

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi-BBA
Faculté des sciences et de la technologie
Département génie civil

جامعة محمد البشير الابراهيمي برج بوعريريج
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية



Mémoire de fin d'étude

PRESENTE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

Filière : Génie Civil

Option : Matériaux En Génie Civil

Thème :

**ÉTUDE D'UN PONT ROUTIER EN BÉTON
PRÉCONTRAIT**

Présenté par : MANA Hamza

LAFANI Mehdi

Encadreur :

Mr. ABDMEZIANE Nabil

Soutenu le : 03-07-2018

Devant le jury :

Président : ROKBANE Abdelmadjid

MAA Université de BBA

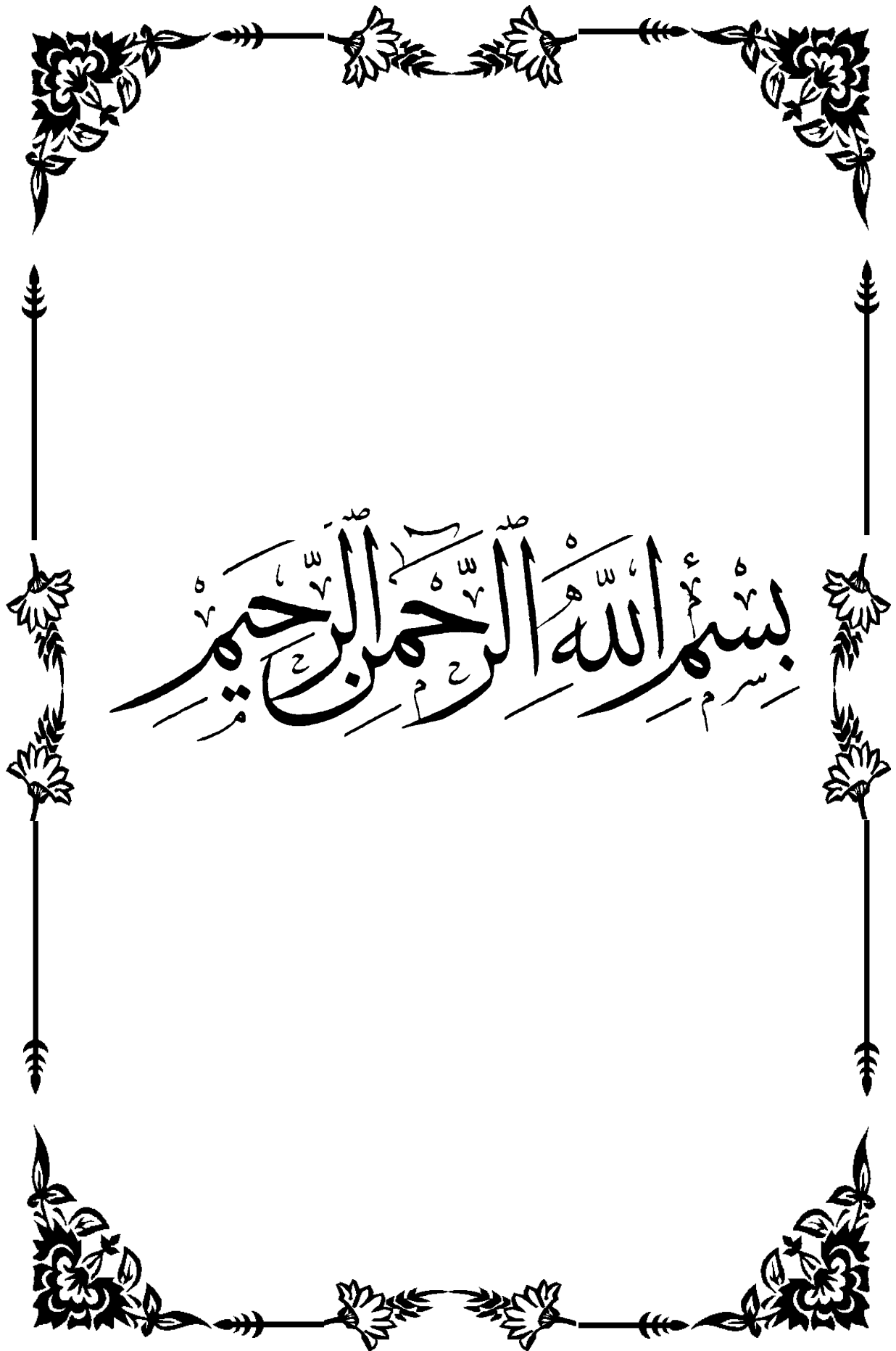
Examineur : BOUGLADA Mohamed Salah

MAA Université de BBA

Examineur : MAZOUZ Badis

MAA Université de BBA

Année Universitaire : 2017/2018.



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

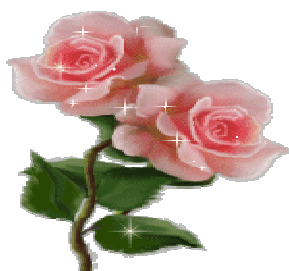
Nous citons nommément :

- ✓ *A notre encadreur Mr. ABDMEZIANE Nabil pour avoir accepté de nous prendre en charge ;*
- ✓ *A tous les enseignants de FACULTE S.T ET DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement ;*
- ✓ *Aux personnes de la BUREAU D'ETUDE A .C .B .M ; M.BISSAT Samir et M. BABOUCHE Hocine ;*
- ✓ *Aux personnes de la D.T.P de BBA surtout ; M. SABENE Sadek et LOUCIF Anter ;*
- ✓ *Aux l'enseignement ; Mr. REFFAS Brahim, UNV.de BOUIRA ;*
- ✓ *Aux personnes de la bibliothèque l'ENTP -GARIDI-KOUBA.*

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider par ; ROKBANE Abdelmadjid et d'examiner par ; BOUGLADA Mohamed Salah et MAZOUZ Badis ce modeste travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encourager et nous ont soutenus.

