy_1 \Rightarrow G \times \left(\frac{U}{T}\right) \leq 0.5 \times G \Rightarrow \frac{U}{T} \leq 0.5 \Rightarrow T \geq \frac{U}{0.5}$$

U_1 : déformation lente due au retrait, fluage et température.

G : module d'élasticité transversale.

τ_{H1} : la contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.

On a : $U = 0.585 + 1.31 + 0.39 = 2.285cm$.

$$T \geq \frac{2.285}{0.5} \rightarrow T \geq 4.57cm.$$

On prend $T = 5cm$.

Soit six feuilles d'élastomère d'épaisseur $t = 10mm$.

c. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui

Il faut respecter :

- La condition de non-flambement.
- L'épaisseur minimale.

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T \\ a \geq b. \end{cases}$$

Alors : $250mm \leq a \leq 500mm$

On prendra : $a = 450mm$

Sachant que : $a \times b \geq 0.05263m^2 \Rightarrow b \geq 116.955mm$

Soit : $b = 400mm$.

L'appareil d'appui à mettre en place sera donc :

$$a \times b \times n \times (t + e) = 450 \times 400 \times 5 \times (10 + 3)$$

11.2.1.3. Répartition des efforts sur les appuis

11.2.1.3.1. Action dynamique (efforts du au freinage)

a. Système B_c

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30 t$.

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 6} = 2.5t/\text{appui}$$

b. Système A(I)

La force de freinage maximale est donnée par le cas de trois voies chargées.

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

$$H_{A(l)} = F_A = 12.180t \text{ (Calculé dans le chapitre 4)}$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{12.180}{2 \times 6} = \mathbf{1.015t/appui}$$

11.2.1.3.2. Effort due au vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ($p = 200 \text{ Kg/m}^2$) sur toute la surface du pont.

$$s = 40 \times (1.9 + 0.22 + 0.20) = 92.8\text{m}^2.$$

$$H_{ve} = 0.2 \times \left(\frac{92.8}{2 \times 6} \right) = \mathbf{1.5466 t/appui}$$

11.2.1.3.3. Effort due au séisme

Horizontalement : $F_{ah} = 0,1G$

Verticalement : $F_{av} = \mp 0.07G$

Avec le poids propre du tablier : $G = 856.92t$

$$F_{ah} = 0,1 \times 856.92 = 85.692t$$

$$F_{av} = 0,07 \times 856.92 = 59.984t$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme:

$$F_{ah} = \frac{85.692}{2 \times 6} = \mathbf{7.141t/appui}$$

$$F_{av} = \frac{59.984}{2 \times 6} = \mathbf{4.998t/appui}$$

11.2.1.3.4. Effort due à la déformation (déplacements)

$\Delta_{max} = 1,607 \text{ cm}$ avec: $\varepsilon = \Delta_{max}$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère $e : T = 5\text{cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H.T}{G.a.b} \Rightarrow H = \frac{G.a.b.\varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80(45 \times 40 \times 1.607)10^{-6}}{5 \times 10^{-2}} = \mathbf{4.6281t}$$

11.2.1.4. Vérification des appareils d'appui

11.2.1.4.1. Calcul des contraintes de cisaillement

a. Contrainte due à l'effort normal (N)

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left(\frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} \end{cases} \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left(\frac{N_{max}}{\beta \cdot a \cdot b} \right)$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a + b)} = \frac{45 \times 40}{2 \times 1(45 + 40)} = \mathbf{10,588}$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{78,953 \times 10^{-2}}{10,588 \times 0,45 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,621Mpa}$$

$$\tau_N = 0,621 < 3G = 2,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{Si l'action H due au freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Si l'action H due au séisme.}$$

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U}{T} = \frac{0,8 \times 2.285 \times 10^{-2}}{5 \times 10^{-2}} = \mathbf{0,365Mpa}$$

τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{2,5 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,4} \right) = \mathbf{0,138Mpa}$$

$$0,365 + 0,5 \times 0,138 = \mathbf{0,434Mpa} < 0,7 \times 0,80 = \mathbf{0,560Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{7,141 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,396Mpa}$$

$$0,365 + 0,5 \times 0,396 = \mathbf{0,563Mpa} < 1,3 \times 0,80 = \mathbf{1,040Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

c. Contrainte de cisaillement due à la rotation

$$\tau_\alpha = \frac{G \cdot a^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2 \cdot t^2 \cdot n}$$

$\alpha_0 = 1\%$ rad : Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées.

$\alpha_T = -7,137 \times 10^{-3}$ rad : Rotation en service à vide.

$$\tau_\alpha = \frac{0,8 \times 450^2 \left(-7,137 \times 10^{-3} + 0,01 \right)}{2 \times 10^2 \times 5} = \mathbf{0,463Mpa}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$$

$$0,621 + 0,563 + 0,436 = \mathbf{1,620Mpa} < 5 \times 0,80 = \mathbf{4Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

d. Condition de non soulèvement

On doit vérifier de cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normale.

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad \text{avec: } N_{\min} \text{ l'effort due au poids propre du tablier}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{66,690 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,40} = \mathbf{3,705 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} = \frac{(-7,137 \times 10^{-3} + 0,01)}{5} = \mathbf{0,00057 \text{ rad}}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 10^2 \times 3,705}{10,588 \times 450^2 \times 0,8} = \mathbf{0,00064 \text{ rad}}$$

$$\alpha = 0,00057 \leq 0,00064 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

e. Condition de non glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{ Mpa} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{avec: } f \text{ coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{66.690 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,40} = 3,705 \text{ MPA}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,281$$

Pour les efforts minimaux (N_{\min}) on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G \cdot U}{T} (a \cdot b) = \frac{0,8 \times 2,285 \times 10^{-2}}{5 \times 10^{-2}} (0,45 \times 0,40) = \mathbf{0,06580 \text{ MN}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 3,705 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,06580 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,285 \times 66,69 \times 10^{-2} = 0,190 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 5,066 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ H_{\epsilon_h} = 0,07141 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,190 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Conclusion

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

❖ **Dimensionnement des frettes :**

Pour l'acier ordinaire on doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec: } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{78,953 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,4} = 4,386 \text{ MPA}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPA}$$

$$t_s \geq \frac{450 \times 4,386}{10,588 \times 220} = 0,847 \text{ mm} \quad \text{avec } t_s \geq 2 \text{ mm}$$

On prend : $t_s = 3 \text{ mm}$

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : $T_a = 10 \times 5 + 3 \times 5 = 65 \text{ mm}$

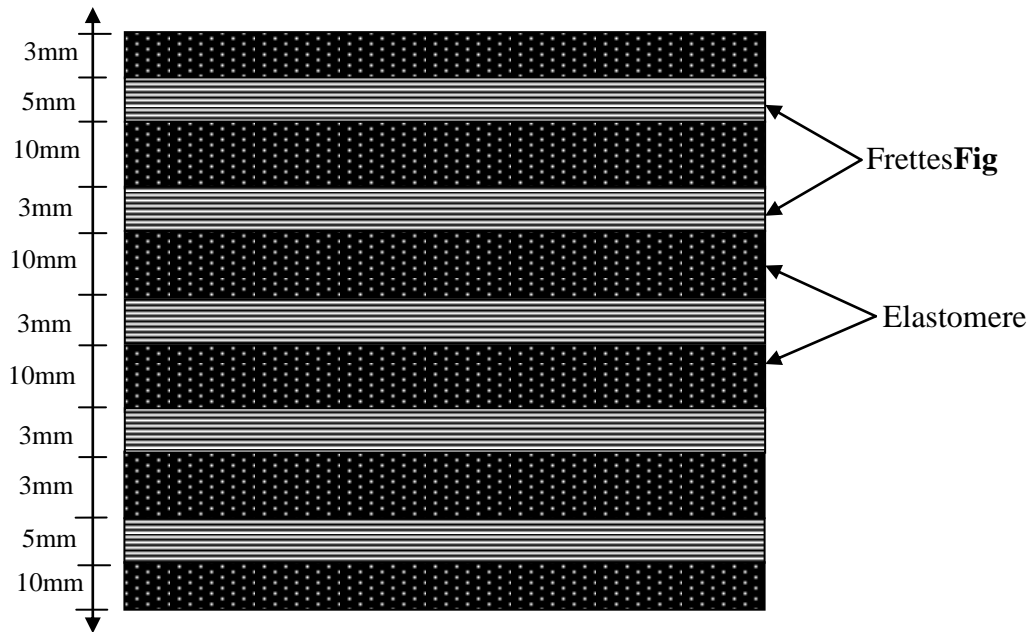


Figure 11.3. Dimension de l'appareil

11.2.2. Les dés d'appuis

11.2.2.1. Fonctions des dés d'appuis

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

11.2.2.2. Dimensionnement des dés d'appui

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm. [12]

Dimensionnement des dés d'appuis :

$$A = a + 15 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

B_0 : Surface de néoprène.

P_0 : Le périmètre de néoprène

$$B_0 = a \times b = 1800\text{cm}^2$$

$$P_0 = 2(a + b) = 170\text{cm}$$

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1800}{170} = 21,176$$

On prend: $h = 25\text{cm}$.

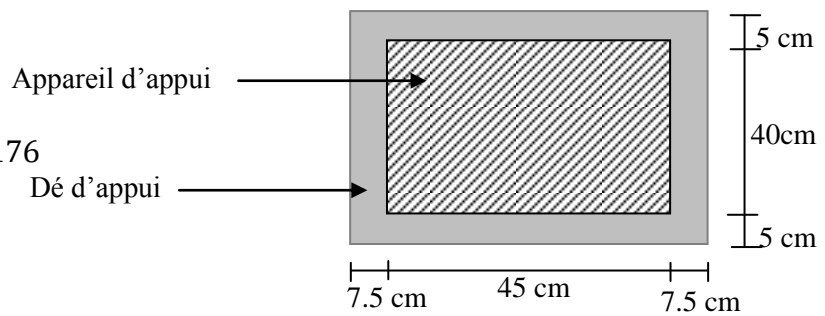


Figure 11.4. Les dimensionne des dés d'appuis

11.2.2.3. Ferrailage de dé d'appui

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du pille des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement.

Celles-ci seront disposées dans le corps des dés d'appui qui sert à donner la forme transversale inclinée de 2,5% pour les évacuations des eaux.

a. Armatures de chaînages : Elle doit reprendre l'effort N_{\max} , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : N_{\max} = 138,6234 \text{ t} = 1.38623 \text{ MN}$$

$$\text{ELS} : N_{\max} = 78,953 \text{ t} = 0,78953 \text{ MN}$$

D'où:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\sigma_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 1.38623}{348} \right); \left(\frac{0,25 \times 0,78953}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max} \{ 7,966\text{cm}^2 ; 8,22\text{cm}^2 \}$$

$A_S = 10,696\text{cm}^2$ Soit **6HA16** Dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

b. Armatures de diffusion

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- ✓ Frettes supérieurs (ferrailage de surface).
- ✓ Frettes inférieurs (ferrailage d'éclatement).

• **Frettes supérieurs :**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,04 N_S}{\sigma_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 1,274 \text{ cm}^2; 1,711 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{S\text{sup}} = 1,711\text{cm}^2$$

• **Frettes inférieurs**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,10 N_S}{\sigma_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 3,187 \text{ cm}^2; 4,278 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{S\text{inf}} = 4,278 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S\text{sup}} + A_{S\text{inf}} = 5,989\text{cm}^2 \text{ soit } \mathbf{3HA16}$$

Cette armature est disposée dans les deux sens.

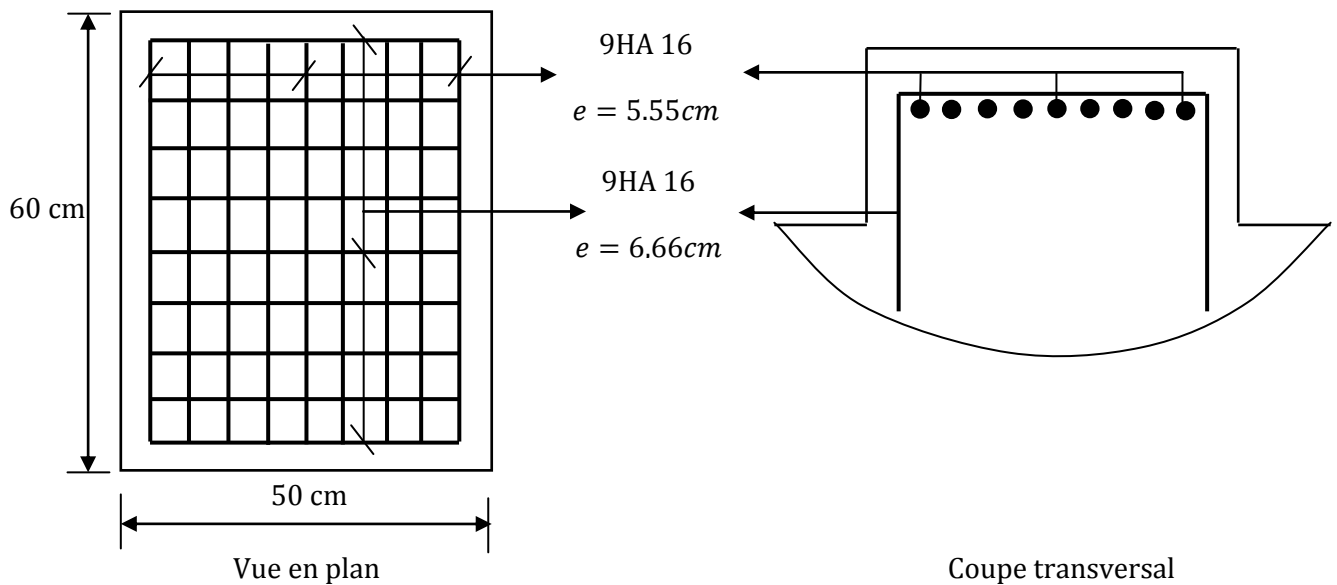


Figure 11.5. Ferrailage de dés d'appuis

11.2.3. Les joints de chaussées

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux. [14]

- ✓ L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (souffle).
- ✓ L'intensité du trafic qu'il doit subir, le mot intensité désignant ici aussi bien le débit des véhicules que leur tonnage.

11.2.3.1. Les différents types de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- ✓ Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- ✓ Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- ✓ Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Nota : Vue que notre pont se situe sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou semi-lourd dont l'ouverture (souffle) est $\geq 50\text{mm}$.



Figure 11.6. joint de chaussée (type WPalu. 300).

11.2.3.2. Evacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche-caniveau



Fig. 11.7. Gargouille

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement : cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier

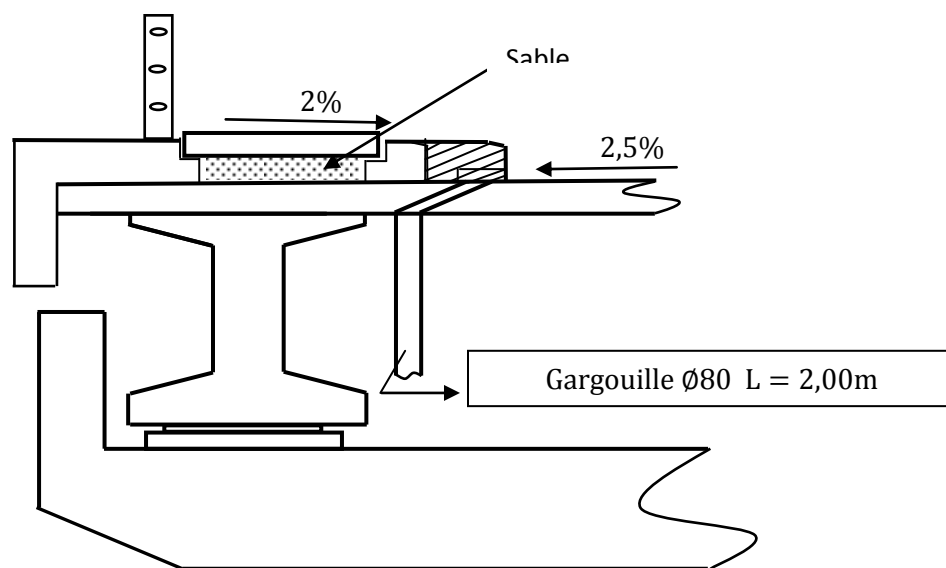


Figure.11.8. évacuation des eaux par gargouille.

Chapitre 12 :

Étude

De pile

12.1. Introduction

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un fût et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particulier :

- * La profondeur de la brèche à franchir.
- * Le type de tablier a porté.
- * Résistance mécanique et robustesse.
- * Facteur d'esthétique.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

12.2. Pré dimensionnement de la pile

Notre tablier repose sur des appuis, l'action transmise par ce tablier se réduit pratiquement à deux forces, l'une verticale et l'autre horizontale. [12]

Les dimensions sont données à partir des documents SETRA PP73 on a trouvé :

❖ Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle. Le fût est un élément rectangulaire solide (type mur) de section (**5,00×1,50**) m et de hauteur de **10,625** m.

❖ la tête de pile « chevêtre »:

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : **L = 11,4 m**
 - Hauteur de chevêtre : **H chevêtre = 2,2 m**
 - La largeur du chevêtre est déterminée par la condition suivante : **$e \leq 1,25 ht$**
- Avec : **ht = 2,12 m**, qui est la hauteur du tablier.

On fixe : **e = 2,4 m**.

❖ Les fondations

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges assure leurs transmission aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison, parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes.

D'après le rapport géotechnique réalisé et les considérations géologiques et géotechniques, ou les matériaux superficiels, montrent de faibles caractéristiques géo mécaniques, le type de fondation qui a été adopté est de type **fondations profondes sur pieux**. [15]

➤ Caractéristiques des pieux

Selon le document **FOND 72, Fascicule 4**, le domaine d'emploi des pieux est le suivant :

- $$\left\{ \begin{array}{l} - 5\text{m} \leq L \leq 8\text{m} : \text{pieux préfabriqués battus.} \\ - 8\text{m} \leq L \leq 15\text{ m} : \text{pieux préfabriqués ou exécutés en place.} \\ - 15\text{m} \geq L : \text{pieux exécutés en place.} \end{array} \right.$$

Pour notre ouvrage et d'après le rapport géotechnique, la longueur moyenne des pieux est de **L = 16 m**, ce qui justifie leur exécution sur place.

Le diamètre des pieux est lié à leur longueur, selon la règle suivante applicable aux pieux en béton armé :

- Pieux préfabriqués : $\Phi \geq \frac{1}{30}$ de la longueur.
- Pieux exécutés en place : $\Phi \geq \frac{1}{20}$ de la longueur.

Puisque nos pieux sont exécutés en place, leurs diamètres $\Phi \geq \frac{1}{20} \times L = 0,8$

Donc on prend : **$\Phi = 1,20\text{ m}$** .

L'entraxe des pieux est généralement en fonction de diamètres de pieux 2Φ à 4Φ , donc on prend la distance entre axe des pieux est de **e = 2,7 m**.

➤ Pour les semelles

- Longueur **Ls = 13,2 m**
- La hauteur de la semelle **hs:1.5**

La valeur de **hs** doit être telle que l'encrage des armatures des pieux dans la semelle soit correctement assuré.

La hauteur de la semelle est généralement égale à $1,2\Phi$

$$\mathbf{hs = 1,2 \Phi = 1,44m}$$

On prend : **hs = 2m**

- Largeur de la semelle :

La largeur normale de la semelle est de : **B = 5Φ = 6m**.

On prend : **B = 6,4m**

12.3. Calcul de la pile

Un pile de hauteur $h = 10,625\text{ m}$, deux travée la longueur de chacun est de 40m.

Les surcharges de calcul sont: A(L), Bc, Mc120, D240.

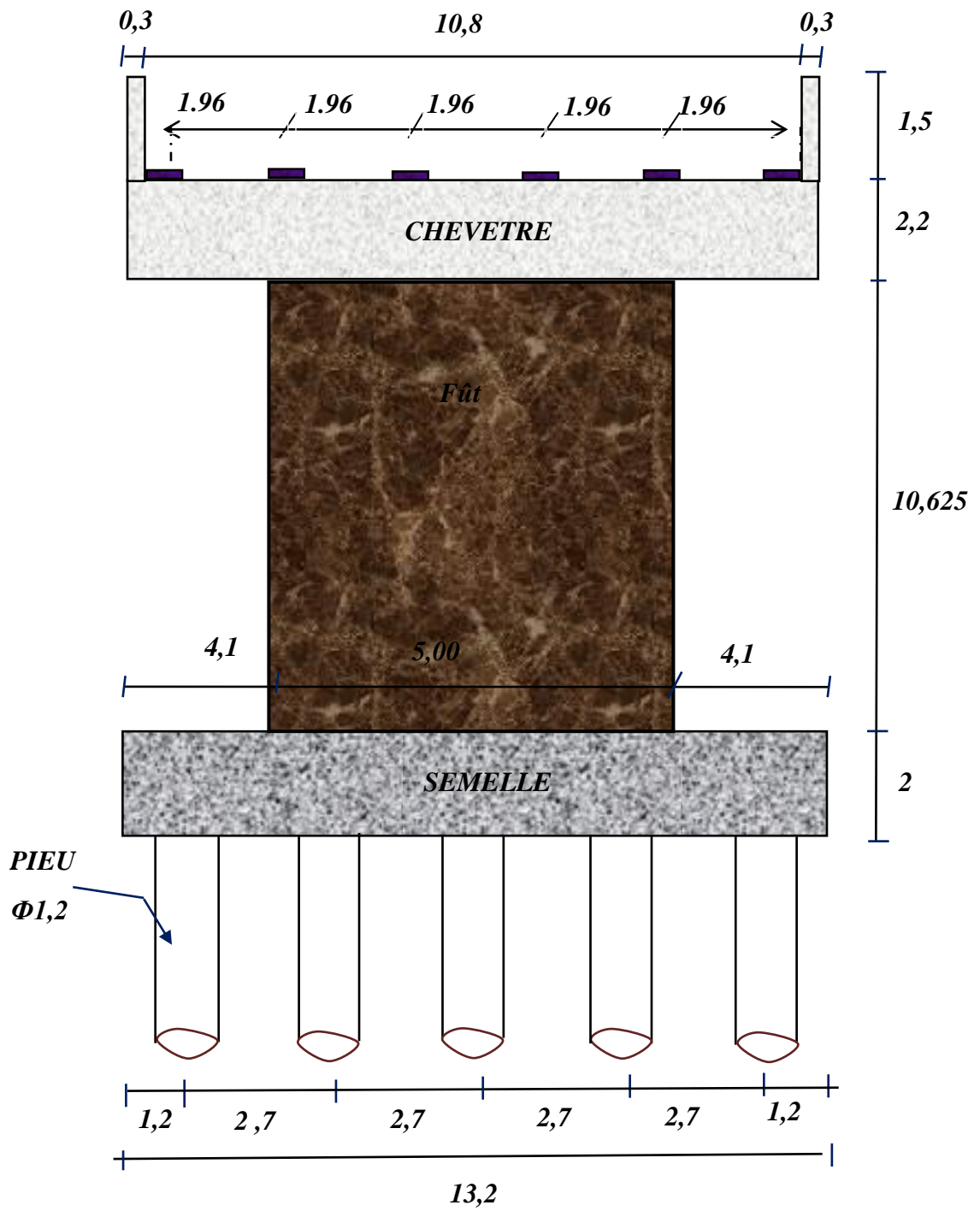


Figure 12.1. Coupe transversale B-B de la pile

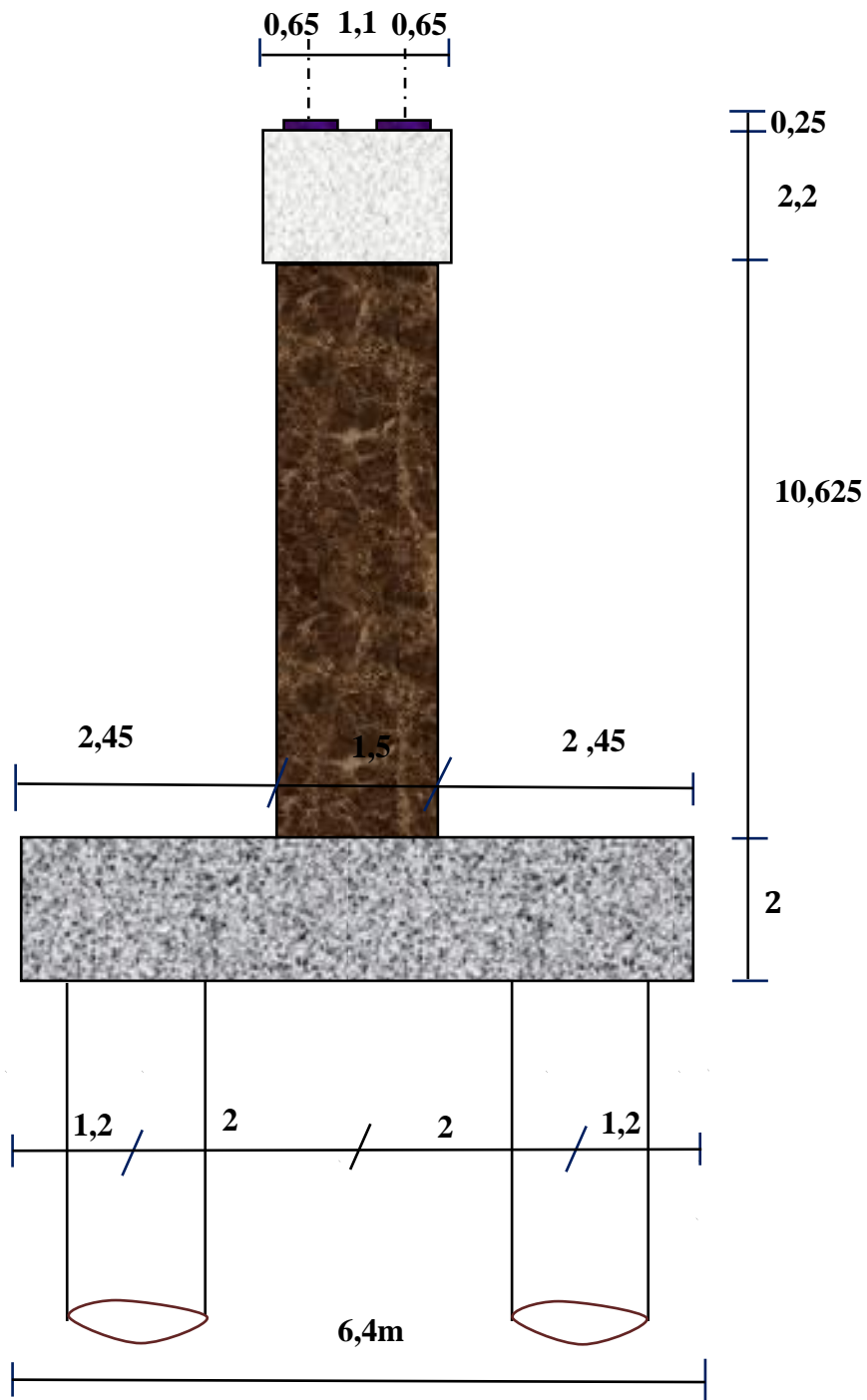


Figure 12.2. Coupe longitudinale A-A de la

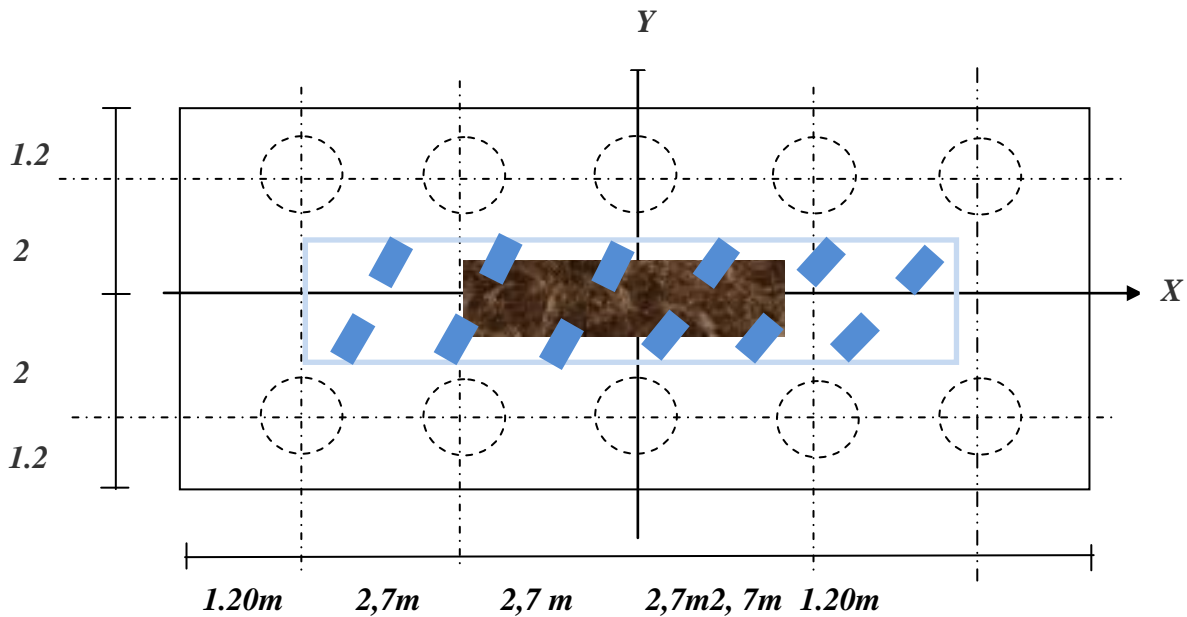


Figure 12.3. Vue en plan

12.3.1. Répartition des charges et surcharges

12.3.1.1. Charge permanente

Le poids du tablier $G_T = 856,92 \text{ t}$.