*MANA HAMZA
LAFANI MEHDI*





Dédicace

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail

Je dédie ce modeste travail :

✓ *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*

Ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils.

A mon père (Messoude), qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie avant de mourir " Allah Yarahimo ".

✓ *A mes grands frères sur tout (ELhadj abbas) et sont fils (Fouaz); mes grandes sœurs et toutes leurs progénitures ;*

✓ *A mes deux frères (Bilal), (Issam) sur tout sont fils (Messoude) et mes petites sœurs, qui je souhaite une très grande réussite dans leurs vies ;*

✓ *A ma famille et ma belle-famille. Et tous mes proches.*

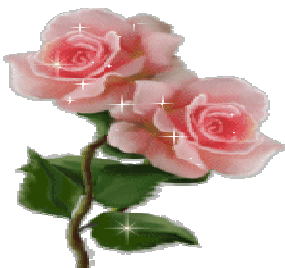
✓ *A mes chers amis surtout ; Bouafia Abdalah, Mana Mourad et Bengasmia farouk;*

✓ *A tous mes amis sans exception ;*

✓ *A mon binôme (Mehdi) qui a partagée avec moi ce travail dans les bons et le mauvais moment et toute la promotion 2018 ;*

✓ *A mon encadreur et tous les enseignantes de Département Génie Civil.*

MANA HAMZA



Dédicace

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail

Je dédie ce modeste travail :

✓ *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*

Ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils.

A mon père (Abd elouahed), qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie avant de mourir "Allah Yarahmo".

✓ *A mon grand-père (Salah), et ma grand-mère ;*

✓ *A mes oncles et mes tantes et toutes leurs progénitures ;*

✓ *A mes deux frères (Ayoub; Zakaria) qui je souhaite une très grande réussite dans leurs vies ;*

✓ *A ma famille et ma belle-famille. Et tous mes proches.*

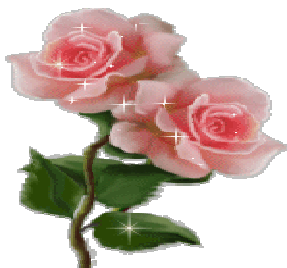
✓ *A tous mes amis sans exception.*

✓ *A mes chers amis de L'INELLE surtout ; ARIBI Yacine et GUERMI Hamza ;*

✓ *A l'enseignants ; M. Bengasmia farouk ;*

✓ *A mon binôme (Hamza) qui a partagée avec moi ce travail dans les bons et le mauvais moment et toute la promotion 2018 ;*

✓ *A mon encadreur et tous les enseignantes de Département Génie Civil.*



LAFANI MEHDI

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :.....	1
------------------------------	---

CHAPITRE I : RECHERCHE SUR LES PONTS

I.1.Historique d'évolution des ponts au cours des temps :.....	3
I.2.Premiers exemples de pont :.....	3
I.2.1.Pont en pierre :.....	4
I.2.2.Ponts suspendu :.....	4
I.2.3.Ponts haubanés :.....	5
I.2.4.Pont métallique :.....	6
I.2.5.Ponts en béton armé :.....	6
I.2.6.Ponts tunnel :.....	7
I.2.7.Pont cadre et portique :.....	7
I.2.8.Pont en arc :.....	8
I.3.Classification des ponts :.....	8
I.3.1.Selon la nature de la voie portée :.....	8
I.3.2.Classification selon la structure :.....	9
I.3.2.1.Ponts à poutres :.....	9
I.3.2.2.Les ponts-dalles :.....	9
I.3.2.3.Ponts en arc :.....	11
I.3.2.4.Les ponts à béquilles :.....	11
I.3.2.5.Ponts à câbles :.....	13
I.3.2.6.Les ponts suspendus :.....	13
I.3.2.7.Les ponts à haubans :.....	13
I.3.3.Classification selon la nature :.....	14
I.3.3.1.Ponts fixes :.....	14
I.3.3.2.Ponts mobiles :.....	14
I.3.3.3.Ponts provisoires :.....	14
I.3.4.Classification selon la taille :.....	14
I.3.4.1.Ponts non courants :.....	14
I.3.4.2.Ponts courants :.....	14
I.3.5.Classification selon la brèche franchie :.....	15

<i>I.3.5.1. Viaduc</i> :.....	15
<i>I.3.5.2. Nature de la brèche</i> :.....	15
<i>I.3.5.3. Plages de portées selon le type</i> :.....	15
I.4. Les types des ponts en béton précontrainte :.....	15
I.4.1. Pont multi-poutre :.....	15
I.4.2. Pont caisson :.....	16
I.4.3. Conception du câblage de précontrainte :.....	16
I.4.4. Les ponts de grandes portées :.....	17
<i>I.4.4.1. les ponts suspendus</i> :.....	17
<i>I.4.4.2. Les ponts à haubans</i> :.....	17
I.5. Les ponts en béton précontrainte :.....	17
I.5.1. Principe de la précontrainte :	17
I.5.2. Mode de la précontrainte :.....	18
<i>I.5.2.1. Précontrainte par pré-tension</i> :.....	18
<i>I.5.2.2. Précontrainte par post-tension</i> :.....	19
I.6. Equipement des ponts en BA ou BP :.....	19
I.6.1. Le tablier :.....	19
I.6.2. La culée :.....	19
I.6.3. La pile :.....	20
I.6.4. Organes de sécurité :.....	20
I.6.5. Joint de chaussée :.....	20
I.6.6. Un appareil d'appui :.....	20
I. 7. Conclusion :.....	21

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction :.....	22
II.2. Présentation de l'ouvrage :.....	22
II.3. Les données relatives au projet :.....	23
II.3.1. Les données fonctionnelles :	23
II.3.2. Les données naturelles :.....	25
II.4. Conclusion :.....	26