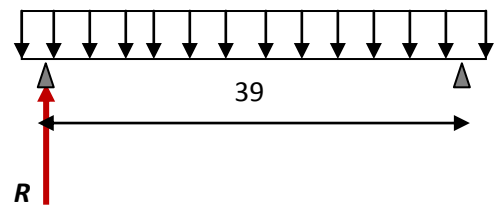
• La réaction due à la charge permanente

Pour une seule travée chargée :

$$R = G_T / 2 = 472,68 \text{ t}$$

Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 856,92 \text{ t}$$



12.3.1.2. Surcharges

a. Système A(l)

	a_1	a_2	$A(L') \left(\frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right)$	L_v	$A' \text{ (t/ml)}$
1voie	1,00	1,00	0,625	3,5	$1 \times 1 \times 0,625 \times 1 \times 3,5 = 2,187$
2voies	1,00	1,00	0,625	7	$1 \times 1 \times 0,625 \times 2 \times 3,5 = 4,375$

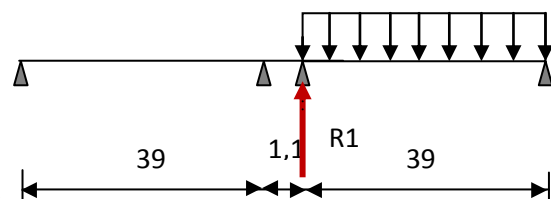
A(L)

Il existe 4 cas de chargements :

▪ Une seule travée chargée

$L = 39\text{m}$.

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 39} = 0,935 \text{ t/m}^2$$



➤ Une seule voie chargée

$$R_1 = A \times 39/2 = 63,804 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times (1,1/2) = 35,0922 \text{ t.m}$$

➤ Deux voies chargées

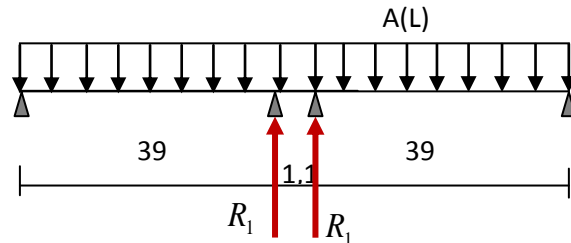
$$R_1 = A \times 39/2 = 127,627 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2 = 70,195 \text{ t.m}$$

▪ Deux travées chargées

$$L' = (39 \times 2) + 1,1 = 79,1 \text{ m}$$

$$A(l') = 0,625 \text{ t/m}^2$$



➤ Une seule voie chargée

$$R_1 = A' \times 39/2 = 42,646 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 85,292 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

➤ Deux voies chargées

$$R_T = 2 \times R_1 = A' \times 39 = 170,625 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

b. Système Bc

$$\delta_{BC} = 1,071$$

$$b_C = 1,2 \text{ Pour 1VC}$$

$$b_C = 1,1 \text{ Pour 2VC}$$

$$b_C = 0,95 \text{ Pour 3VC}$$

Il existe 4 cas de chargements

▪ Une seule travée chargée

➤ Une seule voie chargée : $b_C = 1,2$

$$39 \times R_1 = 6(33 + 22,5) + 12(39 + 37,5 + 28,5 + 27)$$

$$R_1 = 49,153 \times 1,2 \times 1,071$$

$$R_1 = 63,172 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

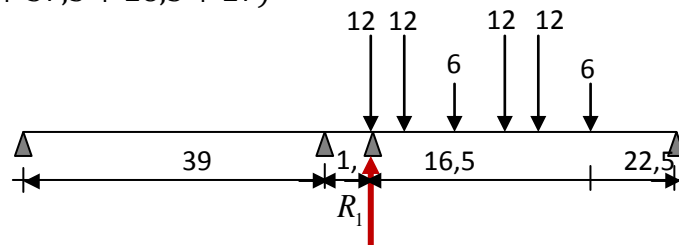
$$M_{LONG} = 34,744 \text{ t.m}$$

➤ Deux voies chargées : $b_C = 1,1$

$$R_1 = 49,153 \times 2 \times 1,1 \times 1,071$$

$$R_1 = 115,814 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$



$$M_{LONG} = 63,697 \text{ t.m}$$

▪ Deux travées chargées

➤ Une seule voie chargée : $bc = 1,2$

$$R_1 \times 39 = 6(33) + 12(39 + 37,5)$$

$$R_1 = 28,615 \times 1,2 \times 1,071$$

$$R_1 = 36,775 \text{ t}$$

$$R_2 \times 39 = 6(35,6) + 12(31,1 + 29,6)$$

$$R_2 = 24,153 \times 1,2 \times 1,071$$

$$R_2 = 31,041 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 67,816 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 3,153 \text{ t.m}$$

➤ Deux voies chargées : $bc = 1,1$

$$R_1 = 2 \times 28,615 \times 1,1 \times 1,071$$

$$R_1 = 67,422 \text{ t}$$

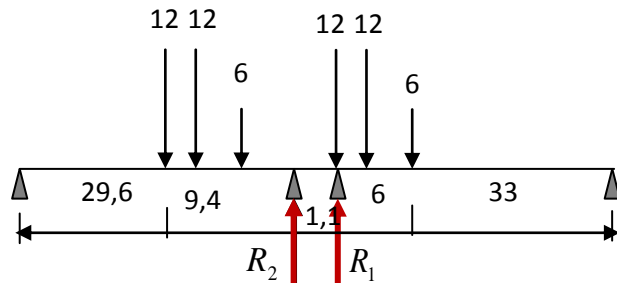
$$R_2 = 2 \times 24,153 \times 1,1 \times 1,071$$

$$R_2 = 56,909 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 124,331 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 5,782 \text{ t.m}$$



c. Système Mc120

$$\delta_{MC} = 1,062$$

Il y a deux cas :

▪ Une seule travée chargée

$$39 \times R_1 = 110 \times (32,9 + 6,1/2) \times 1,062$$

$$R_1 = 107,684 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 59,226 \text{ t.m}$$

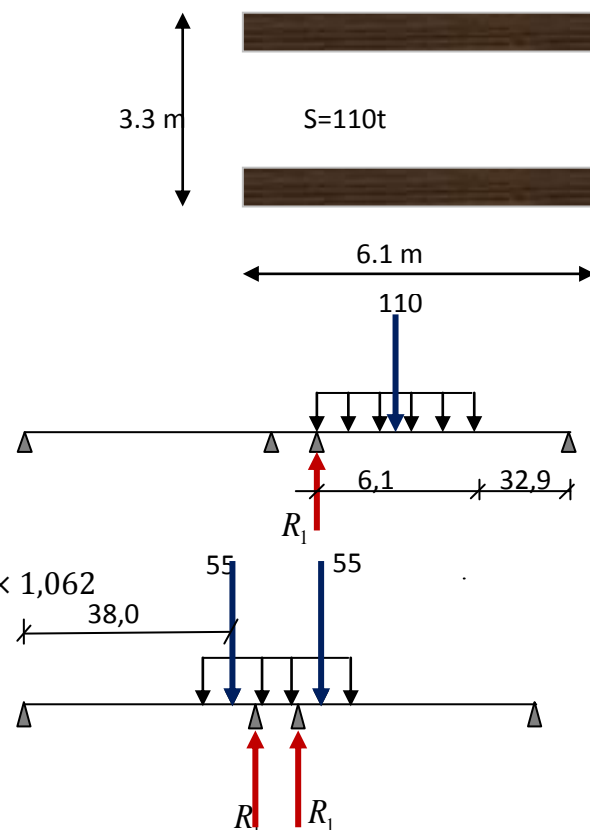
▪ Deux travées chargées

$$39 \times R_1 = 55 \times (33 - (3,05/2 - 1,1/2)) \times 1,062$$

$$R_1 = 56,949 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 113,899 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



d. Système D240

Il y a deux cas :

▪ **Une seule travée chargée**

$$39 \cdot R_1 = 240 \times (39 - 18,6/2)$$

$$R_1 = 182,769$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 100,523 \text{ t}$$

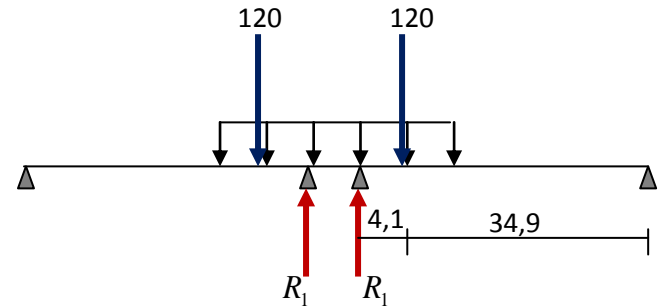
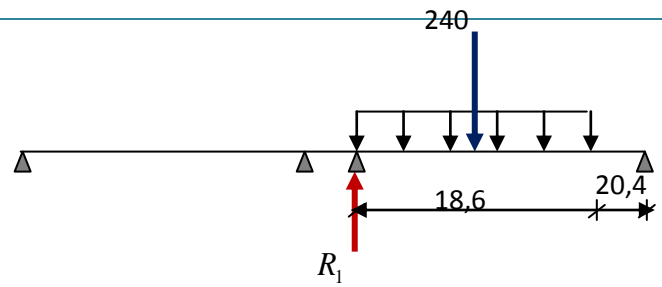
▪ **Deux travées chargées**

$$39 \times R_1 = 120 \times [39 - (9,3/2 - 1,1/2)]$$

$$R_1 = 107,384 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 214,769 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



e. Surcharges sur trottoirs

La surcharge supportée par un trottoir est de $0,15 \text{ t/m}^2$, la largeur d'un trottoir est de $1,1 \text{ m}$, donc la surcharge sur trottoir est : $0,15 \times 1,2 = 0,18 \text{ t/ml}$.

▪ **Une seule travée chargée**

➤ **Un seul trottoir chargé**

$$R_1 = 0,18 \times 39/2$$

$$R_1 = 3,51 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 1,9305 \text{ t.m}$$

$$M_{TRAN} = R_1 \times (3,725 + 1,2/2)$$

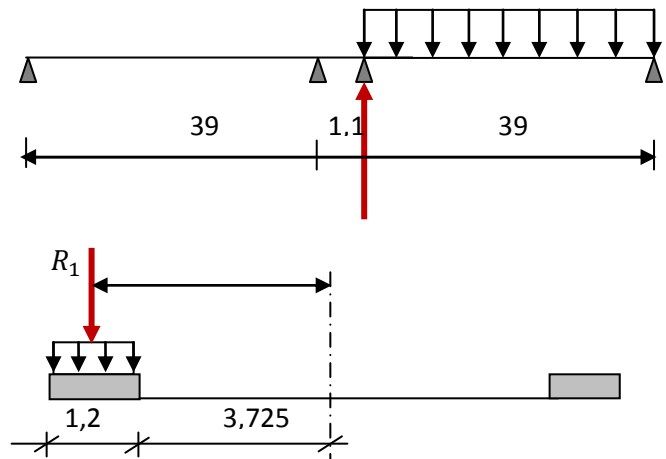
$$M_{TRAN} = 15,180 \text{ t.m}$$

➤ **Deux trottoirs chargés**

$$R_1 = 3,51 \times 2 = 7,02 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

$$M_{TRAN} = 0(\text{symétrie})$$



▪ **Deux travées chargées**

➤ **Un seul trottoir chargé**

$$R_1 = 3,51 \text{ t}$$

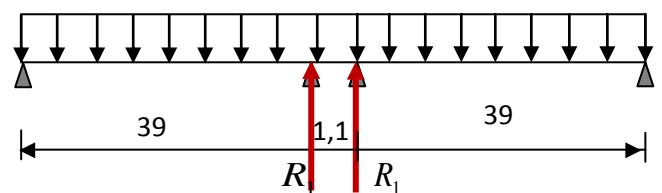
$$R_T = 2 \times R_1$$

$$R_T = 7,02 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

$$M_{TRAN} = R_T \times (3,51 + 1,2/2)$$

$$M_{TRAN} = 28,852 \text{ t.m}$$



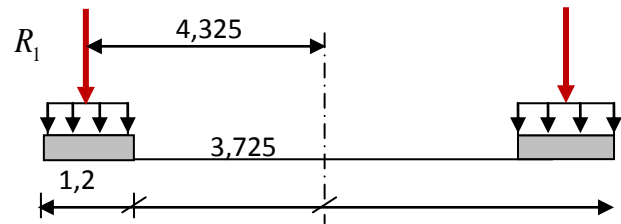
➤ Deux trottoirs chargés

$$R_1 = 2 \times R_T$$

$$R_1 = 14,04 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$

$$M_{TRAN} = 0 \text{ (symétrie)}$$



f. La réaction minimale sous le système Bc

Nous avons deux cas :

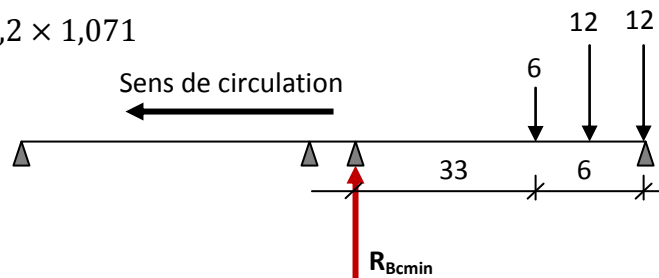
- 1^{er} cas :

$$39 \times R_{BCmin} = [(12(1,5) + 6(6)) \times 1,2 \times 1,071]$$

$$R_{BCmin} = 1,779 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 0,978 \text{ t.m}$$



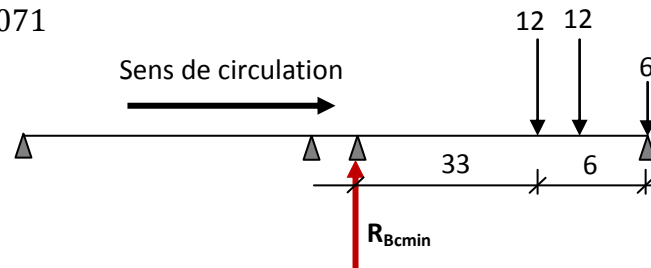
- 2^{eme} cas :

$$39 \times R_{BCmin} = [(12(4,5 + 6)) \times 1,2 \times 1,071]$$

$$R_{BCmin} = 4,152 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 2,283 \text{ t.m}$$



g. Tableaux récapitulatifs

- Une seule travée chargée

		R(t)	M _{LONG} (t.m)
A(I)	1VC	63,804	35.0922
	2VC	127,627	70.195
Bc	1VC	63.127	34.744
	2VC	115.814	63.697
R _{BCmin} ←		1.779	0.978
Mc120		107.684	59.226
D240		182.769	100.523
Trottoir	1TrC	3.51	1.93
	2TrC	7.02	0

Tableau 12.1. Répartition des surcharges (une seule travée chargée)

▪ Deux travées chargées

		R(t)	M _{LONG} (t.m)
A(l)	1VC	85.292	0
	2VC	170.625	0
Bc	1VC	67.816	3.153
	2VC	124.331	5.782
Mc120		113.899	0
D240		214.769	0
Trottoir	1TrC	7.02	0
	2TrC	14.04	0

Tableau 12.2.Répartition des surcharges (deux seule travée chargée)

12.3.1.3. Les efforts horizontaux

a. Freinage :

▪ **Système A(L) :**

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{79,1 + 12} = \mathbf{0,625 \text{ t/m}^2}$$

$$S : \text{Surface chargée, soit : } S = (39 \times 2 + 1,1) \times 7 = \mathbf{553,7 \text{ m}^2}$$

$$A = 1 \times 1 \times 0,625 \times 553,7 = \mathbf{346,062 \text{ t}}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 553,7} \times 346,062$$

$$H_{A(l)} = \mathbf{15,774 \text{ t}}$$

Soit : 7,887t par appuis

Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 7,887 \times (0,2 + 2,2 + 10,625 + 2) = \mathbf{118,502 \text{ t.m}}$$

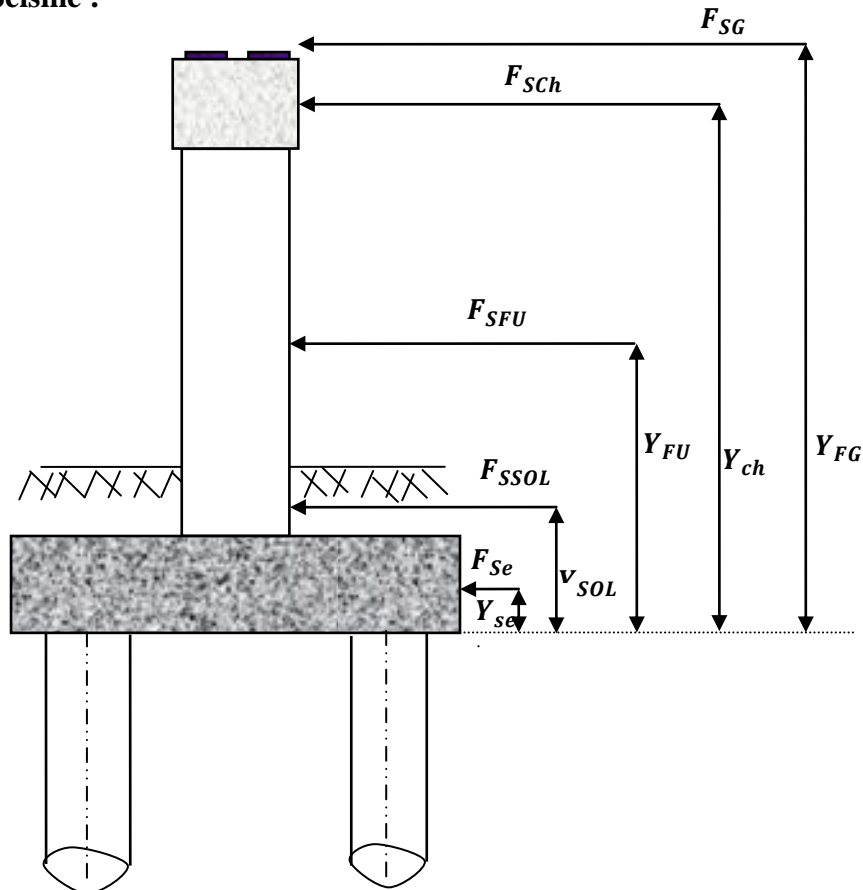
▪ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec Hb = 30 t, chaque appui supporte une force de freinage égal = 30/2 = **15t**

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 2,2 + 10,625 + 2) = \mathbf{225,375 \text{ t.m}}$$

b. Séisme :



- Le poids total de la superstructure :

$$G_{SUP} = \mathbf{856,92 \text{ t}}$$

- Le poids du chevêtre et des d'appuis :

Le poids du chevêtre :

$$P_{CH} = (11,4 \times 2,2 \times 2,4 \times 2,5) + (0,3 \times 1,5 \times 2,4 \times 2,5 \times 2) = \mathbf{155,88 \text{ t}}$$

Le poids du des d'appuis :

$$P_d = 0,5 \times 0,6 \times 0,2 \times 2,5 \times 10 = \mathbf{1,8 \text{ t}}$$

$$P_{CH} + P_d = \mathbf{157,68 \text{ t}}$$

- Le poids du fut :

$$P_{fu} = 5 \times 1,5 \times 10,625 \times 2,5 = \mathbf{199,218 \text{ t}}$$

- Le poids de la semelle :

$$P_s = 13,2 \times 6,4 \times 2 \times 2,5 = \mathbf{422,4 \text{ t}}$$

- Le poids de la terre sur la semelle :

$$P_t = 2 \times [13,2 \times 6,4 - 5 \times 1,5] \times 1,8 = \mathbf{277,128 \text{ t}}$$

- Le poids total de la pile :

$$P_T = (P_{CH} + P_d) + P_f + P_s + P_t$$

$$P_T = 157,68 + 199,218 + 422,4 + 277,128 = \mathbf{1056,426 \text{ t}}$$

$$\text{Le poids total} = 856,92 + 1056,426 = \mathbf{1913,346 \text{ t}}$$

- **L'effort sismique horizontal**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,20 \times 1913,346 = 382,669 \text{ t}$$

- **L'effort sismique vertical**

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 1913,346 = 1798,545 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 1913,346 = 2028,146 \text{ t}$$

- **Le moment dû à l'effort sismique**

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,20 \times (856,92 \times 15,025 + 157,68 \times 13,725 + 199,218 \times 7,31 + 277,128 \times 3 + 422,4 \times 1)$$

$$M_{FS/0} = 0,20 \times (17749,448) = 3549,889 \text{ t.m}$$

- a. **L'effet du courant :**

Le viaduc est conçu pour traverser une brèche et une coulée. Le débit de cette coulée étant très faible, cette dernière n'a pas d'influence, cet effet de courant, ne sera pas pris en considération dans le calcul.

12.3.2. Etude du chevêtre

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre sur un appui continu (le fût).

On considère que le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie ; cette charge est donnée par les combinaisons suivantes :

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1.35G + 1.6[\text{Max}(A,B) + Tr]$	$G + 1.2[\text{Max}(A,B) + Tr]$
II	$1.35G + 1.35\text{Max}[M_{c120}, D_{240}]$	$G + \text{Max}[M_{c120}, D_{240}]$

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35(856,92) + 1,6(184,665)$ $= 1452,306 \text{ t}$	$856,92 + 1,2(184,665)$ $= 1078,518 \text{ t}$
II	$1,35(856,92) + 1,35(214,769)$ $= 1446,780 \text{ t}$	$856,92 + 214,769$ $= 1071,689 \text{ t}$

Tableau 12.3. Combinaison des charges et surcharges en ELU et ELS

Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison II, on calcule la réaction par poutre en divisant la réaction maximale par le nombre de poutres (6 poutres) :

12.3.2. 1 Calcul des sollicitations

2. Charges concentrées (tablier + surcharges)

- $q_u = \frac{1452,306}{6} = 242,051 \text{ t}$

- $q_s = \frac{1078,518}{6} = 179,753 \text{ t}$

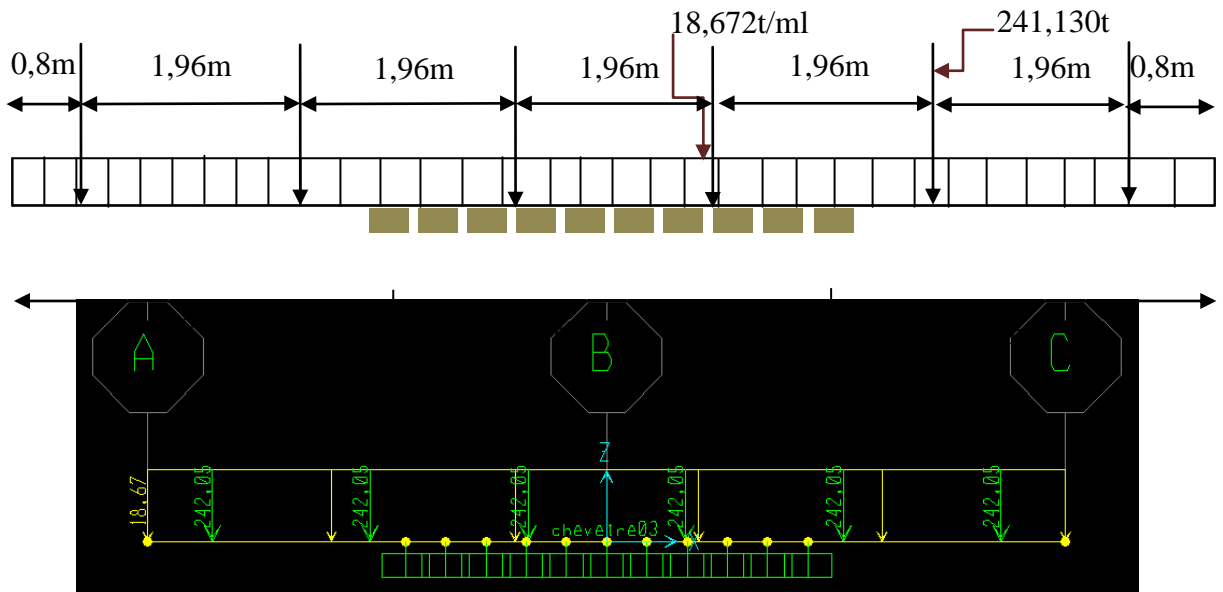
3. Charge répartie (poids propre) :

- $G_{rep} = 1,35 \times G_{ch} = 18,672 \text{ t/ml}$.

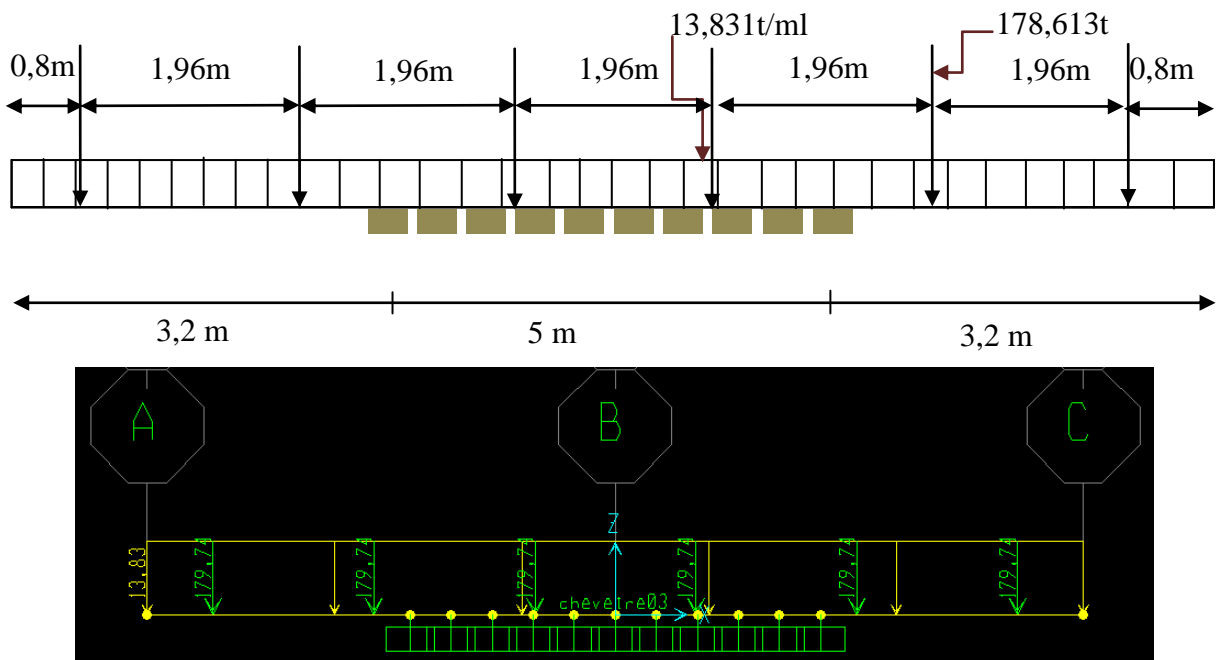
- $G_{ch} = 13,8315 \text{ t/ml}$.

Le chevêtre est calculé comme une poutre continue, pour cela on utilise le logiciel **SAP2000**, les résultats obtenus sont dus à la combinaison des charges réparties et concentrées.

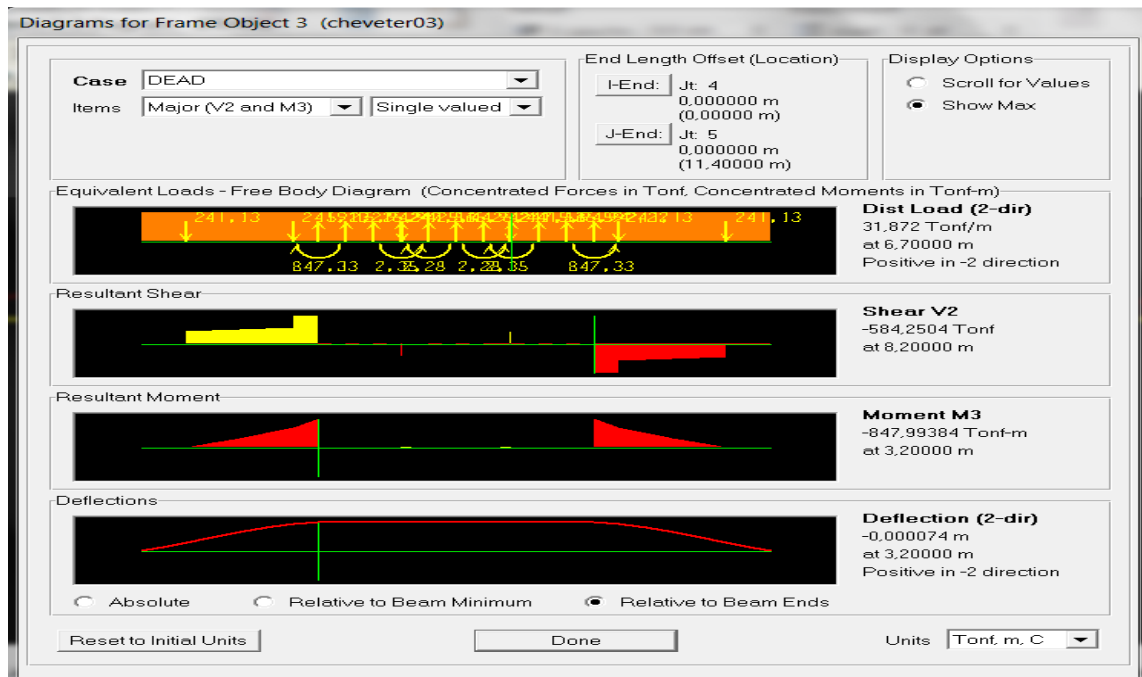
✓ **ELU :**



✓ **ELS**

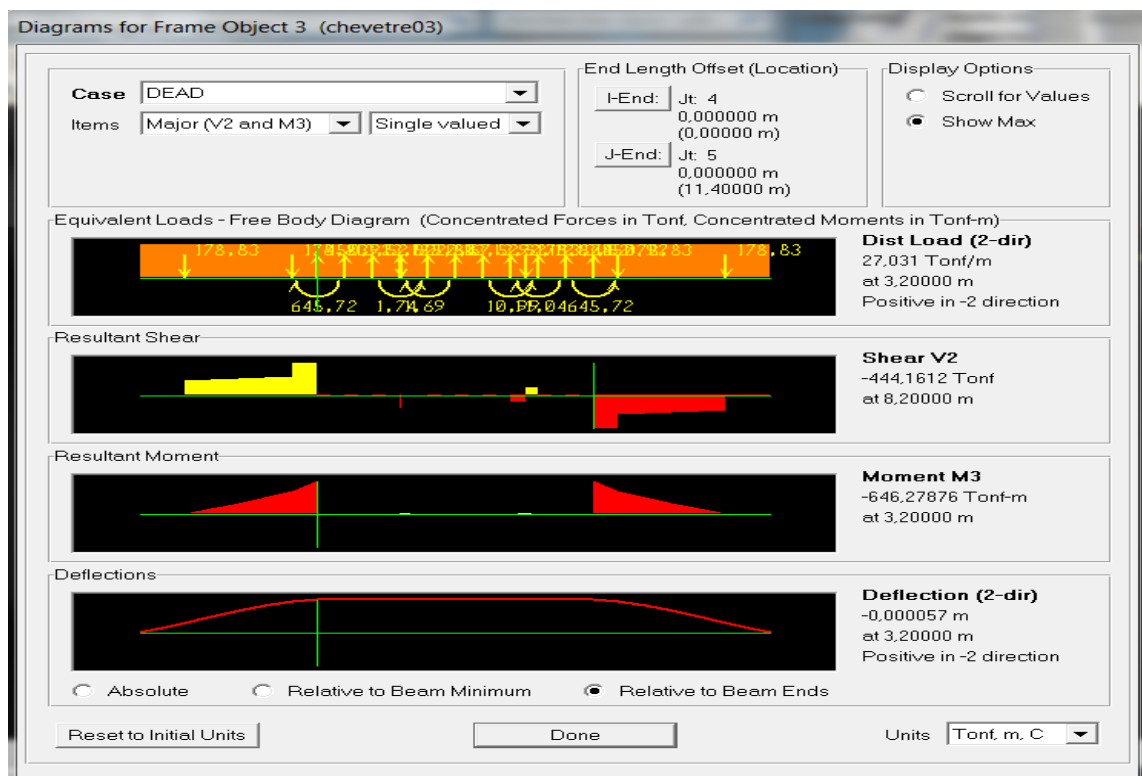


- Diagramme des efforts tranchantes des moments fléchissant :
 - ELU



- Le moment Max sur appui : $M_a = -847,993t.m$
- $T_0 = 584,25t$

➤ ELS



- Le moment sur appui : $M_a = -646,278t.m$
- $T_0 = 444,161t$

12.3.2.2. Ferrailage du chevêtre

a. Calcul des armatures longitudinales

• Sur appui :

➤ ELU :

Le ferrailage du chevêtre à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

✓ Calcul de ferrailage en flexion simple

✓ Fissuration préjudiciable

✓ Béton $f_{c28}=27\text{Mpa}$.

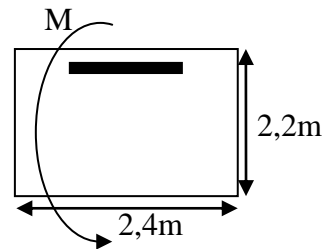
✓ Acier $f_e=400\text{Mpa}$.

Section rectangulaire :

$$b=240\text{ cm}, h=220\text{ cm}, d_1=5\text{cm}, d = 215\text{cm}$$

$$M_{au} = 847,99\text{t.m.}$$

$$M_{as} = 646,278\text{t.m.}$$



Le résultat obtenu par SECOTEC est :

▪ Section d'armature comprimée (inférieure) : $A_{sc} = 0$.

▪ Section d'armature tendue (supérieure) : $A_{st} = 116\text{cm}^2$.

- à L'ELS:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2\text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left(\frac{2}{3}f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,22} \right) = 207,314\text{ MPA}$$

$$M_{IU} = \mu_{iu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,4 \times 2,15^2 \times 15,3 = 66,537\text{ MN.m}$$

$$M_{IU} = 66,537\text{ MN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,35$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{66,537}{1,35} = 49,286\text{ MN.m}$$

$M_S = 6,4627\text{ MN.m} \leq M_{IS} = 49,286\text{ MN.m} \Rightarrow$ section sans armatures comprimée

$$A_{SC} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{646,278 \cdot 10^{-2}}{2,4 \times 2,15^2 \times 16,2} = 0,0359$$

$$\alpha = 1,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0,0737$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,970$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0,0737 \times 2,4 \times 2,15 \times 16,2}{2 \times 207,314} = 0,0148 \text{ m}^2$$

$$A_{Ser} = 148,584 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{Ser} > A_{Su} \Rightarrow A_S = 148,584 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_{Smin} > 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

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

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA} \quad A_{Smin} > \frac{0,23 \times 2,4 \times 2,15 \times 2,2}{400} = 65,274 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appui : } A_S = 148,584 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_S = 65,274 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Remarque :

Une autre vérification de la section d'armateur obtenue a été faite par rapport à la combinaison ELU en utilisant le logiciel SECOTEC :

- $-48,1 < 500 \text{ CV}$

Finalement on adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appui : } A_S = 148,584 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 31\text{HA}25 \\ \text{En travée : } A_S = 65,274 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 15\text{HA}32 \end{array} \right.$$

a. Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T}{b \cdot d} = \quad \text{avec } T = T_0 = 732,936 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{584,25 \times 10^{-2}}{2,4 \times 2,15} = 1,13 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à 90°

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{t28}}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,13 - 0,3 \times 2,22) \times 2,4}{0,8 \times 400} = 0,00348 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

▪ **Le pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_e > \text{MAX} \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPA} \right\} = 0,565 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,565 \times 2,4}{400} = 0,339 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,339 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

On prend un espacement de 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,3408 \quad A_t = 0,339 \times 15 = 5,085 \text{ cm}^2$$

12.3.2.3. Etude de la torsion du chevêtre

La torsion du chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Cette torsion est déterminée, lorsqu'une seule travée est chargée sous le système qui donne la réaction maximale (système D240).

Donc, pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine, on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de la paroi est égal à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

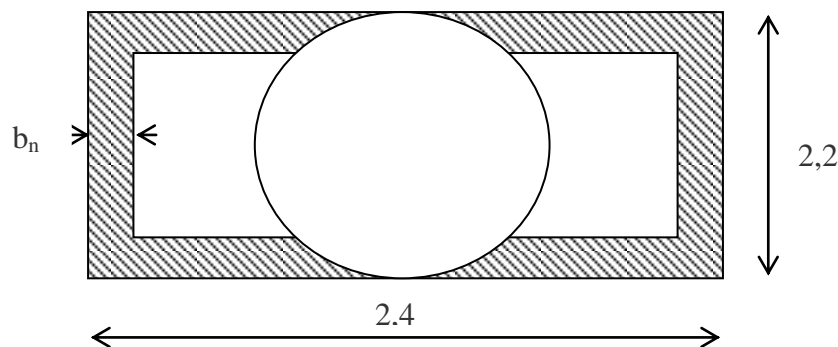


Figure 12.4.Partie qui travaille à la torsion.

$$b_n = \frac{h}{6} = \frac{2,2}{6} = 0,37m$$

a. Calcul du moment de torsion :

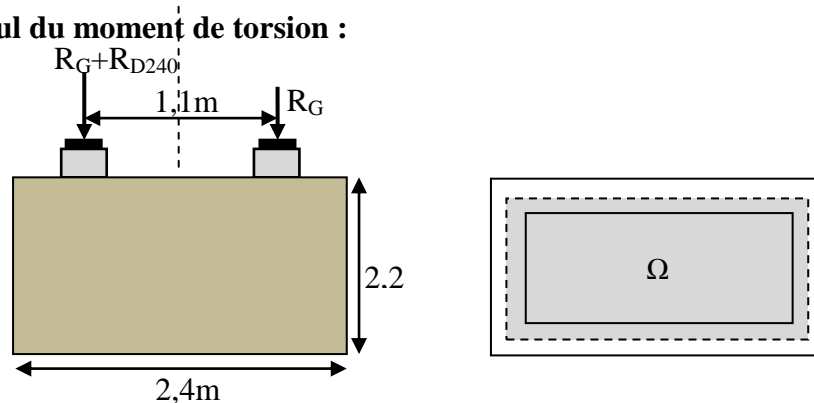


Figure 12.5. Coupe transversale du chevêtre

$$M_{tor} = \frac{R_{D240}}{6} \times 0,55 = \frac{182,769}{6} \times 0,55 = 16,753 t.m.$$

➤ **ELU :**

$$M_{tor} = 1,35 \times 16,753 = 22,617 t.m.$$

▪ **Justification du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) \leq \bar{\tau}_u = 2,7 Mpa.$$

$$\tau_u(T_u) = 1,13 Mpa.$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times b_n}.$$

Ω : aire du contour à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (2,2 - 0,37) \times (2,4 - 0,37) = 3,714 m^2.$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{22,617}{2 \times 3,714 \times 0,37} = 0,0822 Mpa.$$

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) = 1,13 + 0,0822 = 1,212 Mpa \leq 2,7 Mpa. \Rightarrow (c.v).$$

b. Calcul de ferrailage de torsion

• **Armatures longitudinales**

$$A_L = \frac{U \cdot M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

U : périmètre du contour.

$$U = 2 \times [(2,2 - 0,37) + (2,4 - 0,37)] = 7,72 m.$$

$$A_L = \frac{7,72 \times 22,617}{2 \times 3,714 \times 348 \times 10^2} = 6,75 cm^2.$$

$$A_L = 6,75 cm^2.$$

Soit : **6 HA12** (6,79 cm²).

• **Armatures transversales**

$$\frac{A_{t,tor}}{S_t} \geq \frac{M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{22,617}{2 \times 3,714 \times 348 \times 10^2} = 0,00874 cm.$$

$$\text{On fixe: } S_t = 15 cm \Rightarrow A_{t,tor} \geq 0,131 cm^2$$

$$A_t \geq 5,085 + 0,131 = 5,216 cm^2$$

Soit : **5HA12** (5,65 cm²).

❖ Les armatures du chevêtre

$$A_{\text{sappui}} = 148,584 \text{ cm}^2 \text{ soit } 30\text{HA25}$$

$$A_{\text{stravée}} = 65,274 \text{ cm}^2 \text{ soit } 15\text{HA325}$$

$$A_{\text{tran}} = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA12, St 15}$$

$$A_{\text{storion}} = 6,79 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA12}$$

12.3.2.4. Schéma de ferrailage

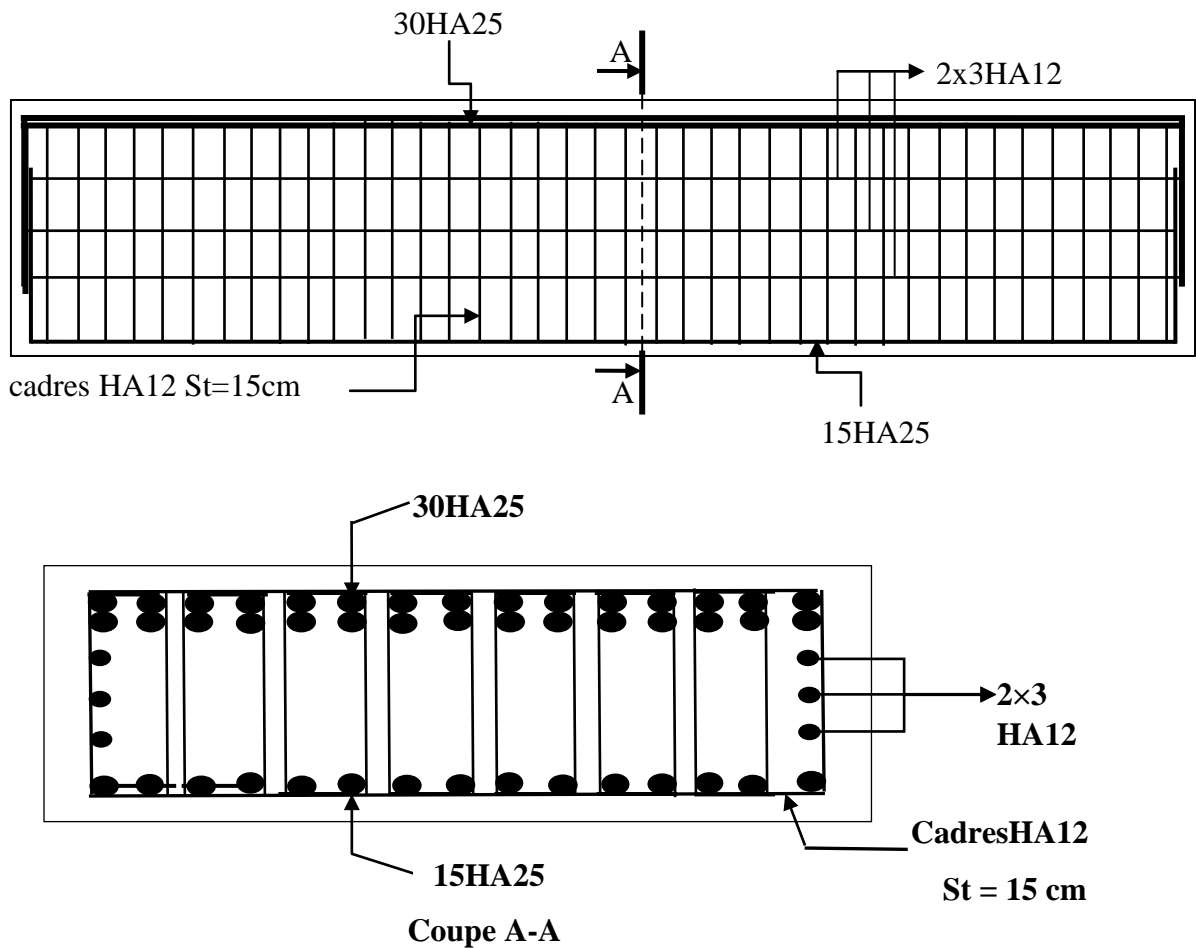


Figure 12.6. Schéma de ferrailage du chevêtre

12.3.3. Etude du fût

Les fûts sont les éléments intermédiaires entre le tablier et les fondations dont le rôle est de transmettre les efforts dus aux charges et aux surcharges ainsi que l'effort du séisme, de la température et du freinage. Pour le calcul, on considérera les fûts comme étant des consoles encastrées à leurs bases dans la semelle.

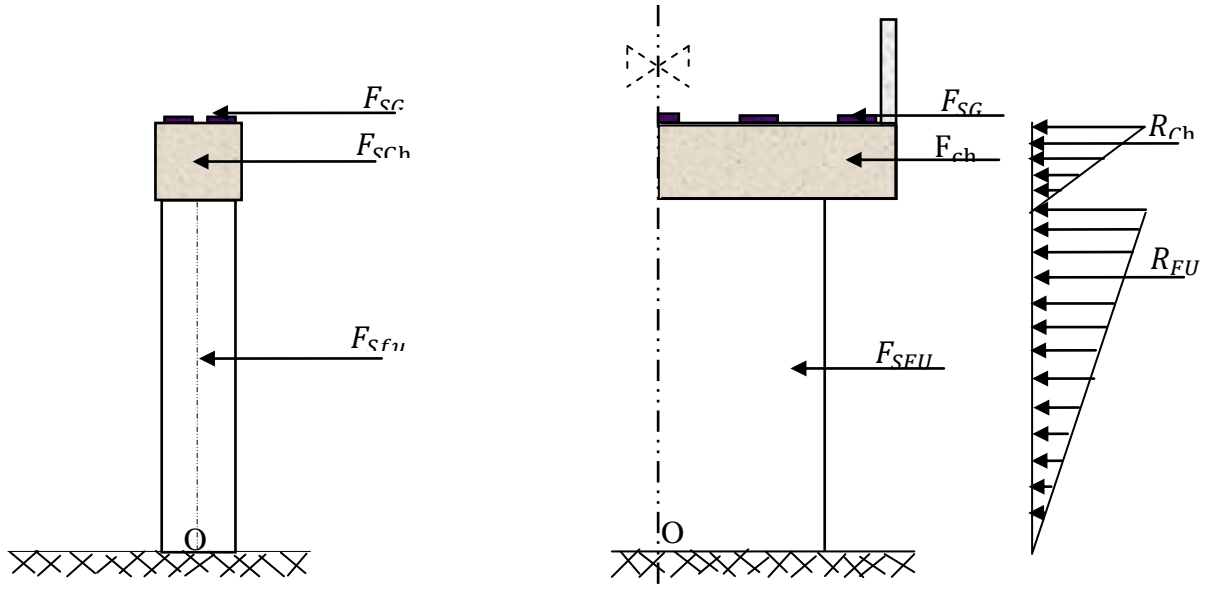


Figure 12.7. Charges appliquées au fût

12.3.3.1. Calcul des sollicitations

Le fût est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre.
- La réaction due au poids du tablier et du chevêtre.
- La réaction due aux surcharges.
- Freinage des surcharges.
- L'effort du au séisme.

a. Le poids du fût :

$$P_{fu} = 5 \times 1,5 \times 10,625 \times 2,5 = \mathbf{199,218 \text{ t}}$$

Les réactions dues aux poids du tablier, du chevêtre et aux surcharges sont calculé à l'aide de logicielle **SAP2000**.

- Pour le tablier :

$$q = \frac{G_{tab}}{6} = \frac{856,92}{6} = 142,82 \text{ t}$$

- Pour le chevêtre :

$$q = \frac{G_{ch}}{11,4} = \frac{157,68}{11,4} = 13,831 \text{ t/ml}$$

- Pour les surcharges :

$$q = \frac{R_i}{5} \text{ (les valeurs de } R_i \text{: voire tab1 et tab2.)}$$

b. Réaction du au poids du tablier

$$R_{tab} = 331,18 \text{ t.}$$

c. Réaction du au poids du chevêtre

$$R_{che} = 46,652 \text{ t.}$$

- le poid total appliqué au fut

$$G = G_f + R_{tab} + R_{che} = 199,218 + 331,18 + 46,625 = \mathbf{577,023 \text{ t.}}$$

d. Réaction dues aux surcharges :

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

		1 travée chargé	2 travée chargé
A(I)+Tr	1VC	27,07	37,06
	2VC	53,99	73,99
Bc+Tr	1VC	26,81	30,07
	2VC	49,27	55,48
	Bc min	2,25	/
Mc120		43,22	45,7
D240		73,25	86,05

Tableau 12.4.Réaction dues aux surcharges

▪ seule travée chargée

		R(t)	M _{LONG} (t.m)
A(I)	1VC	63,804	35.0922
	2VC	127,627	70.195
Bc	1VC	63.127	34.744
	2VC	115.814	63.697
R_{BCmin} ←		1.779	0.978
Mc120		107.684	59.226
D240		182.769	100.523
Trottoir	1TrC	3.51	1.93
	2TrC	7.02	0

Tableau 12.5. Répartition des surcharges (une seule travée chargée)

▪ Deux travées chargées

		R(t)	M _{LONG} (t.m)
A(l)	1VC	85.292	0
	2VC	170.625	0
Bc	1VC	67.816	3.153
	2VC	124.331	5.782
Mc120		113.899	0
D240		214.769	0
Trottoir	1TrC	7.02	0
	2TrC	14.04	0

Tableau 12.6.Répartition des surcharges (deux seule travée chargée)

e. Le freinage

▪ Système A(L)

$$H_{A(l)} = \frac{A/2}{20 + 0,0035S}$$

Avec S est la surface surchargée

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l) \times S$$

- Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 39m.

	Largeur	S	a ₁ ×a ₂ ×A(l)	H _{A(L)}
1vc	3,5	136,5	0,935	3,116
2vc	7	273	0,935	6,090

- Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 79,1m.

	Largeur	S	a ₁ ×a ₂ ×A(l)	H _{A(L)}
1vc	3,725	276,85	0,625	4,126
2vc	7,45	553,7	0,625	7,887

- Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l)

$$M_f = H_f \times (0,2 + 2,2 + 10,625) = H_f \times 13,025.$$

			H_f	M_f
A(L)	1trav	1vc	3,116	40,585
		2vc	6,090	79,322
	2trav	1vc	4,126	53,741
		2vc	7,887	79,067

▪ **Système Bc**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30$ t, chaque appui supporte une force de freinage égal $30/2 = 15$ t.

- Le moment dû a l'effort de freinage de système Bc :

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 2,2 + 10,625) = \mathbf{195,37 \text{ t.m}}$$

f. Le séisme :

▪ **L'effort sismique horizontal pour le fût**

Tablier : $F_{th} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,20 \times 331,18 = 66,236$ t.

Chevêtre: $F_{chh} = \varepsilon_h \cdot R_{ch} = 0,20 \times 93,25 = 18,65$ t.