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE DU PONT

III.1. Introduction :.....	27
-----------------------------------	----

III.2.Choix et type d'ouvrage :	27
III.3.Comment procéder au choix :	27
III.4.Conception de tablier :	27
III.4.1.Variante 2 : Les ponts à poutres en béton précontraintes :	28
III.4.1.1.Les avantages et les inconvénients de la poutre :	28
III.4.1.2.Pré dimensionnements :	29
III.4.2.Variante 2: Pont mixte a poutres métalliques :	32
<i>III.4.2.1.Les avantages et les inconvénients de la poutre :</i>	32
<i>III.4.2.2.Pré dimensionnement de la poutre :</i>	33
III.5.Conception des culées :	35
III.5.1.Introduction :	35
III.5.2.Fonction des culées :	35
III.5.3.Choix du type de culée :	36
III.5.4.Culée remblayée :	36
III.6.Les fondations :	37
III.6.1.Introduction :	37
III.6.2.Classification des fondations :	37
III.6.3.Choix des pieux :	38
III.6.4.Semelle de liaison :	38
III.6.5.Dimensionnement de la semelle :	38
III.7.Dimensionnement des éléments du tablier :	39
III.8.Les équipements du pont :	39
III.8.1.Introduction :	39
III.8.2.Etanchéité :	40
III.8.3.La couche de roulement :	40
III.8.4.Les trottoirs :	40
III.8.5.Les corniches :	40
III.8.6.Les dispositions retenues :	41
III.9.Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :	42
III.9.1.Caractéristique géométriques de la poutre d'about :	44
III.9.2.Caractéristique géométriques de la poutre mi travée :	46
III.10.Conclusion :	48

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET MATERIELS

IV.1.Caractéristiques des matériaux :.....	49
IV.1.1.Béton :.....	49
IV.1.1.1.Qualités requises :.....	49
IV.1.1.2.Résistance à la compression :.....	49
IV.1.1.3.Résistance à la traction :.....	50
IV.1.1.4.Déformations longitudinales instantanées :.....	50
IV.1.1.5.Diagramme de Contrainte et Déformation :.....	50
IV.1.1.6.Déformations différées :.....	51
IV.1.1.7.Module de déformation transversale du béton :.....	52
IV.1.2.Acier :.....	53
IV.1.2.1.Acier passives :.....	53
IV.1.2.2.Armatures actives :.....	55
IV.2.Matériels :.....	57
IV.3.conclusion :.....	58

CHAPITRE V : CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1.Introduction :.....	59
V.2.Calcul des charges :.....	59
V.2.1.Calcul de la charge permanente (CP) :.....	59
V.2.1.1.Les éléments poutres :.....	59
V.2.1.2. L'élément dalle :.....	60
V.2.1.3. Les éléments entretoisent :.....	61
V.2.3.Calcul du complément des charges permanente (CCP) :.....	62
V.2.3.1. Le revêtement et l'étanchéité :.....	62
V.2.3.2. Le trottoir :.....	62
V.2.3.3. La corniche :.....	62
V.2.3.4. Glissière de sécurité :.....	62
V.2.3.5. Garde-corps :.....	62
V.3. Calcul des surcharges:.....	63
V.3.1. Caractéristiques du pont :.....	63
V.3.2. Evaluation des surcharges :.....	63
V.3.2.1. Système de charges $A(l)$:.....	63

<i>V.3.2.2. Système de charges B</i> :.....	65
<i>V.3.2.3. Charge militaire M_{C120}</i> :.....	68
<i>V.3.2.4. Charge exceptionnelle (D240)</i> :.....	69
<i>V.3.2.5. Les Surcharges sur trottoir</i> :.....	70
<i>V.3. 2.6. Forces de freinage</i> :.....	70
V.3.3. Calcul des éléments de réduction :.....	71
<i>V.3.3.1. Calcul des éléments de réduction dus au poids propre</i> :.....	71
<i>V3.3.2. Calcul des éléments de réduction dus à la surcharge</i> :.....	72
V.4. Conclusion :.....	82

CHAPITRE VI : EFFORTS DANS LE TABLIER (LOGICIEL ROBOT)

VI.1.Introduction :.....	83
VI.2.Présentation de logiciel :.....	83
VI.2.1.Quelques étapes à suivre pour la modélisation :.....	84
VI.2.2.Disposition des différents cas de charges :.....	85
VI.3.Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants par poutre :.....	87
VI.4.Ferraillage de l'hourdis :.....	88
VI.5.Etude de l'entretoise :.....	94
VI.6.Modélisation de variante N° 02 :.....	95
VI.6.1.Calcul des efforts et moments longitudinale :.....	95
VI.6.2.Caractéristiques géométriques du PRS :.....	96
VI.6.3.Vérification de stabilité des moments :.....	96
V.6.4.Vérification de l'âme au voilement :.....	96
VI.6.5.Vérification au cisaillement :.....	97
VI.7.Conclusion :	98

CHAPITRE VII : ETUDE DES P.P PRECONTRAINTES ET FERRAILLAGES

VII.1.Introduction :.....	99
VII.2.Précontrainte par pré tension :.....	99
VII.3.Pertes de la précontrainte :.....	99
VII.4.Etude de la précontrainte :.....	100
VII.4.1.Données de calcul :.....	100

VII.4.2.Détermination de l'effort de précontrainte et le nombre de Toron :.....	101
VII.4.3.Vérification des contraintes a la mise en tension :.....	102
VII.4.4.Emplacement des torons :.....	103
VII.4.5.Caractéristiques géométriques de la section homogénéité :.....	105
VII.4.6.Pertes de la précontrainte :.....	106
VII.4.6.1.Les pertes instantanées de la section mi travée :.....	106
VII.4.6.2. Les pertes déferées de la section mi travée :.....	108
VII.4.7.Vérification des contraintes :.....	111
VII.5.Ferraillage de la poutre principale :.....	113
VII.5.1.Ferraillage longitudinale :.....	113
VII.5.2.Armatures de peau :.....	114
VII.5.3.Cadres de talon :.....	115
VII.5.4.Zone d'ancrage des armatures de précontrainte :.....	115
VII.6.Conclusion :.....	117

CHAPITRE VIII : ETUDE DES CULEE

VIII.1.Introduction :.....	118
VIII.2.Choix du type de la culée :.....	118
VIII.3.Dimensionnement des éléments de la culée :.....	119
VIII.3.1.Le sommier d'appui :.....	119
VIII.3.2.Le mur garde grève :.....	119
VIII.3.3.Le corbeau :.....	120
VIII.3.4.Le mur frontal :.....	120
VIII.3.5.Le mur en retour :.....	120
VIII.3.6.La dalle de transition :.....	120
VIII.3.7.La fondation :.....	120
VIII.4.Etude de la stabilité :.....	121
VIII.4.1. Calcul de la stabilité de la culée :.....	122
VIII.4.2. Détermination des C.D.G des éléments de la culée :.....	123
VIII.4.3. calcule des moments et efforts agissant sur la culée :.....	123
VIII.4.4.Calculs des poussées dues aux terres :.....	125
VIII.4.5.Calculs des poussées dues aux Surcharges :.....	126
VIII.5.Vérification de la stabilité :.....	126

VIII.6.Le ferrailage de la culée:.....	127
VIII.6.1.Le mur garde grave :.....	127
VIII.6.1.1.Evaluation des efforts agissant sur mur garde grève :.....	127
VIII.6.1.2. Le ferrailage du mur de grève :.....	129
VIII.6.2.La dalle de transition :.....	131
VIII.6.2.1Evaluation des efforts :.....	131
VIII.6.2.2.Ferrailage de la dalle de transition :.....	132
VIII.6.3.Corbeau :.....	133
VIII.6.4.Mur frontal :.....	134
VIII.6.5.Mur retour :.....	136
VIII.6.6.La semelle :.....	139
VIII.6.6.1.Effort revenant à chaque pieu :.....	141
VIII.6.6.2.Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :.....	143
VIII.6.7.Etude et ferrailage des pieux :.....	145
VIII.6.7.1.Action sur les pieux :.....	145
VIII.6.7.2.Effort tranchant en tête du pieu :.....	146
VIII.6.7.3.Calcul des pieux par la formule de WRANER :.....	146
VIII.6.8.Ferrailage des pieux :.....	147
VIII.6.8.1.Détermination des sollicitations :.....	147
VIII.6.8.2.Détermination de la section d'armature :.....	147
VIII.7.Conclusion :.....	148
 CONCLUSION GENERALE :.....	 149

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE SUR LES PONTS

Fig. I.01 : Le pont de bateau, où un tablier est supporté par des chalands	3
Fig. I.02 : un ancien pont en pontons	3
Fig. I.03 : pont cantilever en bois	4
Fig. I.04 : pont Valentré achevé en (1378)	4
Fig. I.05 : pont de Toncarville (Havre)	5
Fig. I.06 : Le pont suspendu de la Roche Bernard Morbihan (1960)	5
Fig. I.07 : pont de Millau, dont une pile est plus haute	5
Fig. I.08 : Iron bridge - Coalbrookdale -Angleterre- (1779)	6
Fig. I.09 : Arc/poutre-treillis burr (1815)	6
Fig. I.10 : poutre-treillis multiple (1820)	6
Fig. I.11 : le de palmer, sur la rivière Schuykill Etats-Unis	6
Fig. I.12 : La passerelle Mativa (1905), sur la Dérivation à Liège	7
Fig. I.13 : pont tunnel voûté double	7
Fig. I.14 : un pont cadre avec murs en aile	8
Fig. I.15: un pont Portique double	8
Fig. I.16 : le poids du pont en arc	8
Fig. I.17 : pont a poutre	11
Fig. I.18 : pont en arcs	12
Fig. I.19 : pont à câbles	13
Fig. I.20 : Portées des ponts selon leurs types	15
Fig. I.21 : poutre précontrainte	15
Fig. I.22 : Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontraintes	16
Fig. I.23 : Pont de L'île de Ré	16
Fig. I.24 : Câblage de précontrainte	16
Fig. I.25 : Ancrages des câbles suspendus	17
Fig. I.26 : pont suspendu en précontraint	17
Fig. I.27 : pont à haubans	17
Fig. I.28 : Banc de poutre précontrainte	18
Fig. I.29 : réalisation de poutre précontrainte par pré tension	18
Fig. I.30 : réalisation de poutre pré contrainte par post tension	19

Fig. I.31 : un pont à plusieurs travées	20
Fig. I.32 : un pont à organe de sécurité	20
Fig. I.33 : pont à un appareil d'appui	21

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Fig. II.1 : présentation du projet sur la carte (situation du projet)	23
Fig. II.2 : Vue en plan	22
Fig. II.3 : profil en long	24
Fig. II.4 : Profil en travers.....	25
Fig. II.5 : sondages réalisés	26
Fig. II.6 : Carte de zonage après le séisme de Boumerdes (PRA99).....	26

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE DU PONT

Fig. III.01 : Dimension des poutres (about et mi- travée)	32
Fig. III.02 : Dimension de la poutre métallique	34
Fig. III.03 : la culée d'un pont	35
Fig. III.04 : Une culée remblayée	36
Fig. III.05 : dimensions de la culée	37
Fig. III.06 : Les équipements du pont	42
Fig. III.07 : les sections de la poutre (d'about et mi travée)	42
Fig. III.08 : centre de gravité de la poutre	42
Fig. III.09 : Dimension de la poutre d'about sans dalle	44
Fig. III.10 : Dimension de la poutre d'about + dalle	45
Fig. III.11 : Dimension de la poutre mi travée sans dalle	46
Fig. III.12 : Dimension de la poutre mi travée + dalle	47

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET MATERIELS

Fig. IV.01 : le béton	49
Fig. IV.02 : Diagramme de Contrainte et Déformation	50
Fig. IV.03 : l'acier	53
Fig. IV.04 : diagramme de contrainte et déformation	54
Fig. IV.05 : acier actif ou toron pour post-tension	55