Fut : $F_{fuh} = \varepsilon_h \cdot G_{fut} = 0,20 \times 199,218 = 39,843$ t.

sol sur semelle : $F_{solh} = \varepsilon_h \cdot G_{sol} = 0,20 \times 258,12 = 55,425$ t.

$$F_{htot} = 180,154 \text{ t.}$$

▪ **L'effort sismique vertical**

$$G_T = R_{tab} + R_{ch} + G_{fu} = 577,023 \text{ t}$$

➤ **Minimal :** $F_{VMIN} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 577,023 = \mathbf{542,401 \text{ t}}$

➤ **Maximal :** $F_{VMAX} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 577,023 = \mathbf{611,644 \text{ t}}$

▪ **Le moment dû a l'effort sismique horizontal**

$$M_{FS/0} = (F_{th} \times Y_t + F_{chh} \times Y_{ch} + F_{fuh} \times Y_{fu} + f_{solh} \times Y_{sol})$$

$$M_{FS/0} = (66,236 \times 13,025 + 18,65 \times 11,725 + 39,843 \times 5,3125 + 55,425 \times 1)$$

$$M_{FS/0} = \mathbf{1348,486 \text{ t.m}}$$

12.3.3.2. Calcul des combinaisons

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal **N** et le moment longitudinal **M_{long}** qui résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant **SOCOTEC**.

a. Conditions normales

- **Combinaison 01** : G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)].

$$N = G + R[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein}[A(L)(ou Bc)]$$

- **Combinaison 02** : G+D240 ou Mc120

$$N = G + R(D_{240} ou M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(D_{240} ou M_{C120})$$

			N(t)	M _{long}	e (m)	A _S (cm ²)	
01trav	A(l)	1vc	604,093	121,08352	0,20043854	0,00	
		2vc	631,013	239,2272	0,37911612	0,00	
	Bc	1file	603,833	368,1824	0,6097421	0,00	
		2file	626,293	414,5072	0,6618423	0,00	
		Bcmin	579,273	314,1568	0,54232944	0,00	
	MC₁₂₀			620,243	79,9551	0,12890931	0,00
D₂₄₀			650,273	135,70605	0,20869089	0,00	
02 tav	A(l)	1vc	614,083	85,9856	0,14002277	0,00	
		2vc	651,013	126,5072	0,19432362	0,00	
	Bc	1file	607,093	317,6368	0,52320946	0,00	
		2file	632,503	321,8432	0,50884059	0,00	
	MC₁₂₀			622,723	0	0	0,00
	D₂₄₀			663,073	0	0	0,00

Tableau 12.7. Combinaison01 et 02

b. Conditions sismiques

- **Séisme longitudinal**

- **Combinaison 03** : G+E.

$$N = F_{Vmin} = 542,401t.$$

$$M_{long} = 1348,486t. m.$$

$$A_S = 208cm^2$$

- **Combinaison 04** : G+E+0,6(A(L) (ou Bc))

$$N = +F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6[(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein}[A(L)(ou Bc)]]$$

			N(t)	M _{long}	e (cm)	A _s (cm ²)
01trav	A(I)	1vc	558,643	1393,892	2,495	216
		2vc	574,795	1438,196	2,502	224
	Bc	1file	558,487	1486,554	2,661	237
		2file	571,963	1503,926	2,629	239
		Bcmin	543,751	1466,294	2,696	235
02 trav	A(I)	1vc	564,637	1380,730	2,445	212
		2vc	586,795	1395,926	2,378	213
	Bc	1file	560,443	1467,599	2,618	233
		2file	575,689	1469,177	2,552	231
combinaison 03			542,401	1348,486	2,486	208

Tableau 12.8.Combinaison 03 et 04

❖ Exemple de calcul

Pour la Combinaison 04 (cas de Bc 2 fils ; 2 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc)

$$N = +F_{Vmin} + 0,6 \cdot R_{BC}(2travée, 2 voies)$$

$$N = 542,401 + 0,6 \times 55,48 = 575,689 \text{ t}$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}Bc(2 travée, 3 vois) + M_{frei}Bc)$$

$$M_{long} = 1348,486 + 0,6(5,782 + 195,375) = 1469,180 \text{ t.m}$$

D’après les calculs faits, la section d’armatures maximale par **SOCOTEC** est donnée par le cas de condition sismique (séisme longitudinal), Combinaison 04 (cas de Bc 2fils ; 1 travée chargée),

$$\text{avec} \begin{cases} e = 2,629\text{cm.} \\ A_s = 239\text{cm}^2 \end{cases}$$

12.3.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , B = b \cdot h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}$$

$$i = 0,433\text{m}$$

$$l_f = 0,7 \cdot l = 0,7 \times 10,625 = 7,437 \text{ m}$$

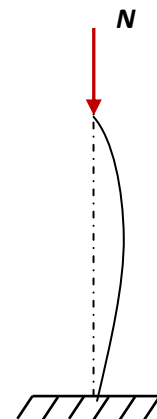


Figure 12.8.Effet de flambement

$$\lambda = \frac{7,437}{0,433} = 17,176$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times 2,629}{1,5}, 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$$

$\lambda = 17,176 < \lambda' = 100$ **Pas de risque de flambement**

12.3.3.4. Calcul de ferrailage

a. Longitudinal :

$$N = 571,963 \text{ t}$$

$$M = 1503,926 \text{ t.m}$$

$$e = 2,629 \text{ m}$$

Le résultat obtenu par *SECOTEC* est : $A_S = 239 \text{ cm}^2$.

▪ La section d'armature minimale

$$A_{S\text{min}} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 375 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{min}} = 187,5 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 239 \text{ cm}^2 > A_{S\text{min}} = 187,5 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 239 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{30 \text{ HA } 32}$$

b. Transversal :

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b}$$

$$T_U = F_{\text{htot}} + 0,6H_{fBc} = 180,154 + 0,6 \times 15 = 189,154 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{189,154 \cdot 10^{-2}}{5 \times 1,45} = 0,260 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} \{0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA}\} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,260 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

▪ Espacement

$$S_t \leq \text{MIN}\{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

▪ Section d'armature transversale

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,260 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 400} \times 0,15 \times 5 = 0,000951 \text{ m}^2$$

Pourcentage minimal

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA} \right) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 5 \times 10^2 \times \frac{0,4}{400} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 15 \times 0,5 = 7,5 \text{ cm}^2.$$

▪ **Diamètre des armatures**

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{\text{long}}, \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{1500}{35}, 25, \frac{5000}{10} \right\} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 12 \text{ mm}$

Soit $A_t = 6 \text{ HA } 12$

12.3.3.5. Schéma de ferrailage de fut

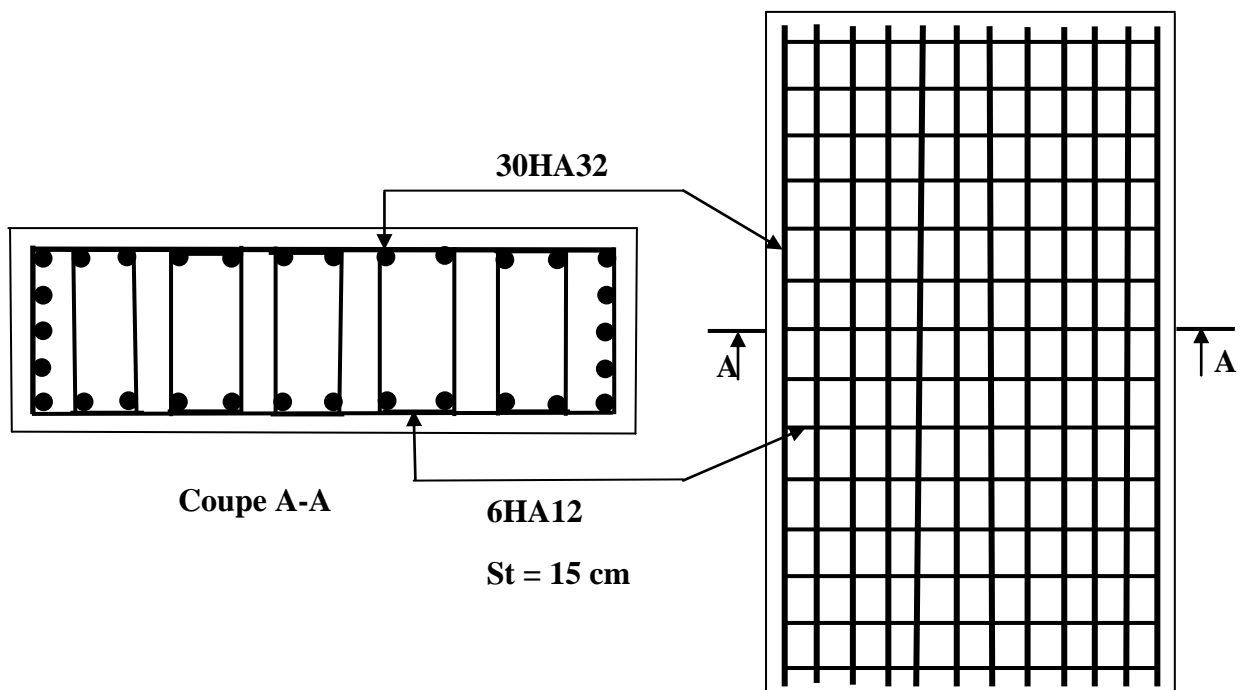


Figure 12.9. Ferrailage de fut

12.3.4. Etude de la semelle

Les semelles ont pour rôle de transmettre les efforts apportés par les éléments de la structure au sol, cette transmission peut être directement cas de bon sol pour les semelles superficielles, ou indirectement, assurée par l'intermédiaire d'autre organe (les pieux), cas des fondations profondes.

- Longueur : $D = 13,2$ m;
- Largeur : $B = 6$ m;
- Epaisseur : $E = 2$ m.

12.3.4.1. Calcul des charges

a. Charges permanentes

- Superstructure : $G_{sup} = 856,92$ t.
- Chevêtre : $G_{Ch} = 157,68$ t.
- Fût : $G_{fu} = 199,218$ t
- Poids de la semelle : $G_{sem} = 422,4$ t.
- Poids des terres : $G_{ter} = 277,128$ t.
- Le poids total de la pile : $G_{pile} = 1056,426$ t.
- Le poids total : $G_T = 856,92 + 1056,426 = \mathbf{1913,346t}$.

b. Les surcharges

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2-

c. Le freinage :

▪ Système A(l):

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,2 + 2,2 + 10,625 + 2) = HA(L) \times 15,025 \text{ t.m}$$

▪ Système Bc

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30$ t, chaque appui supporte une force de freinage égal = $30/2 = 15$ t

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 2,2 + 10,625 + 2) = 225,375 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	1trav	1vc	3,116	46,8179
		2vc	6,090	91,5022
	2trav	1vc	4,126	61,9931
		2vc	7,887	118,5021
Bc			15	225,3750

d. Le séisme**▪ L'effort sismique horizontal**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,20 \times 1913,346 = 373,587 \text{ t}$$

▪ L'effort sismique vertical

$$\text{➤ Minimal : } F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 1913,346 = 1798,545 \text{ t}$$

$$\text{➤ Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 1913,346 = 2028,146 \text{ t}$$

▪ Le moment dû à l'effort sismique

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SCh} \times Y_{ch} + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,2 \times (856,92 \times 15,025 + 157,68 \times 13,725 + 199,218 \times 7,312 + 277,128 \times 3 + 422,4 \times 1)$$

$$M_{FS/0} = 0,2 \times (17666,423) = 3549,889 \text{ t.m}$$

12.3.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile

Le groupe des pieux est dite en stable lorsque l'effort maximal supporte par un pieu est inférieur à la capacité portante du pieu.

D'après le rapport du sol $\bar{Q} = 473,557 \text{ t}$

a. Calcul des combinaisons

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles calculées précédemment dans le calcul du fut, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que le convoi D240 et Mc120 sera combiné avec le séisme.

▪ Conditions normales**➤ ELU**

- **Combinaison 01** : $G+A(L)$ (ou Bc) + H_f [$A(L)$ (ou Bc)].

$$N = 1,35G + 1,6R([A(L)(\text{ou } Bc)])$$

$$M_{\text{long}} = 1,6(M_{\text{LONG}} A(L)\text{ou } Bc) + M_{\text{frein}} [A(L)(\text{ou } Bc)]$$

- **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_imax	σ_imin	R_{MAX}	R_{MIN}
01trav	A(I)	1vc	2626,329	131,056	237,427	226,999	268,530	256,735
		2vc	2669,401	258,716	246,315	225,728	278,582	255,298
	Bc	1file	2625,913	416,190	248,736	215,617	281,320	243,863
		2file	2661,849	462,515	253,756	216,951	286,998	245,372
		Bcmin	2586,617	362,165	243,112	214,292	274,959	242,364
M_{C120}			2652,169	79,955	237,679	231,316	268,815	261,619
D₂₄₀			2700,217	135,706	244,145	233,347	276,128	263,915
02 tav	A(I)	1vc	2642,313	99,189	237,573	229,680	268,695	259,768
		2vc	2701,401	189,603	246,395	231,307	278,672	261,608
	Bc	1file	2631,129	365,645	247,186	218,089	279,567	246,659
		2file	2671,785	369,851	250,948	221,517	283,822	250,535
M_{C120}			2656,137	0,000	234,849	234,849	265,614	265,614
D₂₄₀			2720,697	0,000	240,557	240,557	272,070	272,070

Tableau.12.9.Combinaison 01 et 02 en ELU

➤ **ELS**

			N	M_{long}	σ_imax	σ_imin	R_{MAX}	R_{MIN}
01trav	A(I)	1vc	1945,830	98,292	175,956	168,134	199,006	190,160
		2vc	1978,134	194,037	182,622	167,181	206,545	189,082
	Bc	1file	1945,518	312,143	184,437	159,598	208,598	180,505
		2file	1972,470	346,886	188,202	160,599	212,857	181,637
		Bcmin	1916,046	271,624	180,219	158,604	203,828	179,382
M_{C120}			1956,566	59,226	175,351	170,638	198,322	192,991
D₂₄₀			1986,596	100,523	179,649	171,650	203,183	194,136
		1vc	1957,818	74,392	176,065	170,145	199,129	192,434

02 tav	A(l)	2vc	2002,134	142,203	182,681	171,365	206,613	193,814
	Bc	1file	1949,430	274,234	183,275	161,452	207,284	182,602
		2file	1979,922	277,388	186,096	164,023	210,475	185,510
M _{C120}			1959,046	0,000	173,214	173,214	195,905	195,905
D ₂₄₀			1999,396	0,000	176,781	176,781	199,940	199,940

Tableau 12.10.Combinaison 01 et 02 en ELS

▪ **Conditions sismiques (ELU)**

➤ **Séisme longitudinal :**

- **Combinaison 03 :** G+E

$$N = F_{Vmax} = 2028,146t$$

$$M_{long} = M_{siesme} = 3549,889t.m$$

$$R_{MAX} = 362,739t$$

$$R_{MIN} = 43,249t$$

- **Combinaison 04 :** G+E+A(L) (ou Bc).

$$N = +F_{Vmax} + 0,6[A(L)(ou Bc)].$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein}[A(L)(ou Bc)].$$

			N(t)	M _{long}	σ _{max}	σ _{min}	R _{MAX}	R _{MIN}
01trav	A(l)	1vc	2044,388	3599,035	324,117	37,722	366,576	42,663
		2vc	2060,540	3646,907	327,451	37,246	370,347	42,126
	Bc	1file	2044,232	3705,960	328,357	33,453	371,372	37,836
		2 file	2057,708	3723,332	330,241	33,955	373,503	38,403
		Bcmin	2029,496	3685,701	326,247	32,955	368,986	37,273
02 trav	A(l)	1vc	2050,382	3587,085	324,012	38,728	366,457	43,801
		2vc	2072,540	3620,990	327,482	39,339	370,382	44,493
	Bc	1file	2046,188	3687,006	327,776	34,381	370,715	38,885
		2file	2061,434	3688,583	329,188	35,667	372,312	40,340
Combinaison 03			2028,146	3549,889	320,724	38,240	362,739	43,249

Tableau.12.11. Combinaison 03 et 04

❖ **Exemple de calcul**

- **Combinaison 01** : $G + A(L) + H_f [A(L) \text{ (ou Bc)}]$.

$N = 1,35G + 1,6(R_{AL})$. Pour (R_{AL}) , voir tableau -1-

$$N = 1,35 \times 1913,346 + 1,6 \times 27,07 = 2626,329 \text{ t.}$$

$$M_{\text{long}} = 1,6(M_{\text{long Al}} + M_{\text{frein Al}}) = 131,056 \text{ t.m.}$$

b. L'effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Le fût ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu R_i est donné par les formules suivantes :

$$I_x = \sum I_0 + S y^2, \quad I_0: \text{ Est négligeable par rapport à : } S y^2$$

$$I_x = \sum S y^2$$

On a la section des pieux est le même donc :

$$\sigma_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{I_y}$$

$$\sigma_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{\sum S y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$\sigma_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}$$

$$R_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \sigma_{i \text{ min}}^{\text{max}} \cdot S = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$R_{i \text{ min}}^{\text{max}} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

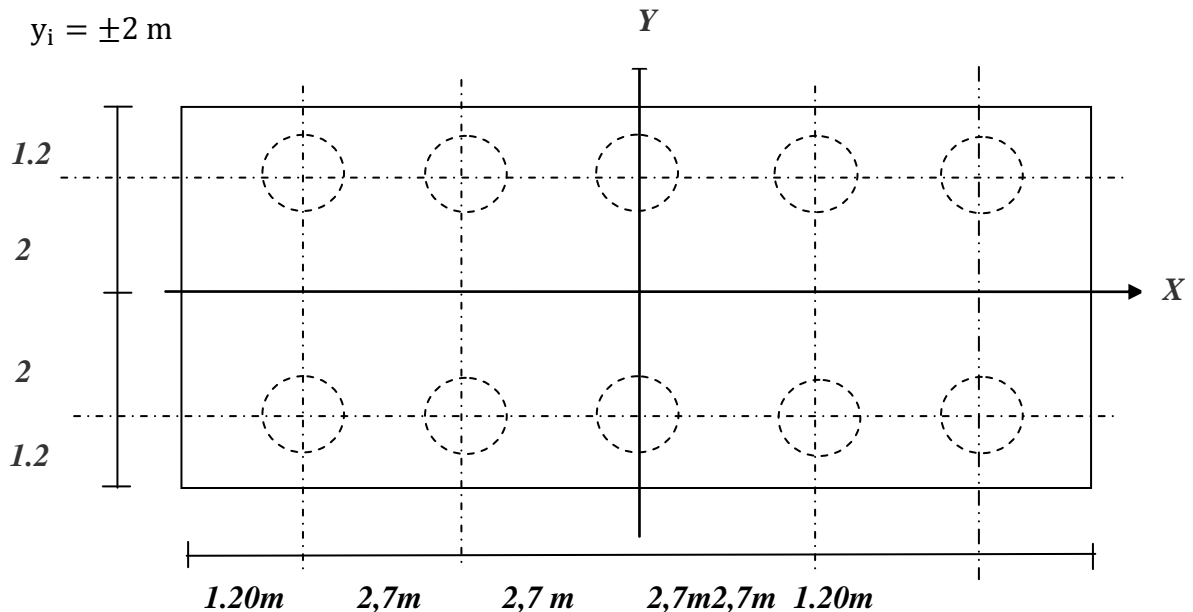


Figure 12.3. Vue en plan

➤ **Vérification de soulèvement et de tassement des pieux :**

Selon les tableaux précédents, la réaction maximale et minimale sont les suivantes :

$$R_{max} = 373,503$$

$$R_{min} = 37,237t$$

D'après le rapport de sol : $\bar{Q} = 473,557 t$

$$R_{MAX} = 373,503t < \bar{Q} = 473,557t \quad : \quad \text{Pas de risque de tassement}$$

$$R_{MIN} = 37,273 t > 0 t \quad : \quad \text{Pas de risque de soulèvement}$$

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

12.3.4.3. Ferrailage de la semelle

a. Les armatures transversales

▪ **Les armatures inférieures**

➤ **ELU :**

$$R_{MAX} = 373,503t$$

$$N_U = 2057,708 t$$

$$M_{ULONG} = 3723,332t.m$$

$$e_0 = \frac{M_{ULONG}}{N_t} = \frac{3723,332}{2057,708} = 180,945cm$$

$$\frac{b}{6} = \frac{150}{6} = 25 cm$$

$$e_0 > \frac{b}{6}$$

On applique la méthode des moments.

$$f_{c28} = 27MPA$$

$$f_e = 400 MPA$$

Fissuration préjudiciable

$$\text{On a : } R_{max} = 433,040 t$$

$$M_1 = R_{MAX} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 373,503 \times \left(\frac{4}{2} - 0,35 \times 1,5 \right) = 550,916 t.m$$

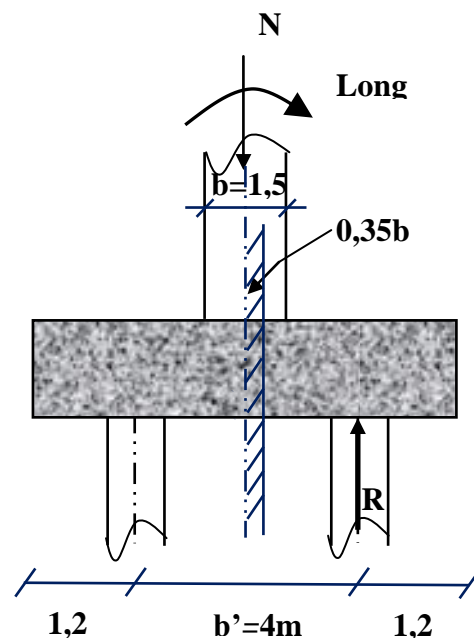
a' : Est au feuillet moyenne avec :

$$a' = \phi_{pieu} + h = 1,2 + 2$$

$$a' = 3,2 m$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3MPA$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPA$$



$$M_{1u} = 550,916 \text{ t}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b, d^2, f_{bu}} = \frac{550,916 \times 10^{-2}}{3,2 \times 1,9^2 \times 15,3} = 0,0312$$

$$\mu_{bu} = 0,0312 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{SC} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0396$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9841$$

$$A_{SU} = \frac{M_U}{\beta, d, f_{Su}} = \frac{550,916 \times 10^{-2}}{0,9841 \times 1,9 \times 348} = 0,008466 \text{ m}^2$$

$$A_{SU} = 84,66 \text{ cm}^2$$

D'après le SOCOTEC :

$$A_U = 84,74 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre : $y_0 = 7 \text{ cm}$

$$A_{SU} = 84,74 \text{ cm}^2 \text{ 18 HA 25 (88,33 cm}^2\text{)}$$

L'espace entre les barres :

$$S_t = \frac{\emptyset + h - C}{18 - 1} = \frac{1,2 + 2 - 0,1}{17} = \frac{3,1}{17} = 0,18 \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm.}$$

• Les armatures transversales supérieures

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{84,66}{10} = 8,466 \text{ cm}^2.$$

soit 8HA12 ($A_{st} = 9,05 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3,1}{7} = 0,39 \text{ m} \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm.}$$

a. les armatures longitudinales

• Les armatures longitudinales inférieures

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{84,66}{3} = 28,22 \text{ cm}^2.$$

soit 9HA20 ($A_{st} = 34,56 \text{ cm}^2$.)

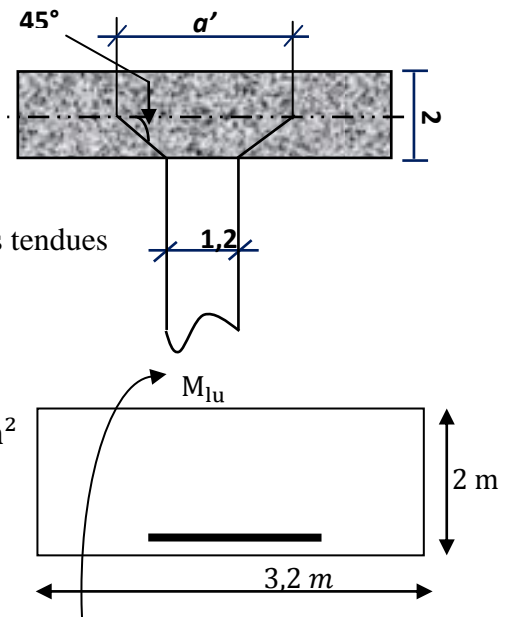
$$S_t = \frac{3,1}{8} = 0,3875 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 39 \text{ cm.}$$

• Les armatures longitudinales supérieures

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{84,66}{10} = 8,466 \text{ cm}^2.$$

soit 8HA12 ($A_{st} = 9,05 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3,1}{7} = 0,4428 \text{ m} \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm.}$$



12.3.4.4. Schéma de ferrailage de la semelle

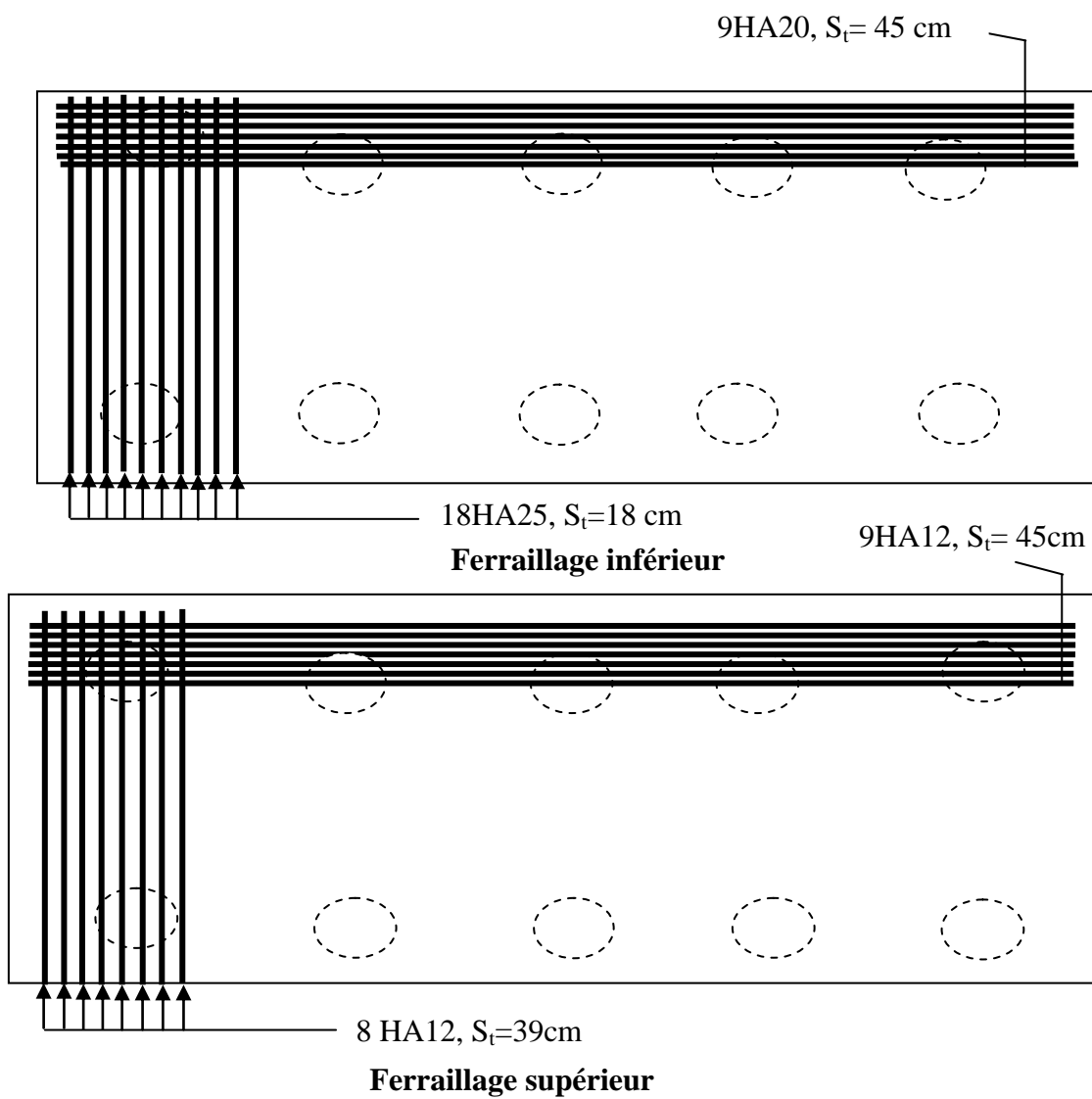
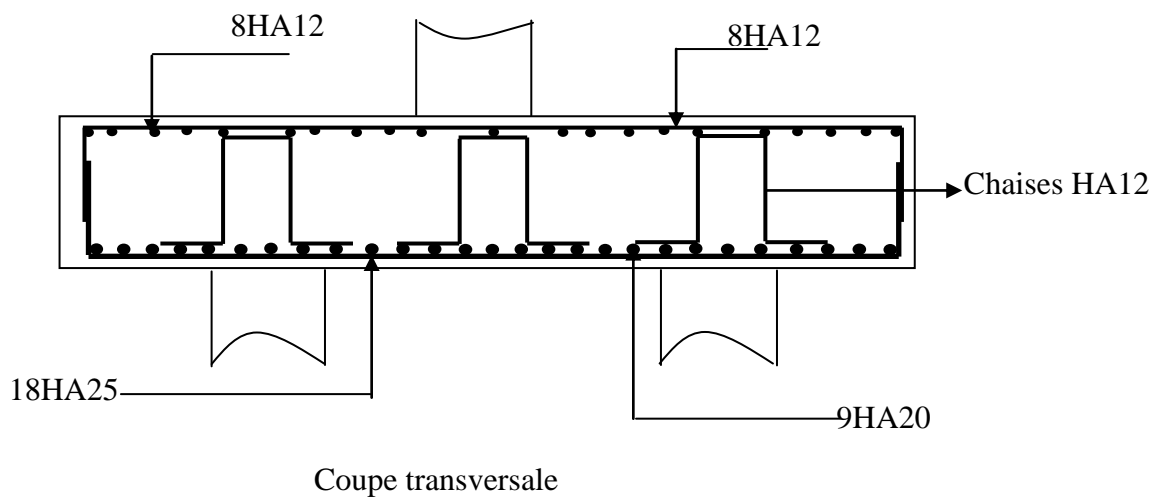


Figure 12.10. Schéma de ferrailage de la semelle

12.3.5. Etude des pieux sous pile

12.3.5.1. Ferrailage des pieux

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique. Leurs valeurs données par *Excel* sont :

$$N_{\min} = 50,364 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 26,492 \text{ t.m (en tête du pieu)}$$

On utilise le logiciel **SOCOTEC** :

$A_S=0$ et la section est entièrement comprimée, donc on passe à l'R P A

* Calcul des armatures minimales :

D'après l'R P A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{S\min} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times \pi \times 0,6^2}{100} = 56,54 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 56,54 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 12 \text{ HA25}$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 25 \text{ cm}$$

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de **HA12** avec un espacement de 20 cm.