Fig. IV.06 : diagrammes des efforts et déformation	56
Fig. IV.07 : diagrammes des efforts et déformations	57
Fig. IV.08 : ferrailage en place centre de poutre préfabriqué	57
Fig. IV.09 : Vérins hydraulique	58
Fig. IV.10 : clavette d'ancrage	58
Fig. IV.11 : les différents types d'ancrages	58

CHAPITRE V : CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES

Fig. V.01 : Variation de la section	59
Fig. V.02 : la dalle	60
Fig. V.03 : Les dimensions de l'entretoise	61
Fig. V.04 : Le revêtement et l'étanchéité	62
Fig. V.05 : Les dimensions de la corniche	62
Fig. V.06 : Système de charge B_c	65
Fig. V.07 : Les dimensions du système B_t	67
Fig. V.08 : Système de charge B_r	68
Fig. V.09 : Charge militaire M_{C120}	69
Fig. V.10 : Vue en plan de charge exceptionnelle	70
Fig. V.11 : la résultante de la charge B_c de 1^{ère} cas	73
Fig. V.12 : la résultante de la charge B_c de 2^{ème} cas	74
Fig. V.13 : sollicitation de l'effort tranchant (B_c)	76
Fig. V.14 : la résultante de la charge (B_t)	76
Fig. V.15 : sollicitation de l'effort tranchant (B_t)	77
Fig. V.16 : la résultante de la charge (M_{C120})	78
Fig. V.17 : Sollicitation de l'effort tranchant (M_{C120})	78
Fig. V.18 : la résultante de la charge ($D240$)	79
Fig. V.19 : Sollicitation de l'effort tranchant ($D240$)	79

CHAPITRE VI : EFFORTS DANS LE TABLIER (LOGICIEL ROBOT)

Fig. VI.01 : choix d'affaire	84
Fig. VI.02 : choix du type de poutre	84
Fig. VI.03 : modélisation de la dalle	85

Fig. VI.04 : système A1 2 voies chargées	85
Fig. VI.05 : surcharge des trottoirs	86
Fig. VI.06 : système de charge B _c 2 voies	86
Fig. VI.07 : système de charge M _c 120	86
Fig. VI.08 : système de charge D240	87
Fig. VI.09 : moment fléchissant max à l'état limite ultime	88
Fig. VI.10 : moment fléchissant max à l'état limite de service	88
Fig. VI.11 : distribution du moment fléchissant (ELU) transversal sur la dalle	89
Fig. VI.12 : distribution du moment fléchissant (ELU) longitudinale sur la dalle	89
Fig. VI.13 : la longueur L _x de la dalle	90
Fig. VI.14 : schéma de ferrailage principal	94
Fig. VI.15 : modélisation de 2 ^{ème} variante	95
Fig. VI.16 : Diagramme de moment max	95
Fig. IV.17 : photo représentative de voilement	96

CHAPITRE VII : ETUDE DES P.P PRECONTRAINTES ET FERRAILLAGES

Fig. VII.1 : Précontrainte par pré tension	99
Fig. VII.2 : emplacement des torons	104
Fig. VII.3 : zone tendue à mi- travée	113
Fig. VII.4 : les 3 zones à l'aval d'app de la précontrainte et la zone de régularisation..	116
Fig. VII.5 : Ferrailage de la poutre pour bonde de 1 m	117

CHAPITRE VIII : ETUDE DES CULEES

Fig. VIII.01 : dimensionnement de la semelle	120
Fig. VIII.02 : les dimensions de la culée	121
Fig. VIII.03: détermination du C.D.G des éléments de la culée	123
Fig. VIII.04 : les charges situées en arrière de mur	128
Fig. VIII.05 : schéma de ferrailage	130
Fig. VIII.06 : la dalle transition	131
Fig. VIII.07 : Le ferrailage de la dalle transition	132
Fig. VIII.08 : Le ferrailage de corbeau	134
Fig. VIII.09 : Le ferrailage de mur front	136

Fig. VIII.10 : Le ferrailage de mur de retour	139
Fig. VIII.11 : la dimension de la semelle	140
Fig. VIII.12 : sollicitation des efforts	143
Fig. VIII.13 : Le ferrailage de la semelle (nappe inferieur)	144
Fig. VIII.14 : Le ferrailage de la semelle (nappe supérieur)	144
Fig. VIII.15 : action des efforts sur pieux	145
Fig. VIII.16 : ferrailage des pieux	148

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tab. II.01 : Caractéristique du pont en question.....	22
---	----

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE DU PONT

Tab. III.01 : Caractéristique géométriques de la poutre d'about sans dalle	44
Tab. III.02 : Caractéristique géométriques de la poutre d'about + dalle	45
Tab. III.03 : Caractéristique géométriques de la poutre mi travée sans dalle	46
Tab. III.04 : Caractéristique géométriques de la poutre mi travée + dalle	47

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET MATERIELS

Tab. IV.01 : les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité	54
--	----

CHAPITRE V : CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES

Tab. V.01 : Poids totale de tablier	63
Tab. V.02 : Les valeurs de coefficient a_1	64
Tab. V.03 : Charge A (L) par voie	65
Tab. V.04 : Les valeurs de coefficient b_c	66
Tab. V.05 : Charge (B_c) par voie	66
Tab. V.06 : valeurs de b_t	67
Tab. V.07 : Charge (b_t) par essieu	68
Tab. V.08. Moment fléchissant et l'effort tranchant dus au poids propre	72
Tab. V.09. Moment fléchissant et l'effort tranchant du Système A(l)	72
Tab. V.10 : Calcul des ordonnées	74
Tab. V.11: Calcul des ordonnées	75
Tab. V.12 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (B_c) pour $x = L / 2$	75
Tab. V.13 : L'effort tranchant dû à la surcharge B_c pour $x = 0$	76
Tab. V.14 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (B_t) pour $x = L / 2$	77
Tab. V.15 : L'effort tranchant dû à la surcharge B_t pour $x = 0$	78
Tab. V.16 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (M_{c120}) pour $x = L / 2$	78

Tab. V.17 : L'effort tranchant dû à la surcharge M_C120 pour $x = 0$	79
Tab. V.18 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (D240) pour $x = L / 2$	79
Tab. V.19 : L'effort tranchant dû à la surcharge D240 pour $x = 0$	80
Tab. V.20 : Moment fléchissant Dus au Surcharge de trottoir pour $x = L / 2$	80
Tab. V.21 : L'effort tranchant dû à la surcharge de trottoir pour $x = 0$	80
Tab. V.22 : récapitulatif des moments dus aux surcharges pour $x = L / 2$	81
Tab. V.23 : récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0$	81

CHAPITRE VI : EFFORTS DANS LE TABLIER (LOGICIEL ROBOT)

Tab. VI.01 : les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants par poutre	87
Tab. VI.02 : les valeurs des moments fléchissant transversale et longitudinale	89
Tab. VI.03 : Ferrailage de l'entretoise à l'ELU	94

CHAPITRE VII : ETUDE DES P.P PRECONTRAINTE ET FERRAILLAGES

Tab. VII.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi- travée	101
Tab. VII.2 : Le centre de gravité des différentes armatures actives	104
Tab. VII.3 : Caractéristique de la poutre d'about	106
Tab. VII.4 : Caractéristique de la poutre mi travée	106

CHAPITRE VIII : ETUDE DES CULEES

Tab. VIII.01 : L'ensemble des paramètres K_{ah} , ε_H et ε_v pour les trois cas existants ...	122
Tab. VIII.02 : les sollicitations agissantes sur la culée	124
Tab. VIII.03 : poussée de terre due aux terres	125
Tab. VIII.04 : poussées dues aux Surcharges	126
Tab. VIII.05 : les moments et efforts globaux	126
Tab. VIII.06 : Vérification de la stabilité de la culée	127
Tab. VIII.07 : les valeurs de M_p/K est données par SETRA PP73	129
Tab. VIII.08 : les efforts sur dalle transition	131
Tab. VIII.09 : Evaluation des efforts sur mur frontal	134
Tab. VIII.10 : Evaluation des efforts et les moments sur la semelle	140
Tab. VIII.11 : Les combinaisons de charges	141
Tab. VIII.12 : les résultats des efforts normaux R_{max} et R_{min}	142



INTRODUCTION GENERALE

D'une manière générale, un pont est un ouvrage en élévation permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc. On distingue plusieurs types de pont selon le mode constructif et les matériaux utilisés (béton armé, béton précontraint , charpente métallique ...etc) et la voie portée comme une voie routière (pont-route) qui permet la circulation des véhicules, une voie piétonne (passerelle), une voie ferroviaire (pont-rail), mais aussi des paramètres environnementaux qui sont rentrent dans la conception d'un pont tel que l'accès libre sous le pont, hauteur de la brèche et la nature géologique du sol à savoir un viaduc qui permet d'enjamber un obstacle long et une grande hauteur de brèche.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. L'exécution des données nécessaires pour l'étude d'un ouvrage nécessitent plusieurs données comme le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques...etc. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité.

Une fois les données de l'ouvrage sont recueillies, l'ingénieur recherche des solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. L'ingénieur doit répondre aux aspects : technique, économique et esthétique de l'ouvrage pour qu'il puisse aboutir au meilleur choix de conception en respectant deux facteurs importants qui sont le délai et le coût.

Dans notre travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont qui représente un passage supérieur d'une route rurale en appliquant les connaissances requises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en exploitant des logiciels de calcul selon le besoin.

Dans le cadre de nos études, nous essayons d'effectuer la conception et l'étude d'un pont à une seule travée isostatique à poutres multiples en béton précontraint traversant un chemin rural sur l'axe du chemin de wilaya **CW 42 Sud** situé à l'entrée de la commune de **BELIMOUR** wilaya de **BORDJ BOU ARRERIDJ** au **PK12+100**.

Le mémoire sera divisé en huit chapitres suivant un cheminement logique des étapes de travail commençant par une recherche sur les ponts suivi par une présentation de l'ouvrage et conception du pont, ainsi une définition des caractéristiques des matériaux puis une évaluation des charges et surcharges et une étude de tablier en utilisant le logiciel **robot structurel** avec le ferrailage des poutres principales précontrainte, et enfin une étude est consacré à l'étude des infrastructures (culées et fondations).

En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est garanti par le respect des règles et de normes spécifiques. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous



l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

Chapitre I:
Recherche sur les
Ponts

Projet de fin d'étude



CHAPITRE I

RECHERCHE SUR LES PONTS

I.1. Historique d'évolution des ponts au cours des temps

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction. Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVII^e siècle. On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant Jésus-Christ. En revanche dans l'architecture égyptienne, la construction en pierre selon le principe montant-linteau dominait, même si l'arc en encorbellement était déjà connu et fréquemment utilisé pour construire les passages, ainsi que pour soutenir les galeries de secours d'aération à l'intérieur des massives pyramides. A Dindereh, on peut encore voir les ruines de trois arches de 3600 avant notre ère. A la fin de la III^e dynastie vers 2475 avant J-C, les égyptiens avaient l'arc et l'utilisaient couramment.

César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les Germains en 55 avant Jésus-Christ.

Les Romains ont créé un système de voie de communication dans tout l'Empire. Les rivières sont franchies soit par des gués, soit par des ponts à une ou plusieurs arches, sur les cours d'eau de moyenne largeur. Ils permettaient la continuité de la circulation en toute circonstance, par exemple en période de crue. Chez les romains, la largeur de la pile est d'environ un tiers de la portée [1].



Fig. I.01 : Le pont de bateau, où un tablier est supporté par des chalands [1].

Après la chute de l'Empire Romain, il resta en Europe de nombreux ponts en arcs, en pierres massives, témoignant de l'habileté des Romains. Mais pendant des siècles, personne ne poursuivit leur ouvrage et cet art se perdit [2].