12.3.5.2. Schéma de ferrailage du pieu

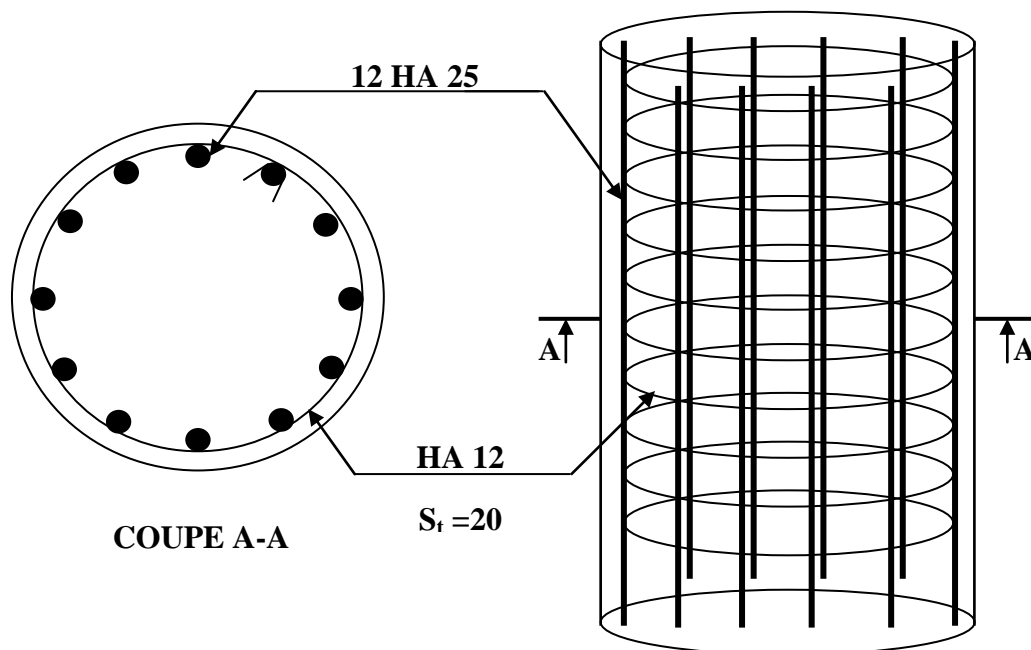


Figure 12.11. Schéma de ferrailage du pieu.

Chapitre 13 :

Étude

Du Culé

13.1. Introduction

Les culées du viaduc sont les parties situées au niveau des rives de l'ouvrage (début et fin de l'ouvrage), destinées à supporter le poids du tablier, donc la culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage vu que cette dernière assure le raccordement et l'appui de l'ouvrage au terrain naturel et assure au même temps la continuité entre la section courante (section autoroutière) et la section ouvrage d'art.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage ;
- Les problèmes d'implantation au sol, et le biais ;
- Le type du tablier à supporter ;
- Le niveau de fondation ;
- L'éventualité des tassements ;
- La nécessité de pouvoir visiter et éventuellement remplacer les appareils d'appui.

13.2. Choix de la morphologie

Les deux (2) culées du viaduc sont de type remblayées, elles composées l'ensemble des éléments qui sont :

- **Un mur frontal** : qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.
- **Deux murs en retour** : son rôle est assure le soutènement du remblai mais latéralement.
- **Un mur garde grève** : il doit remplir les taches suivantes :
 - ✓ résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition.
 - ✓ Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.
- **Un corbeau arrière** : pour assure l'appui de la dalle de transition.
- **La dalle de transition** : elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.

Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \min[6m; \max(3m; 0, 6h)]$$

Avec h: hauteur du remblai.

- **Une fondation** : pour notre cas la culée est reposée sur une fondation profonde de trois files de pieux(12 pieux de diamètre de 1,20 m) de 20 m de profondeur.

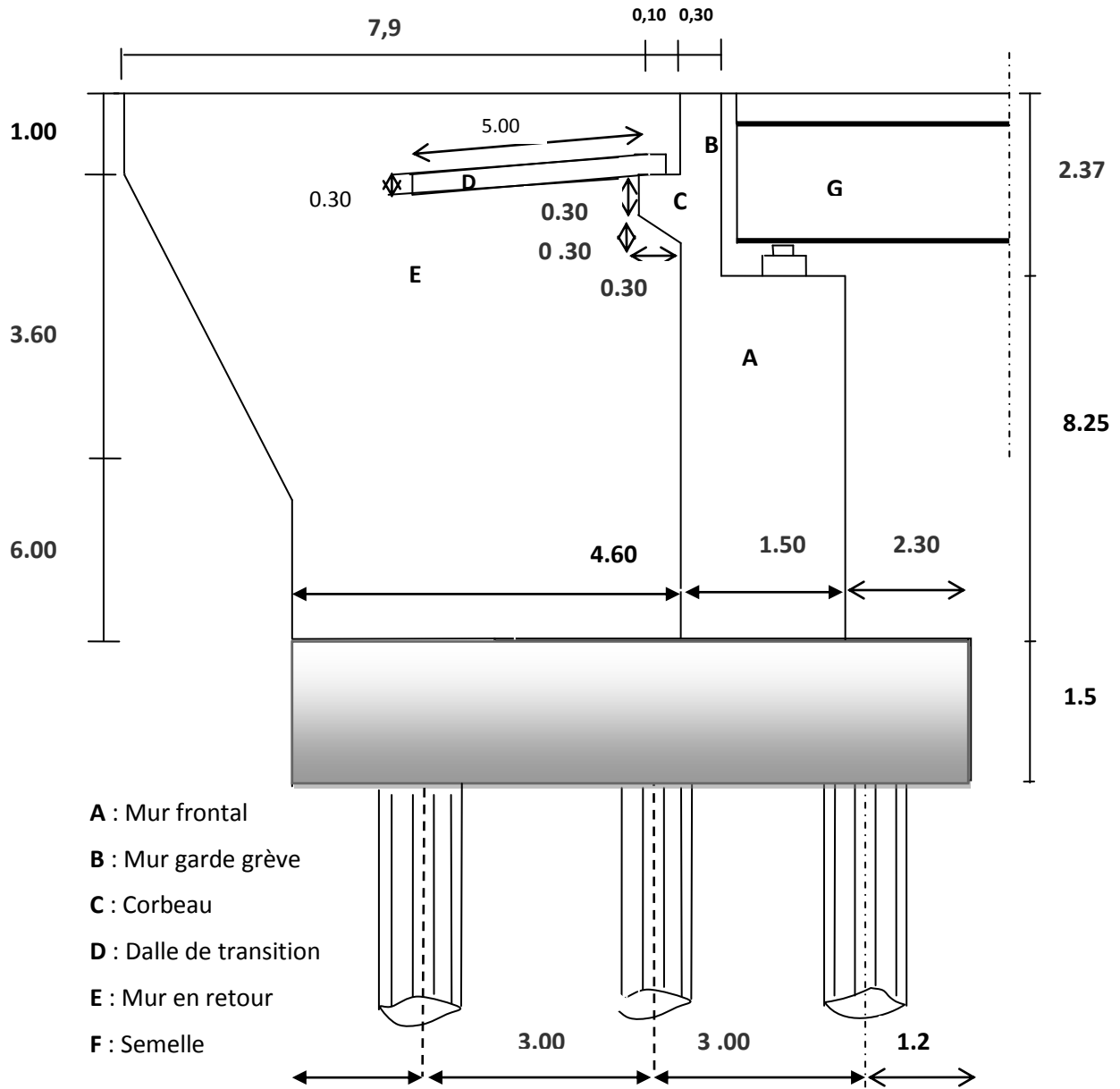


Figure .13.1 : coupe longitudinal dans la culée

13.3. Dimensionnement des éléments de la culée

13.3.1. Le sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel s'appuie le tablier, sa surface doit être aménagée de manière à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui ;
- La mise en place de vérins pour changer les appareils d'appui s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui ;
- Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui).[12]

Ainsi on le pré dimensionne comme suit:

Pour la longueur du sommier : elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = 5 \times 1,96 + 2 \times 0,78 = \mathbf{11.36 \text{ m.}}$$

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.

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

$b = 50\text{cm}$: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{50}{2} + 20 = 45$$

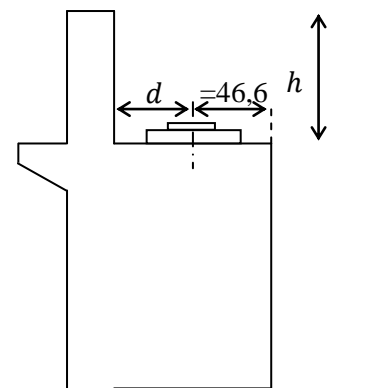
On adopte: $d' = 60\text{cm}$.

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$$d = 60 \text{ cm.}$$

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = \mathbf{120 \text{ cm}}$$



13.3.2. Le mur garde grève

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai du tablier, d'où il permet de soutenir les terres sur la hauteur du tablier, il comporte un corbeau arrière qui sert d'appui pour la dalle de transition.

Hauteur = 2.37 m

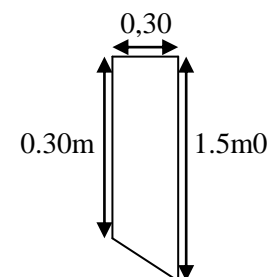
Épaisseur=0,3m

Longueur =11.36 m

13.3.3. Le corbeau

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est de 30cm aura une pente de à 0,6 Pour augmenter sa résistance.

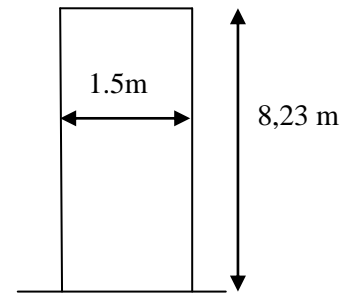


13.3.4. Le mur frontal

Hauteur = 8.23 m

Épaisseur=1,5m

Longueur 11.36 m



13.3.5. Le mur en retour

Leur rôle est de retenir latéralement les terres, le mur en retour sera encastré à l'arrière du mur de front et par sa face intérieure au mur garde grève.

Longueur = 11.36 m

Hauteur = 10,6 m

Épaisseur = 0,5 m

13.3.6. La dalle de transition

Longueur = 5.00 m

Épaisseur = 0,3 m.

13.3.7. La fondation

▪ **La semelle**

Longueur = 12 m

Épaisseur = 1,5 m.

Largeur=8,4

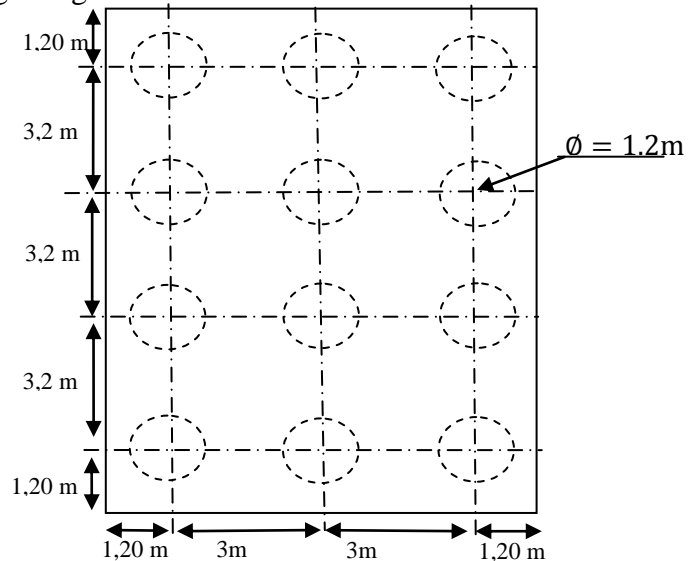


Figure 13.2. Dimensionnement de la semelle.

13.4. Vérification de la stabilité de la culée

La culée est un élément essentiel dans la conception, vu qu'un ouvrage d'art doit être stable c'est-à-dire ; les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

- **Les sollicitations verticales**
 - ✓ Poids du tablier ;
 - ✓ Poids des éléments constitutifs ;
 - ✓ Les surcharges.
- **Les sollicitations horizontales**
 - ✓ Poussée de la terre.
 - ✓ Force de freinage.
 - ✓ La surcharge $Q = 1\text{t/m}^2$ (d'après le fascicule 61.titre 2)

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\alpha)\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos^2(\varphi-\alpha+\theta)\cos(\alpha+\beta)}} \right]^2} \times \frac{K\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \qquad \theta = \text{artg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V}\right)$$

- $\varphi = 35^\circ$, angle de frottement,
- $\alpha = 0^\circ$, angle des talus
- $\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée,
- $\delta = 0^\circ$; angle de frottement remblai de culée, ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$), est par ce que pas de frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d'une part le compactage du remblai se fait par couche qui donne un bon compactage, d'autre part la semelle est reposant sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tout ça conduit vers $\delta = 0^\circ$.

Après simplification l'équation devient :

$$K_{ah} = \frac{K \times \cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta}} \right]^2}$$

Action	ε_H	ε_V	K	θ	K_{ah}	β	α	δ	φ
CN	0,000	0,000	1,000	0,000	0,334	0	0	0	30
SH	0,200	0,000	1,020	11,310	0,480	0	0	0	30
SH+SV1 [↑]	0,200	-0,060	0,961	10,685	0,444	0	0	0	30
SH+SV2 [↓]	0,200	0,060	1,079	12,011	0,519	0	0	0	30

- ✓ poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot H^2 \cdot L \qquad \text{(triangulaire)}$$

- ✓ La poussée due à la surcharge : $Q=1t/m^2$.

$$F_p = \gamma \cdot K_{ah} \cdot H \cdot L \qquad \text{(rectangulaire)}$$

- ✓ La densité du remblai : $\gamma = 1.8 t/m^3$.

13.4.1. Détermination des centres de gravité des éléments de la culée

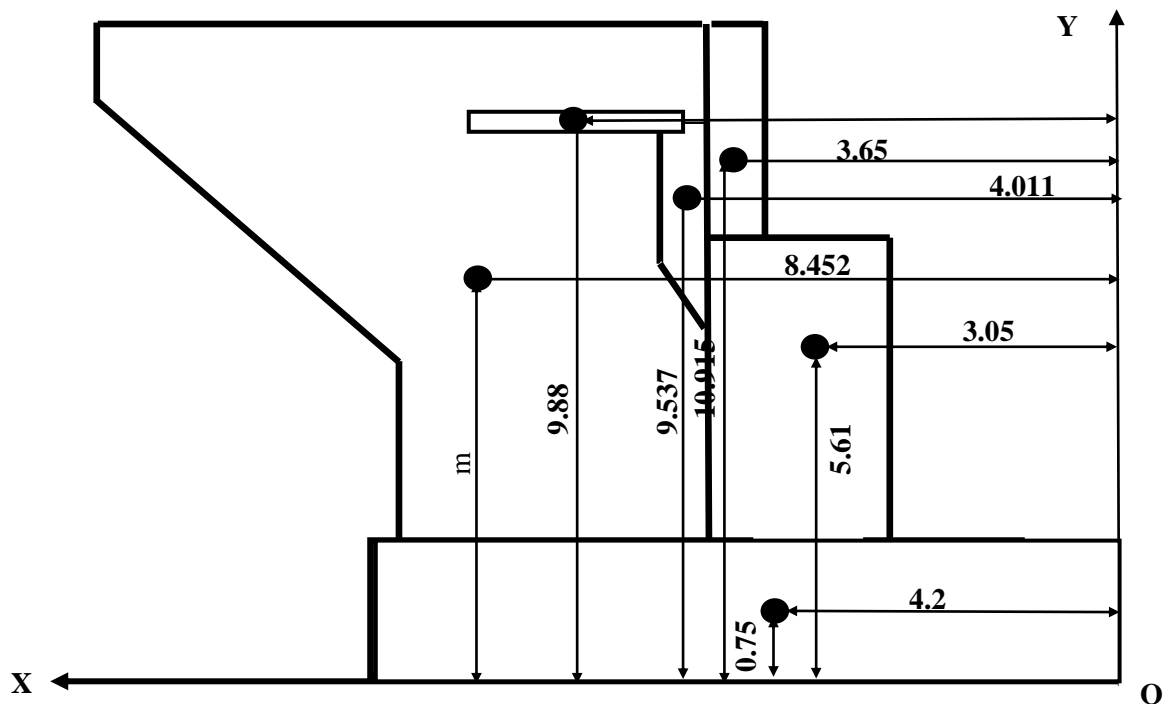


Figure 13.3. C.D.G des éléments de la culée.

Pour un élément présentant différentes sections

$$X_G = \frac{\sum(A_i \times X_i)}{\sum A_i} \quad Y_G = \frac{\sum(A_i \times Y_i)}{\sum A_i}$$

A_i : surface élémentaire.

X_{Gi}, Y_{Gi} : coordonnées du C.D.G de chaque section.

En attribuant un repère (A, X, Y) pour le calcul, avec A le point de référence à l'étude du renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes, on trouve les coordonnées des C.D.G des éléments de la culée.

13.4.2. Calcul des sollicitations

M_s : moment stabilisant du a F_v

M_r : moment de renversement du a F_h

Désignation		Poids(t)	$F_H = \epsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \epsilon_V) \cdot P$	H(m)	V(m)	$M_s = F_V \cdot H$	$M_r = F_H \cdot V$
Mur garde grève	CN	20,192	0,000	20,192	3,650	10,915	73,702	0,000
	SH	20,192	4,038	20,192	3,650	10,915	73,702	44,080
	SH+SV1	20,192	4,038	18,981	3,650	10,915	69,280	44,080
	SH+SV2	20,192	4,038	21,404	3,650	7,000	78,124	28,269
Corbeau	CN	3,834	0,000	3,834	4,011	9,537	15,379	0,000

	SH	3,834	0,767	3,834	4,011	9,537	15,379	7,313
	SH+SV1	3,834	0,767	3,604	4,011	9,537	14,456	7,313
	SH+SV2	3,834	0,767	4,064	4,011	9,537	16,301	7,313
Mur en retour	CN	145,700	0,000	145,700	8,452	3,705	1231,520	0,000
	SH	145,700	29,140	145,700	8,452	3,705	1231,520	107,978
	SH+SV1	145,700	29,140	136,958	8,452	3,705	1157,629	107,978
	SH+SV2	145,700	29,140	154,442	8,452	3,705	1305,411	107,978
Mur frontal	CN	350,598	0,000	350,598	3,050	5,615	1069,324	0,000
	SH	350,598	70,120	350,598	3,050	5,615	1069,324	393,722
	SH+SV1	350,598	70,120	329,562	3,050	5,615	1005,164	393,722
	SH+SV2	350,598	70,120	371,634	3,050	5,615	1133,483	393,722
Semelle	CN	378,000	0,000	378,000	4,200	0,750	1587,600	0,000
	SH	378,000	75,600	378,000	4,200	0,750	1587,600	56,700
	SH+SV1	378,000	75,600	355,320	4,200	0,750	1492,344	56,700
	SH+SV2	378,000	75,600	400,680	4,200	0,750	1682,856	56,700
Total culée à vide	CN	898,324	0,000	898,324	/	/	3977,525	0,000
	SH	898,324	179,665	898,324	/	/	3977,525	609,793
	SH+SV1	898,324	179,665	844,425	/	/	3738,873	609,793
	SH+SV2	898,324	179,665	952,224	/	/	4216,176	593,982
Dalle de transition	CN	38,850	0,000	38,850	6,300	9,880	244,755	0,000
	SH	38,850	7,770	38,850	6,300	9,880	244,755	76,768
	SH+SV1	38,850	7,770	36,519	6,300	9,880	230,070	76,768
	SH+SV2	38,850	7,770	41,181	6,300	9,880	259,440	76,768
Remblais sur la dalle de transitions	CN	27,972	0,000	27,972	6,300	10,630	176,224	0,000
	SH	27,972	5,594	27,972	6,300	10,630	176,224	59,468
	SH+SV1	27,972	5,594	26,294	6,300	10,630	165,650	59,468

	SH+SV2	27,972	5,594	29,650	6,300	10,630	186,797	59,468
Remblais sur la semelle	CN	705,976	0,000	705,976	6,100	6,680	4306,454	0,000
	SH	705,976	141,195	705,976	6,100	6,680	4306,454	943,184
	SH+SV1	705,976	141,195	663,617	6,100	6,680	4048,066	943,184
	SH+SV2	705,976	141,195	748,335	6,100	6,680	4564,841	943,184
La surcharge Q (t/m²)	CN	51,800	0,000	51,800	6,300	12,100	326,340	0,000
	SH	51,800	10,360	51,800	6,300	12,100	326,340	125,356
	SH+SV1	51,800	10,360	48,692	6,300	12,100	306,760	125,356
	SH+SV2	51,800	10,360	54,908	6,300	12,100	345,920	125,356
Total culée +remblais	CN	1722,922	0,000	1722,922	/	/	8665,597	0,000
	SH	1722,922	344,584	1722,922	/	/	8665,597	1887,709
	SH+SV1	1722,922	344,584	1619,547	/	/	8145,661	1887,709
	SH+SV2	1722,922	344,584	1826,298	/	/	9185,533	1871,898

Tableau13.1. M_r et M_s appliqués sur la culée à vide et avec remblais.

➤ **Poussée due aux terres et surcharges**

Désignation		Calcul des poids	F_H	V	V(m)	M_R=F_H.V
Sur mur G.G + mur frontale	CN	$0,5*1,8*0,271*(10.6)^2*11.36$	383,689	$\frac{[10.6/3]}{+1.8}$	5,033	1931,233
	SH	$0,5*1,8*0,352*(10.6)^2*11.36$	551,409	$\frac{[10.6/3]}{+1.8}$	5,033	2775,425
	SH+SV1	$0,5*1,8*0,317*(10.6)^2*11.36$	510,053	$\frac{[10.6/3]}{+1.8}$	5,033	2567,268
	SH+SV2	$0,5*1,8*0,386*(10.6)^2*11.36$	596,211	$\frac{[10.6/3]}{+1.8}$	5,033	3000,928
SUR LA SEMELLE	CN	$0,5*1,8*0,271*(1.5)^2*12$	8,116	1.5/3	0,500	4,058
	SH	$0,5*1,8*0,352*(1.5)^2*12$	11,664	1.5/3	0,500	5,832
	SH+SV1	$0,5*1,8*0,317*(1.5)^2*12$	10,789	1.5/3	0,500	5,395
	SH+SV2	$0,5*1,8*0,386*(1.5)^2*12$	12,612	1.5/3	0,500	6,306

Surcharge (Q) sur MGG+MF	CN	$1*0.271*10.6*11.36$	40,219	$[10.6/2] + 1.8$	6,800	273,489
	SH	$1*0.352*10.6*11.36$	57,800	$[10.6/2] + 1.8$	6,800	393,038
	SH+SV1	$1*0.317*10.6*11.36$	53,465	$[10.6/2] + 1.8$	6,800	363,560
	SH+SV2	$1*0.386*10.6*11.36$	62,496	$[10.6/2] + 1.8$	6,800	424,972
Surcharge (Q) sur la semelle	CN	$1*0.271*1.5*12$	6,012	1.5/2	0,750	4,509
	SH	$1*0.352*1.5*12$	8,640	1.5/2	0,750	6,480
	SH+SV1	$1*0.317*1.5*12$	7,992	1.5/2	0,750	5,994
	SH+SV2	$1*0.386*1.5*12$	9,342	1.5/2	0,750	7,007
Total	CN	/	438,036	/	/	2213,289
	SH	/	629,513	/	/	3180,775
	SH+SV1	/	582,299	/	/	2942,217
	SH+SV2	/	680,661	/	/	3439,213

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

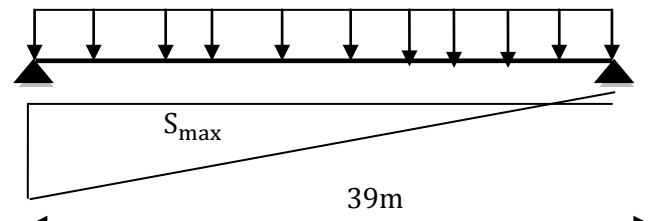
➤ **Calcul des efforts dus au tablier**

✓ La réaction maximale due aux charges permanentes est : 23.634t/ml

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 19,5$$

$$R_{\max} = 19,5 \times 21,423 = 417,749t$$

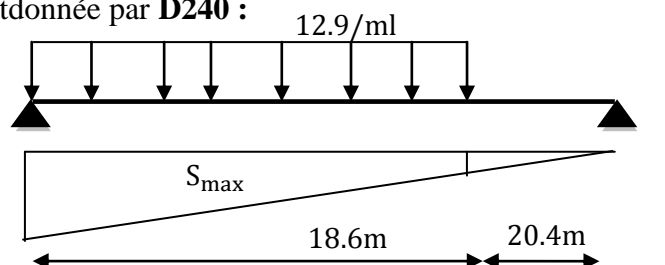


La réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$14.163$$

$$R_{\max} = 14.163 \times 12.9 = 182.703 t$$



Désignation		Réaction	Fh=ε _H *P	Fv=(1+ε _v)*P	H(m)	V m	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Permanente (Tablier)	CN	417,749	0,000	417,749	3,50	9,980	1462,122	0,000
	SH	417,749	83,550	417,749	3,50	9,980	1462,122	833,827
	SH+SV1	417,749	83,550	392,684	3,50	9,980	1374,394	833,827
	SH+SV2	417,749	83,550	442,814	3,50	9,980	1549,849	833,827
Surcharge (D240)	CN	182,703	0,000	182,703	3,50	12,10	639,461	0,000
	SH	182,703	36,541	182,703	3,50	12,10	639,461	442,141
	SH+SV1	182,703	36,541	171,741	3,50	12,10	601,093	442,141
	SH+SV2	182,703	36,541	193,665	3,50	12,10	677,828	442,141

Tableau 13.3. : effort dus au tablier

13.4.3. Vérification de la stabilité

13.4.3.1. Vérification de non renversement

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV1) } \uparrow$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV2) } \downarrow$$

M_s: moment stabilisant du à F_v

M_r: moment renversant du à F_h

13.4.3.2. Vérification de non glissement

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV1) } \uparrow$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV2) } \downarrow$$

μ: coefficient de frottement (terres – béton)

$$\mu = \tan(0,667\varphi) \approx 0,36 \text{ avec } \varphi = 30^0$$

13.4.4. Etapes d'exécution de la culée

1^{ère} étape: **culée à vide.**

2^{ème} étape: **culée à vide + Tablier.**

3^{ème} étape: **culée à vide + Tablier + Remblais.**

4^{ème} étape: **culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge.**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1^{ère} Etape: culée à vide

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	898,324	3611,825	0,000	∞	∞
<i>SH+SV</i> ↓	179,665	952,224	3828,534	667,122	1,929	5,739

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	1316,073	5073,946	0,000	∞	∞
<i>SH+SV</i> ↓	263,215	1395,038	5378,383	1500,949	1,929	3,583

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>	438,036	2140,671	10127,718	2213,289	1,779	4,887
<i>SH+SV</i> ↓	943,875	2269,112	10735,381	4940,162	0,875	2,404