I.2. Premiers exemples de pont

C'est Hérodote, historien grec du V^e siècle avant notre ère, qui nous laisse de plus ancien commentaire sur un pont, construit au-dessus de l'Euphrate une certaine d'années auparavant. Ce pont reliait les palais de l'ancienne Babylone, situés de part et d'autre du fleuve. Au nombre cent, des piles en pierre soutenaient les poutres en bois de cèdre, de cyprès ou de palmier qui formaient une voie



Fig. I.02 : un ancien pont en pontons [3].



de plus de 10 mètres de largeur et de 180 mètres de longueur, plancher que l'on retrait chaque soir par crainte l'envahisseur, d'après Hérodote.

L'historien évoque le vaste pont flottant construit par le souverain perse Xerxès (environ 519 – 465 avant J-C) : il était constitué de deux rangées parallèles de 360 bateau fixes ensemble et a la berge ancrée dans l'Hellespont, l'actuel détroit des Dardanelles. Ce pont devait servir a faire passer l'armée de Xerxès, de deux million d'hommes et de chevaux, sur l'autre rive pour combattre les Grecs. La traversée dura sept jours et sept nuits [3].

← Fig. I.03 : pont cantilever en bois [3].

I.2.1. Pont en pierre

La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles) [1].

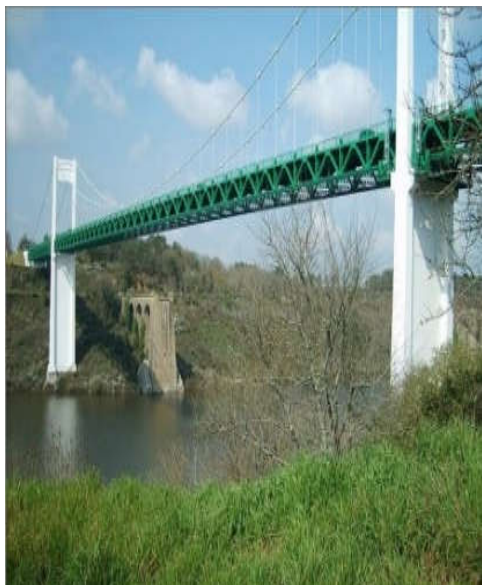
Fig. I.04 : pont Valentré achevé en 1378 [1]. →



La construction des ponts en maçonnerie remonte à une très haute antiquité car le premier pont mentionné dans l'histoire, celui de l'Euphrate, à Babylone, a été édifié vers 1900 avant Jésus-Christ. Encore ce pont n'était-il formé que de travées droites en bois, reposant sur des piles en maçonnerie faites de briques cuites cimentées en asphalte. L'emploi de voûtes en pierres appareillées a vraisemblablement pris naissance en Asie mais le vestige le plus ancien semble être une porte étrusque datant de 800 avant Jésus-Christ. Les Romains ont ensuite emprunté la voûte aux Etrusques et l'ont appliquée à la construction des ponts.

I.2.2. Ponts suspendu : La maîtrise de l'acier a permis la construction des premiers ponts suspendus dès le XIXe siècle. Les ponts suspendus classiques sont conçus selon une technique de construction très ancienne, celle qu'on utilise pour les ponts en lianes, mais avec des câbles en acier et une portée bien plus longue.

Le principe des ponts suspendus est de maintenir le poids du tablier par deux câbles porteurs solidement arrimés aux berges ou sur les massifs d'ancrage, ils comportent :
2 piliers (un de chaque côté) et deux câbles porteurs qui supportent le tablier du pont [2].



< Fig. I.05 : pont de Toncarville (Havre) [2].



Fig. I.06 : Le pont suspendu de la Roche Bernard Morbihan -1960 - [1].

I.2.3.Ponts haubanés

Depuis près de 40 ans, les ponts suspendus s'effacent au profit d'une autre technique, plus légère et plus audacieuse pour la partie bétonnée. Le pont à haubans tel un bateau, les 2 piliers sont appelés "mâts" et les câbles qui soutiennent les mâts, des "haubans". Chaque élément du tablier est soutenu par un câble. Cependant tous ces câbles (haubans) partent des mâts et non pas d'un gros câble qui court d'un pilier à l'autre.

L'évolution des ponts haubanés est marquée en 1967 par H.Homberg, qui conçoit le Friedrich Ebert Brücke à Bonn. Avec une suspension axiale composée de haubans multiples. Cette conception facilitée par l'apparition des moyens de calculs électroniques. Va s'avérer judicieuse pour les ouvrages en béton, pour lesquels une construction par encorbellement est rendue possible par un soutien direct des haubans. Le haubanage multiple s'impose aussi pour des raisons d'esthétique, notamment par la transparence qu'il confère à la structure porteuse.

Fig. I.07 : pont de Millau, dont une pile est plus haute [2].





I.2.4. Pont métallique



Le premier pont métallique a été réalisé en fonte, en Angleterre. Il s’agit de Iron Bridge, construit en 1779 par Abraham Darby III sur la Severn, à Coalbrookdale. Sa portée est de 30,5 m pour une longueur totale de 60 m, et il passe à 30 m au-dessus de la rivière [2].

Fig. I.08: Iron bridge - Coalbrookdale - Angleterre- 1779 [1].

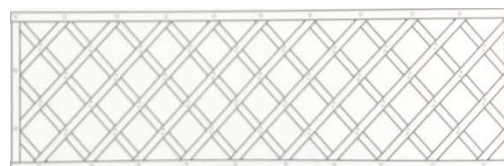
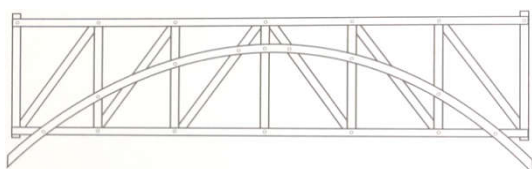


Fig. I.09 : Arc/poutre-treillis burr (1815) [3]. Fig. I.10 : poutre-treillis multiple (1820) [3].