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>	438,036	1498,776	10767,179	2213,289	1,245	4,865
<i>SH+SV</i> ↓	980,416	3415,001	11413,210	5382,303	1,268	2,121

13.4.5. Conclusion :

Lastabilité 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 (2.37 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.

a. Poussée des terres :

$$p_t = (1/2)\gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (\text{effort de poussée})$$

$$M_t = (1/6)\gamma \cdot H^3 \cdot K_a \quad (\text{le moment dû à cet effort})$$

K_a : Coefficient de poussée de la terre

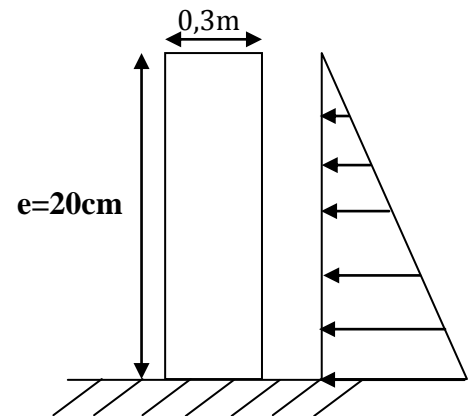
Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333$$

On a: $\gamma = 1,8 \frac{t}{m^3}$

$$\Rightarrow p_t = 1,318t/ml$$

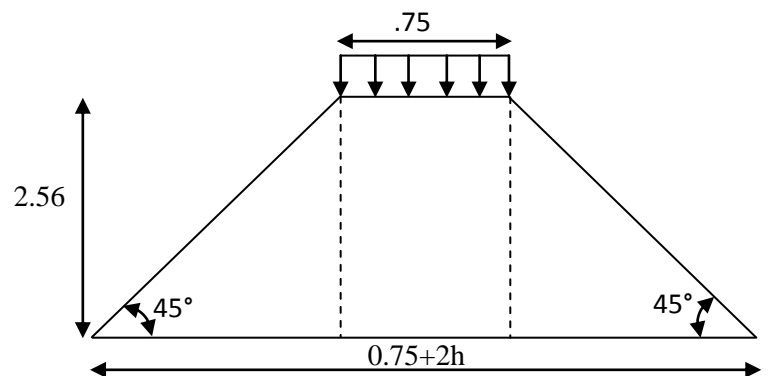
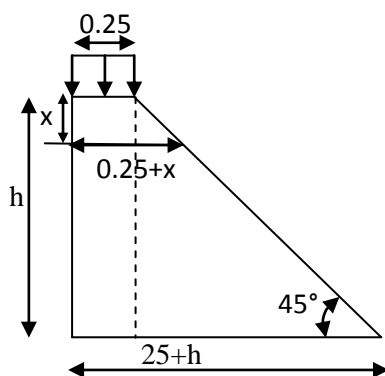
$$\Rightarrow M_t = 1668t \cdot m/ml$$



b. Poussée d'une charge locale

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de trois camions B_c accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impacte soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t sur un rectangle d'impact (0.25, 0.75) m^2 , se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.



$$M_P = \begin{cases} 4,850 \text{ t.m/ml à ELS} \\ 3,637 \text{ t.m/ml à ELU} \end{cases} \text{ Sont adoptées}$$

c. Force de freinage

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 4,560 \text{ t.m/ml à ELS} \\ 3,420 \text{ t.m/ml à ELU} \end{cases}$$

13.5.1.2. Combinaison des moments

$$M_T = 1,35M_t + 1,6(M_P + M_F) \text{ à ELU}$$

$$M_T = M_t + 1,2(M_P + M_F) \text{ à ELS}$$

E. L. U

$$M_{TU} = 1,318 + 4,850 + 4,560 + 1,066 = 11,793 \text{ t.m/ml}$$

E. L. S

$$M_{TS} = 1,668 + 3,637 + 3,420 + 0,799 = 9,524 \text{ t.m/ml}$$

13.5.1.3. Calcul des armatures

a. Ferrailage vertical

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple. [5]

$$\text{Donc : } b_0 = 1,00 \text{ m ; } d = 0,25 \text{ m ; } d' = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable (n = 1,6)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{11,793}{9,524} = 1,238$$

E. L. U :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 15,300 \text{ Mpa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,793 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 15,3} = 0,123$$

$$\mu_{bu} = 0,053 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

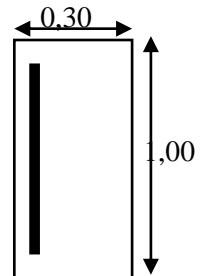
La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,165$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,934$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 14,52 \text{ cm}^2$$

E. L. S



$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{16,2 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 = \mathbf{0,375 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,375}{1,238} = \mathbf{0,303 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,09524 \leq M_{ls} = 0,303 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{9,524 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 16,2} = \mathbf{0,094}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,202}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,919}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 17,27 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc : } A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{17,02 \text{ cm}^2}$$

Soit : **9HA16** ($A_S = 18,1 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \mathbf{11 \text{ cm}}$.

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec $S_t = \mathbf{11 \text{ cm}}$

b. Ferrailage horizontal

Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

$$\frac{A_{sv}}{4} \leq A_{sh} \leq \frac{A_{sv}}{2}$$

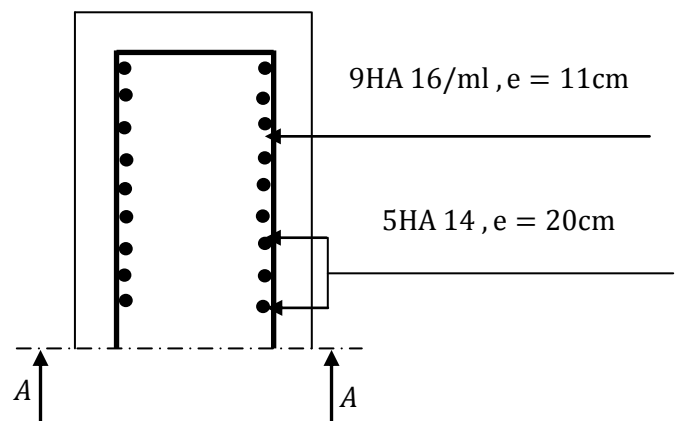
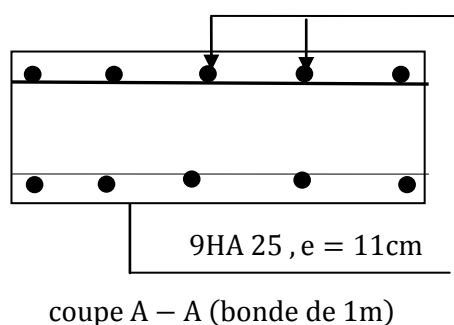
On prend :

$$A_{sh} = \frac{A_{sv}}{2} = \frac{17,27}{2} = \mathbf{8,63 \text{ cm}^2}$$

Soit : **5 HA 16** ($A_{sh} = 10,1 \text{ cm}^2$), avec $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

➤ Schéma de ferrailage

5HA 14/ml, e = 20cm



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 : $0,6 \times 1,8 \times 1 = 1,08$ t/ml
- ✓ Revêtement : $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176$ t/ml

$$G_T = \sum G = 2,006 \text{ t/ml}$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée, on doit donc vérifier que :

$$L_d \geq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec} \quad L_e = \left(\frac{4EI}{K_b} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3300000 \text{ t/m}^2$$

I: inertie d'une bande de 1ml.

$$b = 1 \text{ ml}, K = 6000 \text{ t/m}^2 \text{ (coefficient raideure du sol)}$$

Donc :

$$L_e = 1,149 \text{ m} \Rightarrow L_d = 5,00 \text{ m} \geq 1,804 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

❖ **Surcharge**

- ✓ Surcharges $Q = 1 \text{ t/m}^2$ réparties sur toute la dalle « C. P. S »;
- ✓ Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se traduit sous l'effet du système B_t , les roues des rangées P_1 et P_2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5,5 t/ml ;
- ✓ La charge de rangée P_1 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'un appui) ;
- ✓ La charge de ranger P_2 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 1,2.

$$\text{Donc : } P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$$

13.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant

➤ **Charge permanente**

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{2,006 \times 5^2}{8} = 6,269 \text{ t. m/ml}$$

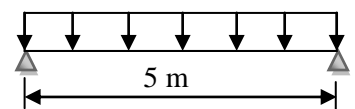
$$T_G = GL/2 = (2,006 \times 5)/2 = 5,015 \text{ t/ml}$$

➤ **Surcharge**

$$Q = 1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = QL^2/8 = (1 \times 5^2)/8 = 3,125 \text{ t. m/ml}$$

$$T_Q = GL/2 = (1 \times 5)/2 = 2.5 \text{ t/ml}$$

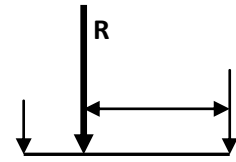


➤ **Surcharge d'exploitation**

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 .

$$P_1 = P_K(\text{charge critique}) C = 0,51 \text{ m}$$

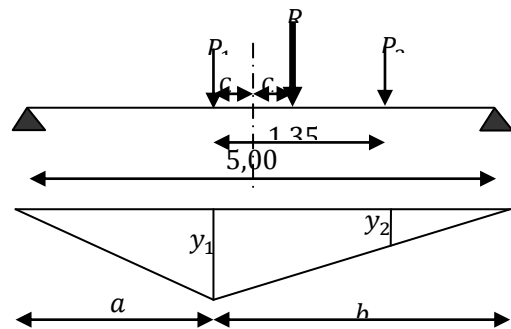
$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = \frac{5,00}{2} + \frac{0,51}{2} = 2,755 \text{ m}$$

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 :

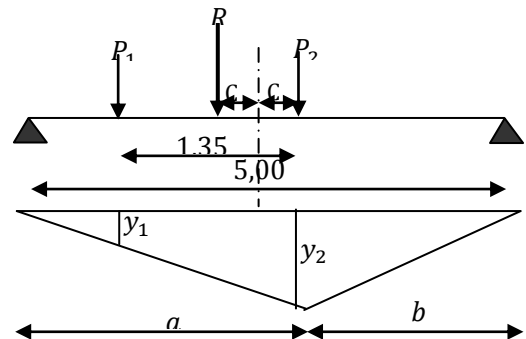
La section critique est sous P_2 .

$$b = \frac{L}{2} - \frac{C}{2} = 2,245 \text{ m} \quad \text{et} \quad a = 2,755 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,631 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 15,12 \text{ t. m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable que le 2^{ème} Cas.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 2,755 \text{ m}$) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 17,772 \text{ t. m/ml}$$

a. Calcul des moments au niveau de la section critique ($x = 2,755 \text{ m}$):

➤ **Sous la charge permanente**

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{2,006 \times 5}{2} \cdot 2,755 - \frac{2,006 \times 2,755^2}{2} = 6,204 \text{ t. m/ml}$$

- **Sous la surcharge répartie : $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_{sq} = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 3,092 \text{ t. m/ml}$$

- **Combinaisons des efforts ($x = 2,245\text{m}$)**

$$M_G = 6,204 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,864 \text{ t. m/ml}$$

E. L. U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 41,846 \text{ t. m/ml}$$

E. L. S:

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 31,306 \text{ t. m/ml}$$

b. Calcul des moments à mi- travée

- **Sous les charges permanentes**

$$M_G = 6,269 \text{ t. m/ml}$$

- **Sous la charge : $q = 1\text{t/m}^2$**

$$M_q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3,125 \text{ t. m/ml}$$

- **Sous la surcharge B_t : P_1 est posée sur $L/2$**

$$M_{sq} = 17,545 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,67 \text{ t. m/ml}$$

- **Combinaison des efforts à mi- travée**

E. L. U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 41,535 \text{ t. m/ml}$$

E. L. S:

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 31,073 \text{ t. m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque que la section $x = 2,245\text{m}$ nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 41,846 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = 31,306 \text{ t. m/ml}$$

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

$$\text{Donc : } f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,27\text{m} ; d' = 0,03\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{41,846}{31,306} = 1,337$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{41,846 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 15,3} = 0,375$$

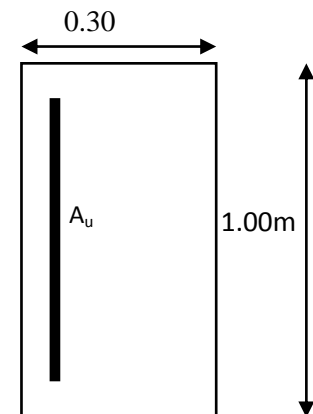
$$\mu_{bu} = 0,375 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,625$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,750$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 59,42 \text{ cm}^2$$



E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,27^2 \times 15,3 = 0,437 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,437}{1,337} = 0,327 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,31306 \leq M_{ls} = 0,327 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{31,306 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 16,2} = 0,265$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,688$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,725$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 66,65 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 66,65 \text{ cm}^2$

Soit : **14 HA 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 :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{66,65}{4} = 16,66 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **9HA 16** ($A_S = 18,10 \text{ cm}^2$), avec : $S_t = 12 \text{ cm}$

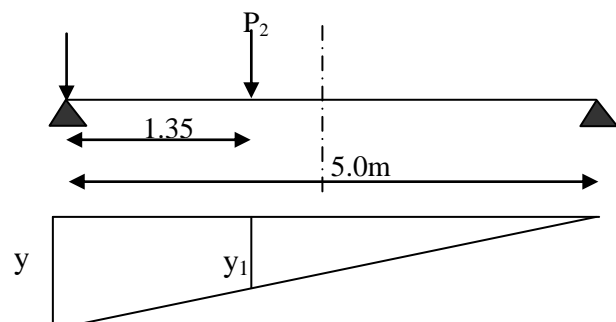
a. Effort tranchant

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec : $T_G = 5,015 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{B_t} = 15,818 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$



$$V_U = 1,35 \times 5,015 + 1,6(15.818 + 2,5) = 36,079 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{36,079 \times 10^{-2}}{0,27 \times 1,00} = 1,336 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{ct28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 1,336 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{ct28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1,0 \cdot 27,2,22}{400} = 3,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. La nappe supérieure

✓ Longitudinalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{3} = 22,22 \text{ cm}^2$

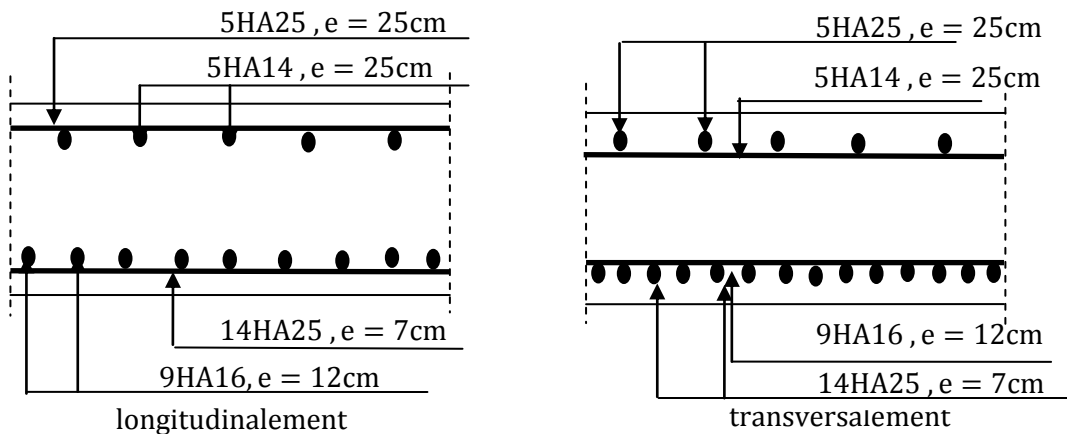
Soit : **5 HA 25** ($A_s = 24,54 \text{ cm}^2$), avec **S_t = 25cm**

✓ Transversalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{10} = 6,67\text{cm}^2 > 3,45\text{cm}^2$

$A_{sup} = 6,67\text{cm}^2$

Soit : **5HA 14** ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$), avec **S_t = 20cm**

➤ **Schéma de ferrailage**



13.5.3. Le corbeau

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

a. Les réactions :

➤ La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

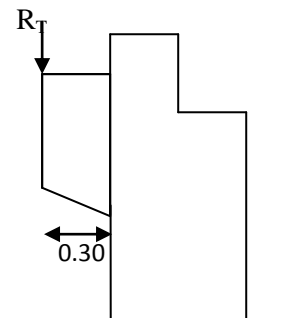
$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875 \text{ t/ml}$$

➤ La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,6 \times 1,8 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,7 \text{ t/ml}$$

➤ La réaction due au poids de revêtement de la chaussée :

$$R_r = (5,00 \times 0,08 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 0,44 \text{ t/ml}$$

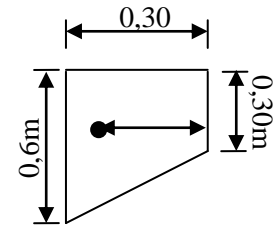


➤ La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = \left[(0,3 + 0,6) \times \frac{0,30}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,338 \text{ t/ml}$$

➤ 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 : $((0,3*0,3)*0,15+((0,3*0,3)/2)*0,3*(2/3))/(0,09+0,045)$

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 :

$$L = X_{Gc} = \frac{(0,3 \times 0,3) \times 0,15 + \left[\frac{0,3 \times 0,3}{2} \right] \times 0,30 \left(\frac{1}{3} \right)}{0,45 + 0,09} = 0,167 \text{ m}$$

▪ Pour le poids propre du mur garde grève : $L = X_G = 0,167\text{m}$

Donc :

$$M_G = 0,30 \times (1,875 + 2,7 + 0,44) + 0,167 \times 3,38 = 2,462 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = 0,30 \times (2,5 + 15,17) = 5,301 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison [5]

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = 10,589 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 7,922 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

13.5.3.1. Ferrailage

On prend une section moyenne de hauteur :

$$H = \frac{0,6 + 0,3}{2} = 0,45\text{m}$$

Donc : $f_{C28} = 27\text{MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,4\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{10,589}{7,922} = 1,337$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,589 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,4^2 \times 15,3} = 0,0433$$

$$\mu_{bu} = 0,0433 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,055$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9779$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 7,78 \text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,4^2 \times 15,3 = 0,96 \text{ MN. m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,96}{1,337} = 0,718 \text{ MN. m}$$

$$M_S = 0,07922 \leq M_{ls} = 0,718 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{9,722 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 16,2} = 0,0306$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 8,46 \text{ cm}^2$$

Vérification de non fragilité

$$A_S = 8,46 \geq 2300 \times 1 \times 1,78 \times \frac{2,22}{400} = 5,11 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Donc : $A_S = 8,46 \text{ cm}^2$ soit : **6HA14** ($A_S = 9,24 \text{ cm}^2$), avec **S_t = 16cm**

Ferraillage transversal

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{8,46}{2} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA 10** ($A_{SH} = 4,23 \text{ cm}^2$)

avec **S_t = 16cm**

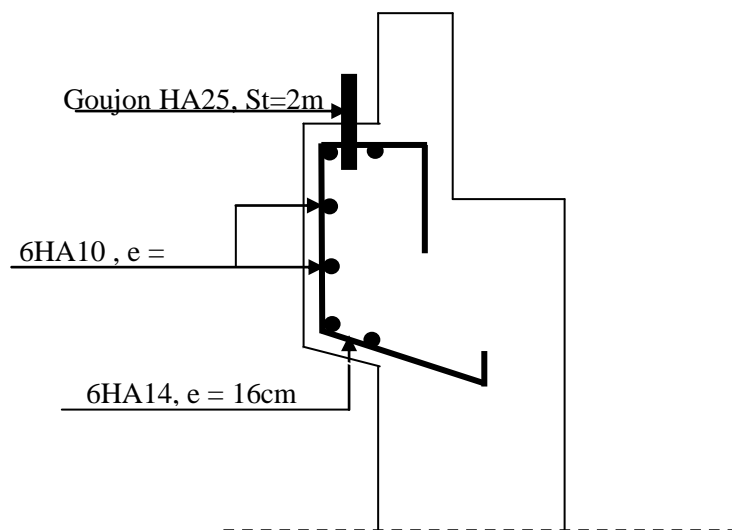


Figure13.4. schéma de ferraillage de

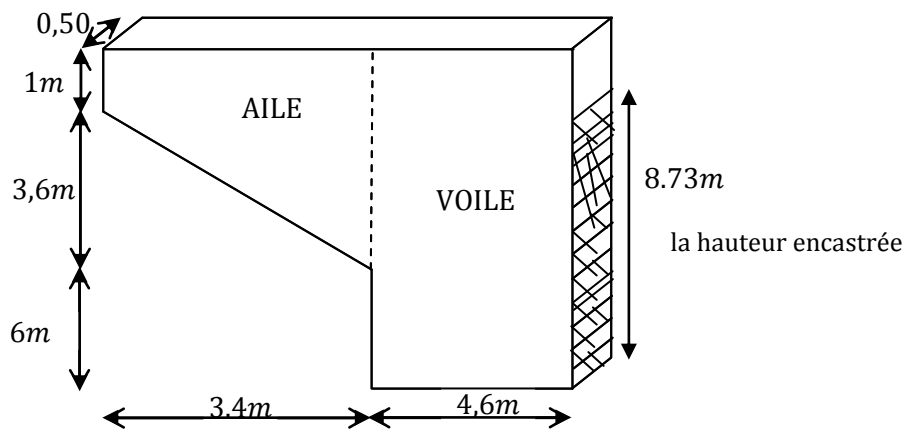
13.5.4. Mur en retour

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 $q = 1t/m^2$

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**

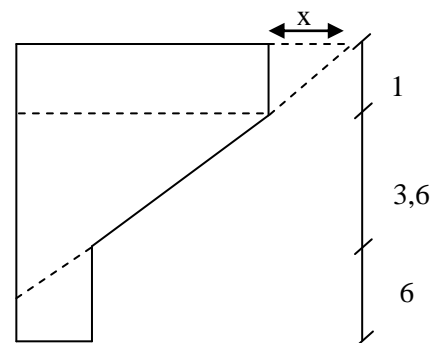
$$tg \alpha = \frac{3,6}{3,4} \Rightarrow \alpha = 46,64^\circ$$

$$tg \alpha = \frac{1}{x} \Rightarrow x = 0,94m.$$

$$x = 0,94m$$

$$\Rightarrow L_{th} = 8 + 0,94 = 8,94m.$$

$$L_{th} = 8,94m.$$



13.5.4.1. Étude des sollicitations

a. L'aile

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t,

On suppose que l'aile est encastree au mur frontal

➤ **Poussée des terres**

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$$

➤ **Poussée due à la surcharge**

$$P_q = q \cdot K_a \cdot h \cdot L$$

On fait les calculs à trois hauteurs pour déterminer les efforts moyens.

K_a : Coefficient de poussée de la terre.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \mathbf{0,333}$$

✓ **H = 4,6 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3,4 \times 0,333 \times 4,6^2 = \mathbf{21,562 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 3,4 \times 0,333 \times 4,6 = \mathbf{3,6 \text{ t}}$$

✓ **H = 2,8 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3 \times 0,333 \times 2,8^2 = \mathbf{7,989 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 3,4 \times 0,333 \times 2,5 = \mathbf{3,170 \text{ t}}$$

✓ **H = 1,0 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3 \times 0,333 \times 1,0^2 = \mathbf{1,019 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 3,4 \times 0,333 \times 1 = \mathbf{1,132 \text{ t}}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 10,19 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 3,17 \text{ t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile.}$$

b. Voile :

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 4,6 \times 0,333 \times 10,6^2 = \mathbf{154,902 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 4,6 \times 0,333 \times 10,6 = \mathbf{17,649 \text{ t}}$$

➤ **Force sismique :**

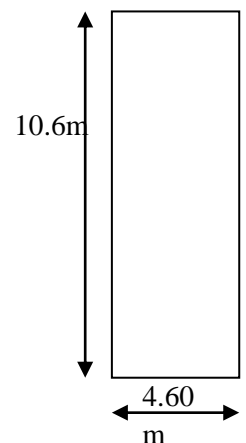
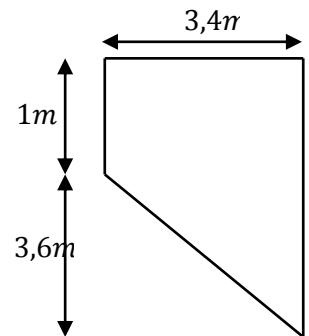
$$F_{SH} = 0,2 \cdot G$$

$$P_s = 0,30 \times L_{th} = 0,30 \times 8,94 = 2,682 \text{ t.}$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 72,85 + 2,682 = 75,532 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,2 \times 75,532 = \mathbf{15,106 \text{ t}}$$



efforts	Bras de levie /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 154,902 \text{ t}$	356,274	356,274	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 10,19 \text{ t}$	64,196	64,196	/	/
$P_q = 17,694 \text{ t}$	/	/	40,593	/
$P_{q \text{ moy}} = 3,170 \text{ t}$	/	/	19,972	

F_{SH} = 15.106 t	/	/	/	34,745
∑ =		420,470	60,565	34,745

13.5.4.2. Les combinaisons

E. L. U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{664,538 \text{ t. m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{491,553 \text{ t. m}}$$

E. L. S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{493,147 \text{ t. m}}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (6,76m) .

Donc :

$$M_U = \frac{664,538}{8,73} = \mathbf{76,121 \text{ t. m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{493,147}{8,73} = \mathbf{56,489 \text{ t. m/ml}}$$

13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour

a. Ferrailage horizontal

$$b_0 = 1\text{m} \quad , d = 0,45\text{m}$$

$$\gamma = \frac{76,121}{56,489} = 1,348$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{76,121 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 15,3} = \mathbf{0,246}$$

$$\mu_{bu} = 0,246 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,395}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,857}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 56,78 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,45^2 \times 15,3 = \mathbf{1,215 \text{ MN. m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,215}{1,348} = \mathbf{0,901 \text{ MN. m}}$$

$$M_S = 0,56489 \leq M_{I_S} = 0,901 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{56,489 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 16,2} = 0,172$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,1852$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,886$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 60,28 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 60,28 \text{ cm}^2$

Soit 8HA 32 (64,34cm²), Avec $S_t = 12.5 \text{ cm}$

b. Ferrailage de répartition

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{60,28}{4} = 15,07 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: 5 HA 20 (15,71 cm²) , Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Remarque

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré sur toute sa hauteur avec le mur frontal, on doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment crée 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 nonencastré au mure frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessite de l'étudier par rapport à son plan d'encastrement P.

13.5.4.4. Evaluation des efforts

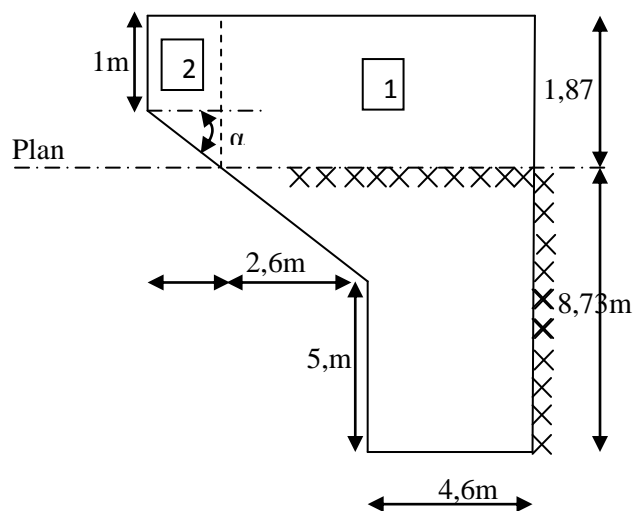


Figure 13.5. Plan d'encastrement du mur en retour.

La section et variable, en la divise en deux parties (1)et(2):

➤ **Partie1**

✓ **H = 1,87 m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 7,18 \times 0,333 \times 1,87^2 = 7,525 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 7,18 \times 0,271 \times 1,87 = 4,471 \text{ t}$$

➤ **Partie2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

✓ **H = 1,87 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 0,82 \times 0,333 \times 1,87^2 = 0,859 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 0,82 \times 0,333 \times 1,87 = 0,511 \text{ t}$$

✓ **H = 1m:**

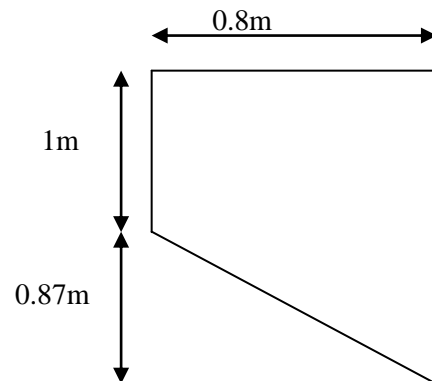
$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 0,82 \times 0,333 \times 1^2 = 0,246 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 0,82 \times 0,333 \times 1 = 0,273 \text{ t}$$

✓ **H = 1,435m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 0,82 \times 0,333 \times 1,435^2 = 0,506 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,2 \times 0,271 \times 1 = 0,392 \text{ t}$$



Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 0,537 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 0,392 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,20G$$

Avec : $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$.

$$P_1 + P_2 = [(7,18 \times 1,87) + \{(0,82 \times 1) + (0,5 \times 0,82 \times 0,87)\}] \times 2,5 \times 0,5 = 18,25 \text{ t}$$

$$P_3 = 0,30 \times L_{th} = 0,3 \times 8,94 = 2,682 \text{ t}$$

G :Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure ($G = 20,94 \text{ t}$).

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,2 \times 20,94 = 4,187 \text{ t}$$

Effort	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 7,525$	$\frac{1,87}{3} = 0,623 \text{ m}$	4,690	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 0,537$	$1,87 - \frac{2 \times 1,3}{3} = 1,003 \text{ m}$	0,539	/	/
$P_q = 4,471 \text{ t}$	$\frac{1,87}{2} = 0,935 \text{ m}$	/	4,180	/

$P_{q\text{ moy}} = 0,392\text{ t}$	$1,87 - \frac{1,3}{2} = 0,570$	/	0,223	/
$F_{SH} = 4,187\text{ t}$	$\frac{1,87}{2} = 0,935\text{ m}$	/	/	3,915
$\Sigma =$		5,229	4,404	3,915

➤ **Les combinaisons**

E.L.U :

$$\text{CN} : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 14,106\text{ t.m}$$

$$\text{CS} : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = 11,787\text{ t.m}$$

E.L.S

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 10,514\text{ t.m}$$

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 (4,6m) .

Donc :

$$M_U = \frac{0.14106}{7,18} = 1,965\text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{0.14106}{7,18} = 1,464\text{ MN.m/ml}$$

13.5.4.5. Ferrailage

$$b_0 = 1\text{ m} , d = 0,45\text{ m} , d' = 0,05$$

$$\gamma = \frac{1,965}{1,464} = 1,342$$

E.L.U

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,965 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,45^2 \times 15,3} = 0,006$$

$$\mu_{bu} = 0,006 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 1,26\text{ cm}^2}$$

E.L.S

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,45^2 \times 15,3 = \mathbf{1,215 MN \cdot m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,814}{1,365} = \mathbf{0,905 MN \cdot m}$$

$$M_S = 0,10514 \leq M_{ls} = 0,905 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{10,514 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,45^2 \times 16,2} = \mathbf{0,00446}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,009}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,996}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 1,36 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = \mathbf{1,36 \text{ cm}^2}$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($15,07 \text{ cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 1,36 \text{ cm}^2$), donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

a. Vérification de non fragilité

$$A_s = 15,07 \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 5,74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b. Effort tranchant

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(7,525 + 0,537) + 1,6(4,471 + 0,392) = 18,664 \text{ t}$$

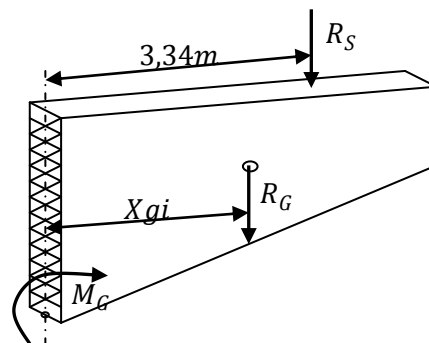
$$V_U = \frac{18,664}{7,18} = 2,2599 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{2,138 \times 10^{-2}}{0,45 \times 1,00} = 0,058 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0,048 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.6. Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale)



L'aile du mur est assimilée à une console encastree 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.

$P_s = \text{poids de la superstructure}$

$$P_s = 0,3 \times 3,4 = 1,7 \text{ t}$$

$P_G = \text{poids propre} = 11,9 \text{ t}$

$$M_G = 1,13 \times 11,9 + 1,7 \times 1,7 = 16,34 \text{ t.m}$$

a. Combinaison

E.L.U

$$M_U = 1,35 \times 16,34 + 1,6 \times 13,36 = 43,435 \text{ t.m}$$

E.L.S :

$$M_{ser} = 32,372 \text{ t.m}$$

b. Ferrailage

$$b_0 = 0,50 \text{ m} \quad , d = 4,55 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{43,435}{32,372} = 1,342$$

E.L.U

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43,435 \times 10^{-2}}{0,6 \times 4,55^2 \times 15,3} = 0,001$$

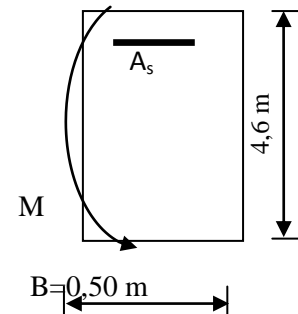
$$\mu_{bu} = 0,001 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,002$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,999$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 2,75 \text{ cm}^2$$



E.L.S

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,50 \times 4,55^2 \times 15,3 = 62,083 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{62,083}{1,342} = 46,270 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,3237 \leq M_{ls} = 41,59 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{32,372 \times 10^{-2}}{0,50 \times 4,55^2 \times 16,20} = 0,00019$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,0039 \quad . \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 2,97 \text{ cm}^2$

c. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 29,04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

Donc : $A_s = 29,04$ soit : **6 HA25** ($A_s = 29,45 \text{ cm}^2$), en deux nappes avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

d. Effort tranchant

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(1,7 + 11,9) + 1,6 \times 4 = 24,76 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{24,76 \times 10^{-2}}{0,50 \times 4,55} = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,069 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa}$$

\Rightarrow On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.7. Ferrailage de l'autre face du mur

a. Ferrailage horizontal

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{29,04}{10} = 2,91 \text{ cm}^2$$

On adopte :

3 HA 14 ($A_s = 3,39$) avec: $S_t = 33 \text{ cm}$

b. Ferrailage verticale

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{29,04}{2} = 14,52 \text{ cm}^2$$

On adopte :

5HA20 Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

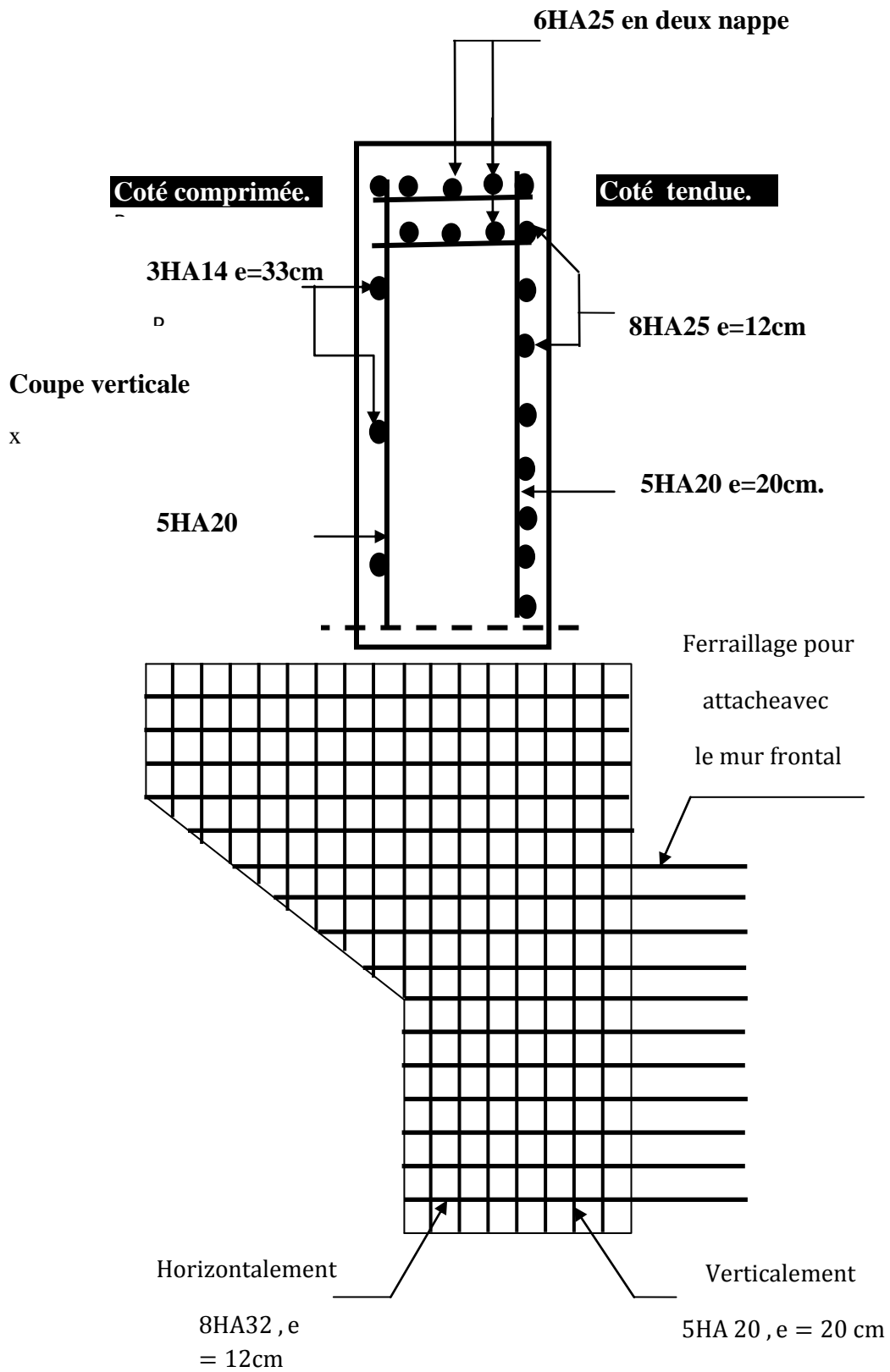


Figure 13.6. plan du ferrailage du mur en routeur.

13.5.5. Mur frontal

13.5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal

Il est soumis aux efforts suivants :

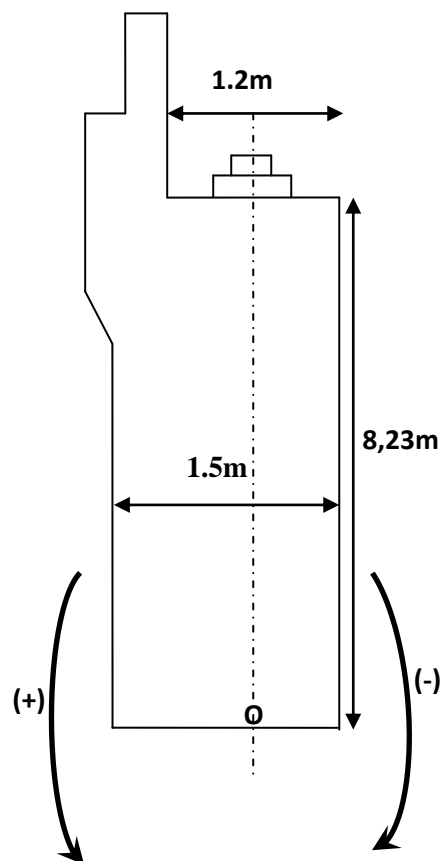
- **Efforts horizontaux**
- ✓ Force de freinage.
- ✓ Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- ✓ La poussée des terres.
- ✓ La surcharge $Q = 1\text{t/m}^2$.
- ✓ Effet sismique $F = 0,2G$ (Tablier + Culée).
- **Efforts normaux**
- ✓ Poids du tablier.
- ✓ Les éléments de la culée.
- ✓ Surcharges sur tablier.

Remarque

Pour les signes des moments par rapport au point(O).

(-) : Moment stabilisateur

(+) : Moment de renversement



Calcul des sollicitations

désignation		P(t)	$F_H = \varepsilon_H \cdot p$	$F_v = (1 + \varepsilon_v)$	H	V m	$M_s = F_v$	$M_r = F_h$
Mur garde grève	CN	20,192	0,000	20,192	0,60	9,41	12,115	0,000
	SH	20,192	4,038	20,192	0,60	9,41	12,115	38,022
	SH+SV1	20,192	4,038	18,981	0,60	9,41	11,389	38,022
	SH+SV2	20,192	4,038	21,404	0,60	9,41	12,842	38,022
Corbeau	CN	3,834	0,000	3,834	0,96	8,03	3,685	0,000
	SH	3,834	0,767	3,834	0,96	8,03	3,685	6,163
	SH+SV1	3,834	0,767	3,604	0,96	8,03	3,464	6,163
	SH+SV2	3,834	0,767	4,064	0,96	8,03	3,906	6,163
Mur en retour	CN	145,700	0,000	145,700	2,89	4,71	421,43	0,000
	SH	145,700	29,140	145,700	2,89	4,71	421,43	137,40
	SH+SV1	145,700	29,140	136,958	2,89	4,71	396,14	137,40
	SH+SV2	145,700	29,140	154,442	2,89	4,71	446,72	137,40
Mur frontal	CN	350,598	0,000	350,598	0,00	4,11	0,000	0,000
	SH	350,598	70,120	350,598	0,00	4,11	0,000	288,54
	SH+SV1	350,598	70,120	329,562	0,00	4,11	0,000	288,54
	SH+SV2	350,598	70,120	371,634	0,00	4,11	0,000	288,54
Total culée à vide	CN	520,324	0,000	520,324			437,23	0,000
	SH	520,324	104,065	520,324			437,23	470,13
	SH+SV1	520,324	104,065	489,105			411,00	470,13
	SH+SV2	520,324	104,065	551,544			463,46	470,13
Dalle de transition	CN	38,850	0,000	38,850	3,25	8,38	126,26	0,000
	SH	38,850	7,770	38,850	3,25	8,38	126,26	65,113
	SH+SV1	38,850	7,770	36,519	3,25	8,38	118,68	65,113
	SH+SV2	38,850	7,770	41,181	3,25	8,38	133,83	65,113
Remblais sur la dalle de transition	CN	27,972	0,000	27,972	3,25	9,13	90,909	0,000
	SH	27,972	5,594	27,972	3,25	9,13	90,909	51,077
	SH+SV1	27,972	5,594	26,294	3,25	9,13	85,454	51,077
	SH+SV2	27,972	5,594	29,650	3,25	9,13	96,364	51,077
Remblais sur la semelle	CN	705,976	0,000	705,976	3,05	5,18	2153,2	0,000
	SH	705,976	141,195	705,976	3,05	5,18	2153,2	731,39
	SH+SV1	705,976	141,195	663,617	3,05	5,18	2024,0	731,39
	SH+SV2	705,976	141,195	748,335	3,05	5,18	2282,4	731,39
La surcharge Q (t/m2)	CN	51,800	0,000	51,800	3,25	8,38	168,35	0,000
	SH	51,800	10,360	51,800	3,25	8,38	168,35	86,817
	SH+SV1	51,800	10,360	48,692	3,25	8,38	158,24	86,817
	SH+SV2	51,800	10,360	54,908	3,25	8,38	178,45	86,817
Total culée +	CN	1722,92	0,000	1722,922			2975,9	0,000
	SH	1722,922	344,584	1722,922			2975,9	1404,5

remblais	SH+SV1	1722,922	344,584	1619,547			2797,4	1404,5
	SH+SV2	1722,922	344,584	1826,298			3154,5	1404,5

➤ 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	0,334	0,5x1, 8x0, 334x10,6 ² x11,36	383,689	[10.6/3]	5,033	1931,233
	SH	0,480	0,5x1,8 x 0,480 x 10,6 ² x 11.36	551,409	[10.6/3]	5,033	2775,425
	SH+SV1	0,444	0,5x1,8 x 0,444x10,6 ² x 11.36	510,053	[10.6/3]	5,033	2567,268
	SH+SV2	0,519	0,5x1,8 x0,519 x10,6 ² x11.36	596,211	[10.6/3]	5,033	3000,928
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,334	0,334x10,6 x11.36	20,109	[10.6/2+1,5]	6,800	136,744
	SH	0,480	0,480x10,6 x 11.36	28,900	[10.6/2+1,5]	6,800	196,519
	SH+SV1	0,444	0,444x10,6 x11.36	26,732	[10.6/2+1,5]	6,800	181,780
	SH+SV2	0,519	0,519x10,6 x1 1.36	31,248	[10.6/2+1,5]	6,800	212,486
Total	CN	/	/	403,798	/	/	2067,978
	SH	/	/	580,309	/	/	2971,944
	SH+SV1	/	/	536,786	/	/	2749,048
	SH+SV2	/	/	627,459	/	/	3213,414

➤ Les sollicitations dues au tablier

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 417,749$ t.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 182,703$ t.

désignation		Réaction	$Fh=\epsilon_H*P$	$Fv=(1\pm\epsilon_v)P$	H m	V m	$Ms=Fv*H$	$Mr=Fh*V$
Permanente (Tablier)	CN	417,749	0,000	417,749	0,000	8,480	0,000	0,000
	SH	417,749	83,550	417,749	0,000	8,480	0,000	708,502
	SH+SV1	417,749	83,550	392,684	0,000	8,480	0,000	708,502
	SH+SV2	417,749	83,550	442,814	0,000	8,480	0,000	708,502
Surcharge (D240)	CN	182,703	0,000	182,703	0,000	10,600	0,000	0,000
	SH	182,703	36,541	182,703	0,000	10,600	0,000	387,330
	SH+SV1	182,703	36,541	171,741	0,000	10,600	0,000	387,330
	SH+SV2	182,703	36,541	193,665	0,000	10,600	0,000	387,330

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

$$H_{r,fl,T} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale. Pour les ponts routiers : $G = 80 \text{ t/m}^2$.

T : L'épaisseur totale de l'élastomère. **T = 6 cm** (Chapitre d'équipement)

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. **a = 45 cm**, **b = 40 cm**

$\Delta_{fl}, \Delta_r, \Delta_T$: sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta_{fl} = 0,0131\text{m}$$

$$\Delta_r = 0,0059\text{m}$$

$$\Delta_T = 0,0039\text{m}$$

$$H_{r,fl,T} = \frac{80 \times 0,45 \times 0,40 \times (0,0059 + 0,0039 + 0,0131)}{0,05} = 6,59\text{t/1 appareil}$$

$$\Rightarrow H_{r,fl,T} = 6,59 \times 5 = 39,54\text{t}$$

	F_H(t)	V(m)	M_{F_H0}(t. m/ml)
B_C	15.00	9,98	149,700
(T + F + R)	39,54	9,98	394,609

❖ **Tableau récapitulatif**

Désignation		F_h=ε_H*P	F_v=(1±ε_v)*P	Hm	V m	Ms=FvH	Mr=Fh*V
Total culée + remblais	CN	0,000	1344,922	/	/	2975,984	0,000
	SH	268,984	1344,922	/	/	2975,984	1404,533
	SH+SV1	268,984	1264,227	/	/	2797,425	1404,533
	SH+SV2	268,984	1425,618	/	/	3154,543	1404,533
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	383,689	/	0,000	5,033	0,000	1931,233
	SH	551,409	/	0,000	5,033	0,000	2775,425
	SH+SV1	510,053	/	0,000	5,033	0,000	2567,268
	SH+SV2	596,211	/	0,000	5,033	0,000	3000,928
Permanente (Tablier)	CN	0,000	417,749	0,000	8,480	0,000	0,000
	SH	83,550	417,749	0,000	8,480	0,000	708,502
	SH+SV1	83,550	392,684	0,000	8,480	0,000	708,502

	SH+SV2	83,550	442,814	0,000	8,480	0,000	708,502
Surcharge sur MGG et MF	CN	20,109	/	0,000	6,800	0,000	136,744
	SH	28,900	/	0,000	6,800	0,000	196,519
	SH+SV1	26,732	/	0,000	6,800	0,000	181,780
	SH+SV2	31,248	/	0,000	6,800	0,000	212,486
Surcharge (D240)	CN	0,000	182,703	0,000	10,60	0,000	0,000
	SH	36,541	182,703	0,000	10,60	0,000	387,330
	SH+SV1	36,541	171,741	0,000	10,60	0,000	387,330
	SH+SV2	36,541	193,665	0,000	10,60	0,000	387,330
Bc freinage	CN	15,000	0,000	/	9,980	0,000	149,700
	SH	15,000	0,000	/	9,980	0,000	149,700
	SH+SV1	15,000	0,000	/	9,980	0,000	149,700
	SH+SV2	15,000	0,000	/	9,980	0,000	149,700
La surcharge Q (t/m2)	CN	0,000	51,800	3,250	8,380	168,350	0,000
	SH	10,360	51,800	3,250	8,380	168,350	86,817
	SH+SV1	10,360	48,692	3,250	8,380	158,249	86,817
	SH+SV2	10,360	54,908	3,250	8,380	178,451	86,817
T+R+F	CN	39,540	0,000	/	9,980	0,000	394,609
	SH	39,540	0,000	/	9,980	0,000	394,609
	SH+SV1	39,540	0,000	/	9,980	0,000	394,609
	SH+SV2	39,540	0,000	/	9,980	0,000	394,609

➤ **Les charges permanentes**

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	383,689	1762,671	2975,984	1931,233
SH	903,943	1762,671	2975,984	4888,460

SH+SV1	862,588	1656,911	2797,425	4680,303
H+SV2	948,745	1868,432	3154,543	5113,964

➤ **Les surcharges**

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	383,689	1762,671	2975,984	1931,233
SH	903,943	1762,671	2975,984	4888,460
H+SV1	862,588	1656,911	2797,425	4680,303
SH+SV2	948,745	1868,432	3154,543	5113,964

➤ **R+F+T**

	Fh	Fv	MS=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	39,540	/	/	394,609
SH	39,540	/	/	394,609
SH+SV1	39,540	/	/	394,609
SH+SV2	39,540	/	/	394,609

1. Combinaison

CN :

ELU: 1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS: G + 1,2Q + 0,6T

Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
ELU	605,787	2754,811	4286,938	3381,163
ELS	449,544	2044,075	3178,004	2511,732

cs: $G + Q + 0,6$

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV2	1065,618	2117,005	3332,994	6187,062

13.5.5.2. Vérification du flambement de mur

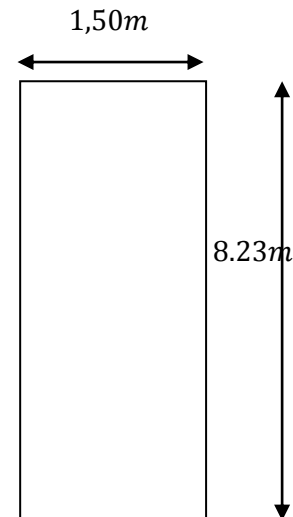
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } l_f = 0,707 \times 8,23 = 5,819\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } B = 1,5 \times 8,23 = 12,345\text{m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,5 \times 8,23^3}{12} = 69,68 \text{ m}^4$$

Donc:

$$i = \sqrt{\frac{69,68}{8,23}} = 2,449$$



Finalemment :

$$\lambda = \frac{5,819}{2,376} = 2,449 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) M = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

13.5.5.3. Calcul des armatures

Alors le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*) , en prend une bonde de 1ml de largeur.

$$N_U = \frac{2754,811}{11,36} = 242,501\text{MN/m}$$

$$N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

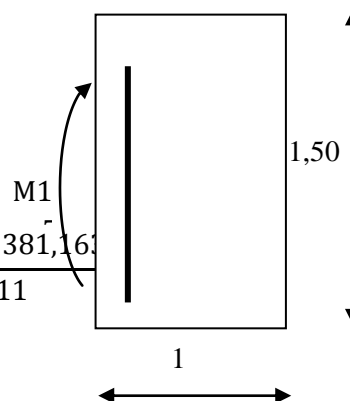
$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{2,449}{35}\right)^2 = 1,00098$$

$$N_U^* = 242,501 \times 1,00098 = 242,738\text{MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a), \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{4286,938 - 3381,163}{2754,811}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2\text{cm}; \frac{8,23}{250}\right) = 0,0329\text{m}$$



Donc :

$$M_U^* = 242,738 \times (1,00098 + 0,0329) = 87,803 \text{ t/ml}$$

a. La section minimale

$$A_s = 0,23 \times a \times b \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_s = 0,23 \times 1 \times 1,5 \times \frac{2,22}{400} A_s = 19,147 \text{ cm}^2$$

Soit: **8 HA 32** ($A_s = 28,27 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 12,5 \text{ cm}$.

b. Ferrailage horizontal :(dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{1065,618}{8,23} = 129,479 \text{ KN/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^\circ$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{129,479 \times 10^{-3}}{1 \times 1,5} = 0,893 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00279 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t > 5,58 \text{ cm}^2.$$

C. Vérification du pourcentage

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e} \frac{A_t}{S_t} > 0,00112 \text{ cm}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Donc :

$$A_t > 2,232 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$$A_t = 15,7 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 5 \text{ HA } 20, \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}.$$

d. Armatures à droite:(ferrailage vertical)

$$A_v = \frac{A_s}{3} = \frac{19,147}{3} = 6,383 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** ($A_v = 7,7 \text{ cm}^2$), Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$.

e. Armatures à droite:(ferrailage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{19,147}{2} = 9,57 \text{ cm}^2$$

Soit: **5 HA 16** ($A_h = 10,05 \text{ cm}^2$), Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$.

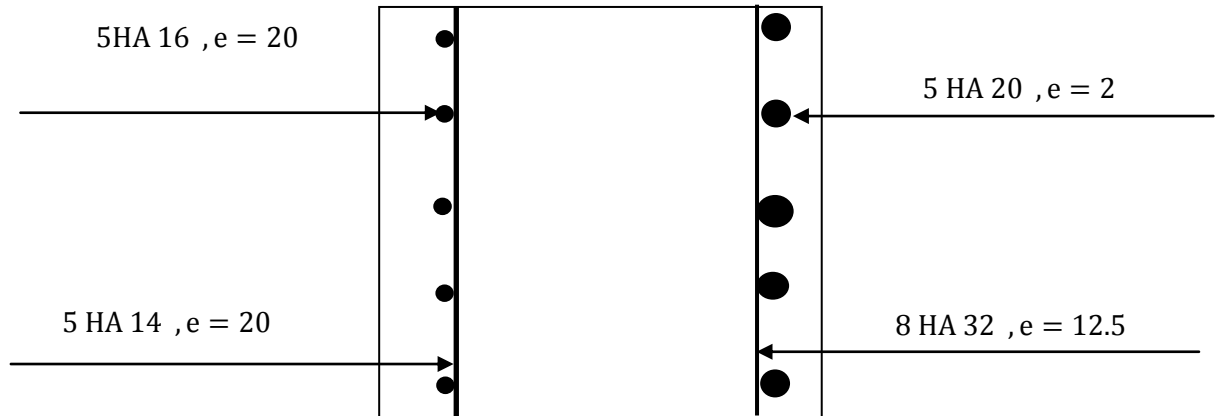


Figure 13.7.shama de ferrailage de mur frontal.

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	$M_s = F_v H$	$M_r = \frac{F_h H}{V}$
Mur garde grève	CN	20,192	0,000	20,192	-0,550	10,91 5	-11,106	0,000
	SH	20,192	4,038	20,192	-0,550	10,91 5	-11,106	44,080
	SH+S V1	20,192	4,038	18,981	-0,550	10,91 5	-10,439	44,080
	SH+S V2	20,192	4,038	21,404	-0,550	10,91 5	-11,772	44,080
Corbeau	CN	3,834	0,000	3,834	-0,189	9,537	-0,724	0,000
	SH	3,834	0,767	3,834	-0,189	9,537	-0,724	7,313
	SH+S V1	3,834	0,767	3,604	-0,189	9,537	-0,681	7,313
	SH+S V2	3,834	0,767	4,064	-0,189	9,537	-0,768	7,313
Mur en retour	CN	145,700	0,000	145,700	1,742	6,215	253,880	0,000

	SH	145,700	29,140	145,700	1,742	6,215	253,880	181,118
	SH+S V1	145,700	29,140	136,958	1,742	6,215	238,647	181,118
	SH+S V2	145,700	29,140	154,442	1,742	6,215	269,113	181,118
Mur frontal	CN	350,598	0,000	350,598	0,000	5,615	0,000	0,000
	SH	350,598	70,120	350,598	0,000	5,615	0,000	393,722
	SH+S V1	350,598	70,120	329,562	0,000	5,615	0,000	393,722
	SH+S V2	350,598	70,120	371,634	0,000	5,615	0,000	393,722
Semelle	CN	378,000	0,000	378,000	3,800	0,750	1436,400	0,000
	SH	378,000	75,600	378,000	3,800	0,750	1436,400	56,700
	SH+S V1	378,000	75,600	355,320	3,800	0,750	1350,216	56,700
	SH+S V2	378,000	75,600	400,680	3,800	0,750	1522,584	56,700
Total culée à vide	CN	898,324	0,000	898,324	/	/	1678,450	0,000
	SH	898,324	179,665	898,324	/	/	1678,450	682,933
	SH+S V1	898,324	179,665	844,425	/	/	1577,743	682,933
	SH+S V2	898,324	179,665	952,224	/	/	1779,157	682,933
Dalle de transition	CN	38,850	0,000	38,850	2,100	9,880	81,585	0,000
	SH	38,850	7,770	38,850	2,100	9,880	81,585	76,768

	SH+S V1	38,850	7,770	36,519	2,100	9,880	76,690	76,768
	SH+S V2	38,850	7,70	41,181	2,100	9,880	86,480	76,768
Remblais sur la dalle de transition	CN	27,972	0,000	27,972	2,100	10,63 0	58,741	0,000
	SH	27,972	5,594	27,972	2,100	10,63 0	58,741	59,468
	SH+S V1	27,972	5,594	26,294	2,100	10,63 0	55,217	59,468
	SH+S V2	27,972	5,594	29,650	2,100	10,63 0	62,266	59,468
Remblais sur la semelle	CN	705,976	0,000	705,976	1,900	6,680	1341,354	0,000
	SH	705,976	141,19 5	705,976	1,900	6,680	1341,354	943,18 4
	SH+S V1	705,976	141,19 5	663,617	1,900	6,680	1260,873	943,18 4
	SH+S V2	705,976	141,19 5	748,335	1,900	6,680	1421,836	943,18 4
La surcharge Q (t/m2)	CN	51,800	0,000	51,800	2,100	9,880	108,780	0,000
	SH	51,800	10,360	51,800	2,100	9,880	108,780	102,35 7
	SH+S V1	51,800	10,360	48,692	2,100	9,880	102,253	102,35 7
	SH+S V2	51,800	10,360	54,908	2,100	9,880	115,307	102,35 7
Total culée + remblais	CN	1722,92 2	0,000	1722,92 2	/	/	3268,911	0,000
	SH	1722,92 2	344,58 4	1722,92 2	/	/	3268,911	1864,7 1
	SH+S V1	1722,92 2	344,58 4	1619,54 7	/	/	3072,776	1864,7 1

	SH+S V2	1722,92 2	344,58 4	1826,29 8	/	/	3465,045	1864,7 1
--	--------------------	----------------------	---------------------	----------------------	---	---	-----------------	---------------------

➤ **Poussée dues aux terres et surcharges**

désignation		K_{ah}	les poids (t)	P	V	V(m)	Mr=PV
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,334	0,5x1,8x0,334x10,6 ² x11,36	383,689	[10,6/3]+1,5	5,033	1931,233
	SH	0,480	0,5x1,8x0,480x10,6 ² x11,36	551,409	[10,6/3]+1,5	5,033	2775,425
	SH+SV1	0,444	0,5x1,8x0,444x10,6 ² x11,36	510,053	[10,6/3]+1,5	5,033	2567,268
	SH+SV2	0,519	0,5x1,8x0,519x10,6 ² x11,36	596,211	[10,6/3]+1,5	5,033	3000,928
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,334	0,5x1,8x0,334x(1,5) ² x12	8,116	1,5/3	0,500	4,058
	SH	0,480	0,5x1,8x0,480x(1,5) ² x12	11,664	1,5/3	0,500	5,832
	SH+SV1	0,444	0,5x1,8x0,317x(1,5) ² x12	10,789	1,5/3	0,500	5,395
	SH+SV2	0,519	0,5x1,8x0,386x(1,5) ² x12	12,612	1,5/3	0,500	6,306
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,334	0,334x10,6x11,36	40,219	[10,6/2]+1,5	6,800	273,489
	SH	0,480	0,480x10,6x11,36	57,800	[10,6/2]+1,5	6,800	393,038
	SH+SV1	0,444	0,444x10,6x11,36	53,465	[10,6/2]+1,5	6,800	363,560
	SH+SV2	0,519	0,519x10,6x11,36	62,496	[10,6/2]+1,5	6,800	424,972
Surcharge sur la semelle	CN	0,334	1x0,334x1,5x12	6,012	1,5/2	0,750	4,509
	SH	0,480	1x0,480x1,5x12	8,640	1,5/2	0,750	6,480
	SH+SV1	0,444	1x0,444x1,5x12	7,992	1,5/2	0,750	5,994
	SH+SV2	0,519	1x0,519x1,5x12	9,342	1,5/2	0,750	7,007
Total	CN	/	/	423,908	/	/	2204,722
	SH	/	/	609,209	/	/	3168,463
	SH+SV1	/	/	563,518	/	/	2930,828
	SH+SV2	/	/	658,707	/	/	3425,900

➤ **Les sollicitations dues au tablier**

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 460,863 \text{ t}$.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 182,703 \text{ t}$.

désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) P$	H m	V m	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Permanente (Tablier)	CN	417,749	0,000	417,749	-0,7	9,980	-292,424	0,000
	SH	417,749	83,550	417,749	-0,7	9,980	-292,424	833,827
	SH+SV1	417,749	83,550	392,684	-0,7	9,98	-274,879	833,827
	SH+SV2	417,749	83,550	442,814	-0,7	9,98	-309,970	833,827
Surcharge (D240120)	CN	182,703	0,000	182,703	-0,7	12,1	-127,892	0,000
	SH	182,703	36,541	182,703	-0,7	12,1	-127,892	442,141
	SH+SV1	182,703	36,541	171,741	-0,7	12,1	-120,219	442,141
	SH+SV2	182,703	36,541	193,665	-0,7	12,1	-135,566	442,141

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

	$F_H(t)$	V(m)	$M_{F_H0} (t. m/ml)$
B_c	15	9,98	149,700
(T + F + R)	39.54	9,98	394,609

➤ 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	1722,922	/	/	3268,911	0,000
	SH	344,584	1722,922	/	/	3268,911	1864,710
	SH+SV1	344,584	1619,547	/	/	3072,776	1864,710
	SH+SV2	344,584	1826,298	/	/	3465,045	1864,710
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	383,689	/	0,000	5,033	0,000	1931,233
	SH	551,409	/	0,000	5,033	0,000	2775,425
	SH+SV1	510,053	/	0,000	5,033	0,000	2567,268

	SH+SV2	596,211	/	0,000	5,033	0,000	3000,928
Permanente (Tablier)	CN	0,000	417,749	0,000	9,980	0,000	0,000
	SH	83,550	417,749	0,000	9,980	0,000	833,827
	SH+SV1	83,550	392,684	0,000	9,980	-127,892	833,827
	SH+SV2	83,550	442,814	0,000	9,980	-127,892	833,827
Poussée de la terre sur la semelle	CN	8,116	/	0,000	0,500	-120,219	4,058
	SH	11,664	/	0,000	0,500	-135,566	5,832
	SH+SV1	10,789	/	0,000	0,500	0,000	5,395
	SH+SV2	12,612	/	0,000	0,500	0,000	6,306
La surcharge Q (t/m2)	CN	40,219	/	0,000	6,800	0,000	273,489
	SH	57,800	/	0,000	6,800	0,000	393,038
	SH+SV1	53,465	/	0,000	6,800	0,000	363,560
	SH+SV2	62,496	/	0,000	6,800	0,000	424,972
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,000	182,703	-0,700	12,100	-127,892	0,000
	SH	36,541	182,703	-0,700	12,100	-127,892	442,141
	SH+SV1	36,541	171,741	-0,700	12,100	-120,219	442,141
	SH+SV2	36,541	193,665	-0,700	12,100	-135,566	442,141
Surcharge (D240)	CN	6,012	/	0,000	0,750	0,000	4,509
	SH	8,640	/	0,000	0,750	0,000	6,480
	SH+SV1	7,992	/	0,000	0,750	0,000	5,994
	SH+SV2	9,342	/	0,000	0,750	0,000	7,007
Bc freinage	CN	15,000	0,000	/	9,980	0,000	149,700
	SH	15,000	0,000	/	9,980	0,000	149,700
	SH+SV1	15,000	0,000	/	9,980	0,000	149,700
	SH+SV2	15,000	0,000	/	9,980	0,000	149,700
Poussée du Surcharge sur la	CN	0,000	51,800	2,100	9,880	108,780	0,000
	SH	10,360	51,800	2,100	9,880	108,780	102,357

semelle	SH+SV1	10,360	48,692	2,100	9,880	102,253	102,357
	SH+SV2	10,360	54,908	2,100	9,880	115,307	102,357
T+R+F	CN	39,540	0,000	/	9,980	0,000	394,609
	SH	39,540	0,000	/	9,980	0,000	394,609
	SH+SV1	39,540	0,000	/	9,980	0,000	394,609
	SH+SV2	39,540	0,000	/	9,980	0,000	394,609

➤ Les charges permanentes

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	391,805	2140,671	3148,692	1935,291
SH	991,207	2140,671	3133,345	5479,794
SH+SV1	948,977	2012,231	2944,884	5271,199
SH+SV2	1036,957	2269,112	3337,153	5705,771

➤ Les surcharges

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	61,231	234,503	-19,112	423,189
SH	128,340	234,503	-19,112	1087,236
SH+SV1	123,357	220,433	-17,965	1057,758
SH+SV2	133,739	248,573	-20,259	1119,170

➤ R+F+T

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	39,540	/	/	394,609
SH	39,540	/	/	394,609
SH+SV	39,540	/	/	394,609

SH+SV	39,540	/	/	394,609
--------------	--------	---	---	---------

13.6.2. Combinaison

CN :

ELU: $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS: $G + 1,2Q + 0,6T$

Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
ELU	658,538	3265,111	4220,155	3605,433
ELS	489,006	2422,075	3125,757	2679,883

CS: $G + Q + 0,6T$

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV2	1194,419	2517,685	3316,894	7061,707

➤ **Combinaisons :** Les résultats obtenus dans le tableau suivant

Avec : $M_{nette} = |M_{FH} - M_{FV}|$

		F_H(t)	F_V(t)	M_{nette}(t. m)
E. L. S	CN	489,006	2422,075	445,874
E. L. U	CN	658,538	3265,111	614,722
	CS	1194,419	2517,685	799,209

13.6.3. Effort revenant à chaque pieu

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$R_i = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec : n nombre de pieux (12 pieux)

➤ **Exemple de calcul :**

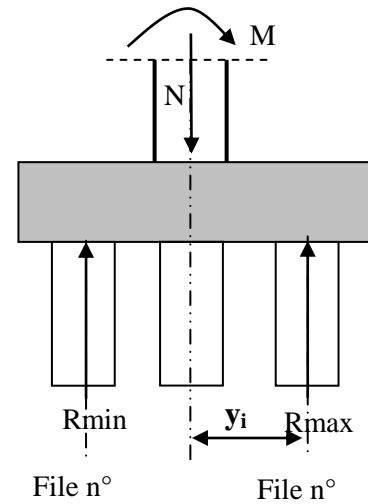
Condition normale(ELU) :

On a : N = 3167,753t.

$$M = 614,722t.m$$

$$R_{\max} = \frac{3265,111}{12} + \frac{614,722 \times 3}{12 \times 3^2} = \mathbf{289,168t}$$

$$R_{\min} = \frac{2422,075}{12} - \frac{445,874 \times 3}{12 \times 3^2} = \mathbf{214,225t}$$



		$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$	$R_{min}(t)$	$R_{max}(t)$
E. L. S	CN	2422,075	445,874	197,711	214,225
E. L. U	CN	3265,111	614,722	266,401	289,168
	CS	2517,685	799,209	202,407	232,007

On a : $R_{Min} = 214,225t > 0$ (il n'y a pas risque de soulèvement des pieux.)

$R_{Max} = 289,168t < \bar{Q} = 473,557 t$ (Pas de risque de tassement.)

13.6.4. Calcul du ferrailage :

❖ **Ferrailage de la semelle :**

On applique la méthode des moments.

➤ **les armatures transversales inférieures :**

➤ **ELU :**

On a : $R_{\max} = 369,074t$

$$M_{1,ult} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$= 289,168 \left(\frac{3}{2} - 0,35 \times 1,5 \right) = \mathbf{281,939 t.m}$$

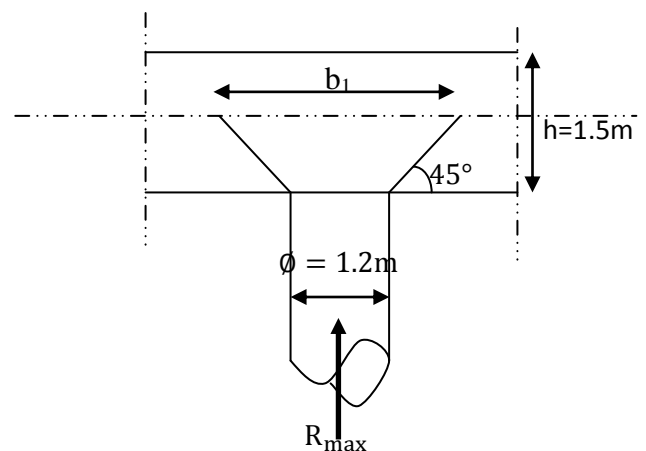
Un prend une bande de calcul de b_1 tel que:

$$b_1 = \phi_{pieu} + h = 1,2 + 1,7$$

$$b_1 = 2,7m$$

La section d'armature est calculée par **SECOTEC** :

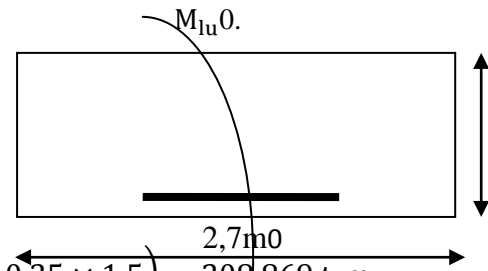
$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$



$$A_{st} = 60,91 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS**

$$\text{On a : } R_{\max} = 273,682 \text{ t.}$$



$$M_{1,ser} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 214,225 \left(\frac{3}{2} - 0,35 \times 1,5 \right) = 208,869 \text{ t. m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 1,165$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 1794,911 \text{ t. m}$$

$$M_{Rb} = 1794,911 \text{ t. m} > M_{1,ser} = 387,26 \text{ t. m} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_{1,ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 74,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{st,ult}, A_{st,ser}) = 74,69 \text{ cm}^2$$

soit **14HA32** ($A_{st} = 112,6 \text{ cm}^2$).

L'espacement entre les barres :

$$S_t = \frac{\emptyset + h - C}{15 - 1} = \frac{2,6}{13} = 0,2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Les armatures transversales supérieures**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{74,69}{10} = 7,47 \text{ cm}^2$$

soit **10HA20** ($A_{st} = 31,42 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,6}{9} = 0,28 \text{ m} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Les armatures longitudinales inférieures**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st,ser}}{3} = \frac{74,69}{3} = 24,9 \text{ cm}^2$$

soit **12HA20** ($A_{st} = 37,7 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,6}{11} = 0,28 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 22 \text{ cm.}$$

➤ **Les armatures longitudinales supérieures**

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{74,69}{10} = 7,47 \text{ cm}^2$$

soit **10HA20** ($A_{st} = 31.42 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,6}{9} = 0,28\text{m} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}.$$

13.6.5. Schéma de ferrailage

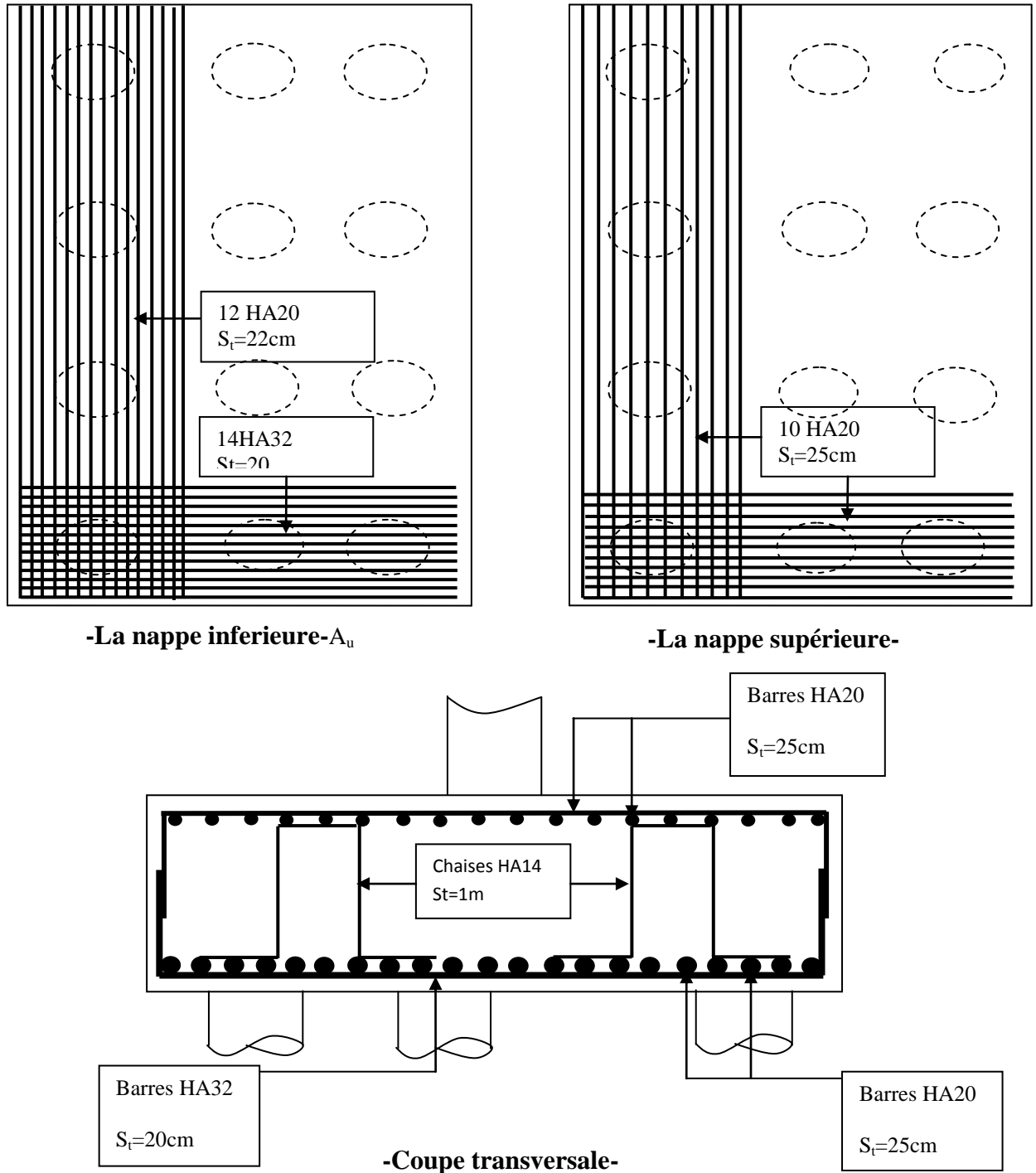


Figure 13.8. Schéma de ferrailage de la semelle.

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

$M = 614,722t.m$

$F_v = 3265,111t$

$F_h = 658,538t$

t

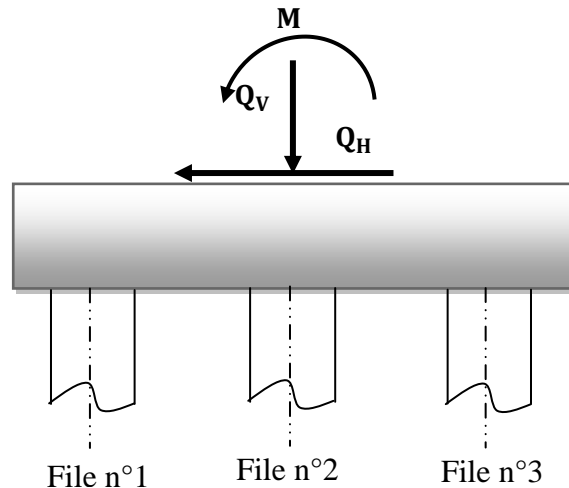
b. En condition sismique

$M = 7061,707t.m$

$F_v = 2517,685t$

$F_h = 1194,419t$

➤ **Résultats**



		conditions sismique	conditions normal
M et N obtenus par Excel	M (t.m)	37,67	178,45
	N(t)	287,85	301,45
La section donnée par SOCOTEC		0	43,25

✓ **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 :

$$A_{s \text{ min}} = 0,5\% \cdot B = \left(\frac{0,5}{100}\right) \left(\frac{\pi \times 120^2}{4}\right) = 56,52 \text{ cm}^2$$

D’après la section A_s trouvée on peut dire que les pieux de cette fondation sont relativement peu sollicités, donc on se contentera d’un ferrailage égal au ferrailage minimal.

$A_s = 56,52 \text{ cm}^2$ soit 12 HA 25.

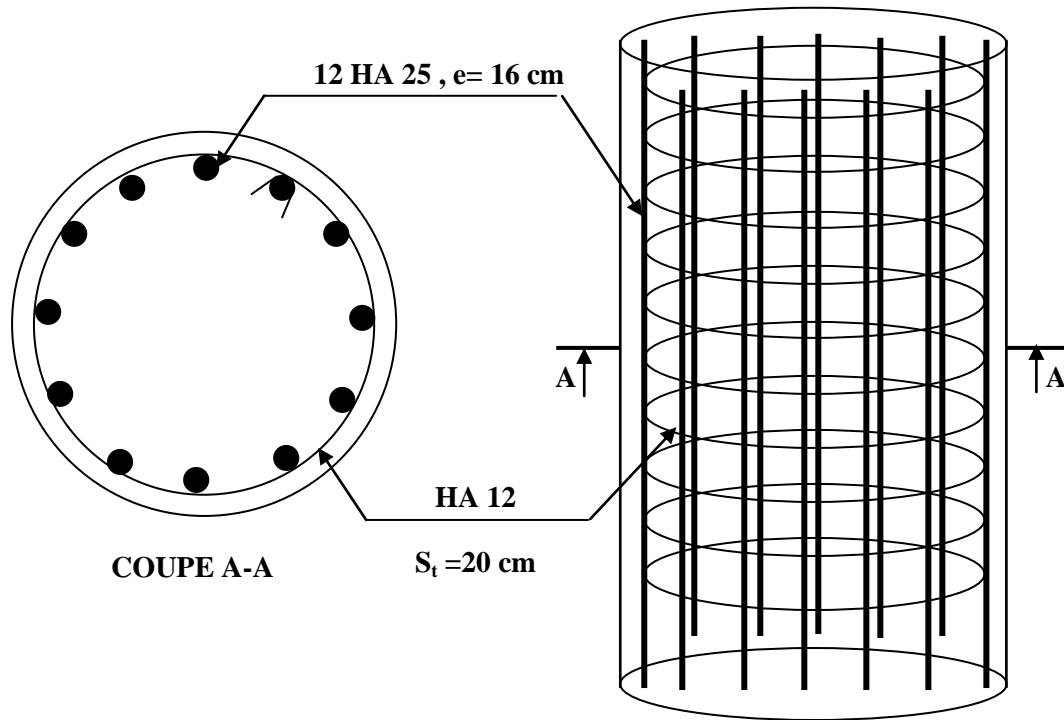


Figure 13.9.Schéma de ferrailage du pieu.

CONCLUSION

GENERAL

Conclusion générale

Notre projet a été pour but concevoir et étudier d'un pont à poutres multiples sur oued Safsaf au PK 1+600 situé sur la route nationale N°3AB reliant EL HARROUCH et AZZABA Wilaya de Skikda inscrit dans le projet de dédoublement de cette dernière.

Pour cela, on a opté à la stratégie suivante :

Premièrement, il fallait proposer des variantes et pour notre cas, on a proposé quatre variantes qui sont : pont mixte ou métallique, béton armée, Pont a caisson ferme et pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.

Après le passage pré dimensionnement des trois variantes et en basant sur des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution la variant choisie était celle du pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.

Deuxièmement, on a entamé l'étude détaillée de la variante choisie.

Notre étude peut être décomposée en deux parties :

La premier s'agit de déterminer le nombre et la section des câbles de précontrainte qui assurent la résistance des sections des poutres choisies puis on vérifie les contrainte de compression et de traction de au sein des sections à différentes positions.

La deuxième étape présente l'étude des fondations de l'ouvrage où on pré dimensionne et on calcule les piles (fondations superficielles) et aussi les piles sous chaque fondation (fondations profonde).

On peut dire ici que la partie la plus délicate était celle qui concerne l'étude de la précontrainte et sa vérification correspondante.

A la fin de ce travail, on a pu acquis une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément les ponts à poutres mais elle reste toujours imparfait et qui devra être compléter dans la vie professionnelle.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] : Document ressource des ponts, année 2007-2008 sous la direction de Michel Loisy.
- [2] : Guide du projeteur ouvrages d'art SETRA (ponts courants), janvier 1999.
- [3] : Surcharges routières : Le titre II du fascicule 61 du CPC.
- [4] : RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, ministre des travaux publics, 2008.
- [5] : Règles B.A.E.L. 91, modifiées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites, Février 2000.
- [6] : Règles B.P.E.L. 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites, Avril 1992.
- [7] : Guide SETRA, pont à poutres préfabriquées précontrainte par poste-tension, centre technique des ouvrages d'art, France, 1996.
- [8] : Béton armé précontraint : fascicule 62-titre I.
- [9] : Guide technique SETRA : service d'études techniques des routes et autoroutes.
- [10] : Cours résistance des matériaux de 3^{ème} année, 2014/2015.
- [11]: Guide SETRA, guide projeteur ouvrages d'art ponts courants, centre technique des ouvrages d'art, France, 1999.
- [12]: Documents SETRA.
- [13]: Service d'études techniques des routes et autoroutes. juillet 2007, Appareils d'appui en Élastomère fretté.
- [14]: Guide technique SETRA (Joints de chaussée des ponts-routes), décembre 2013.
- [15]: Document **FOND 72, Fascicule 4.**
- [16] : Mémoire de fin d'étude (Zemamouche, Meghar) étude d'un pont à poutre en béton précontraint, 2010.