Par la suite, le système du constructeur Pratt inversa les forces de la poutre-treillis Howe en soumettant les éléments verticaux en bois à une compression et les éléments diagonaux en fer à une traction. Ce n’est qu’en 1847 que fut construite la première poutre-treillis entièrement en fer, par l’ingénieur civil américain Whipple : la poutre-treillis bow-string. La membrure supérieure et les éléments de compression verticaux étaient en fonte, tandis que pour la membrure inférieure et les éléments de contreventements diagonaux avait été le fer puddlé [3].

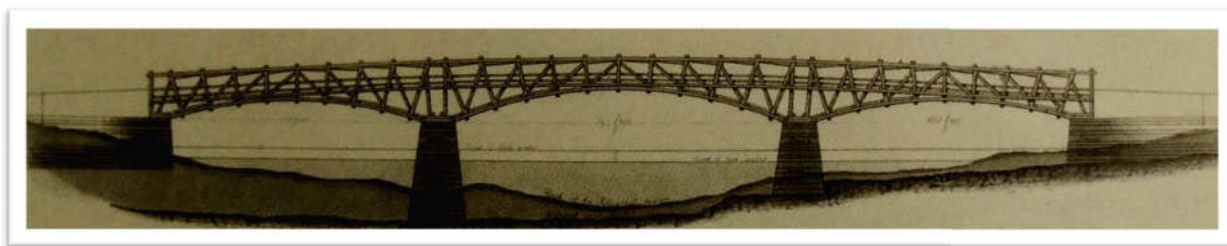


Fig. I.11 : le de palmer, sur la rivière Schuylkill Etats-Unis [3].

I.2.5. Ponts en béton armé

Le béton étant un matériau « pierreux », résistant en compression, mais faible en traction, il est assez logique que la forme structurale des ponts en béton ait d’abord été, comme dans les ponts en maçonnerie, l’arc, qui fonctionne principalement en compression. Liège, avec la passerelle Mativa (55 m) réalisée en 1905 sur projet Hennebique, peut s’enorgueillir de posséder un ouvrage d’art exceptionnel dans l’histoire du béton armé.



Fig. I.12 : La passerelle Mativa (1905), sur la Dérivation à Liège [II].

I.2.6. Ponts tunnel

Ce sont des ponts constitués d'une couverture voûtée en béton armé articulée ou encastrée sur des piédroits latéraux. L'ouvrage peut être coulé en place ou préfabriqué, en partie ou en totalité. Les fondations, en principe toujours superficielles pour ce type d'ouvrage (semelles ou radier) sont adaptées en fonction de la portance du sol de fondation et de l'ouverture.



Fig. I.13 : pont tunnel voûté double [7].

Ce type de structure convient essentiellement pour des ouvrages en remblai avec une forte hauteur de couverture de terre, ce qui est toutefois rarement le cas des tranchées couvertes, ou lorsque l'on recherche une homogénéité architecturale avec une section d'ouvrage voisin ou contiguë. Il est utilisé pour des ouvertures qui peuvent atteindre 13 mètres environ. Au-delà, il convient généralement de passer à une conception de double voûte [7].

I.2.7. Pont cadre et portique

Les ouvrages à une travée du type pont-cadre ou portique en béton armé constituent la majorité des franchissements en passage inférieur lorsque la largeur de la voie franchie est faible ou moyenne (jusqu'à une vingtaine de mètres) et lorsque le biais n'est pas trop accusé. Ils se présentent comme une ouverture rectangulaire dans le talus, assortie de murs de tête dont la fonction est de maintenir les terres, en remblai ou en déblai ou à la fois en remblai et déblai.

Les cadres et portiques sont généralement coulés en place. Cependant, leur conception rustique est également adaptée à une préfabrication qui peut porter sur l'ensemble de l'ouvrage, ou seulement sur certaines de ses parties (piédroits et murs de tête par exemple).

Lorsque la largeur de la brèche franchie est plus importante, il est avantageux de chercher à implanter un appui intermédiaire afin de réduire la longueur des travées et, par voie de



conséquence, l'épaisseur du tablier. On peut envisager, selon les cas, un cadre ou un portique double, de conception voisine de celle d'un cadre ou d'un portique simple, dont un exemple est donné par la **fig. 14** [4].

Fig. I.14 : un pont cadre avec murs en aile [4].

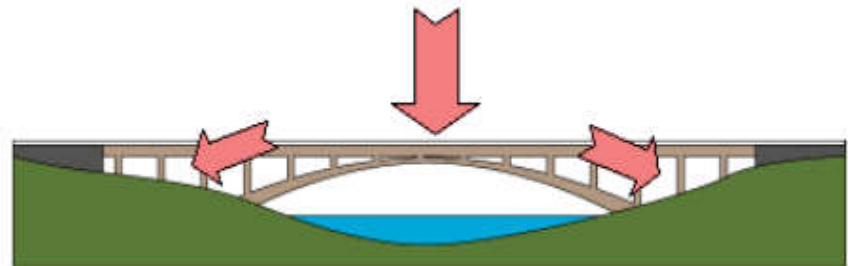


Fig. I.15: un pont Portique double [4].

I.2.8. Pont en arc

Le tablier du pont est porté par une ou plusieurs arches en bois, en pierre, en acier ou en béton armé. La structure exerce sur ses appuis des forces qui ont tendance à les écarter. Le tablier peut être en dessus de l'arc ou en-dessous.

Fig. I.16 : le poids du pont en arc [2]



Les appuis à droite et à gauche sont donc épais pour faire masse et s'opposer aux forces qui s'exercent. Tout le poids du pont était supporté par la clé de voûte : la pierre centrale de l'arc du pont, au sommet de l'arc [2].

I.3. Classification des ponts

La classification des ponts peut être selon des critères propre aux familles d'ouvrages (type de voute pour les ponts voutés ou différentes selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue), l'importance de l'ouvrage (courant-non courant) ou de type de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

I.3.1. Selon la nature de la voie portée

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie portée :



- Un pont-route ou pont routier désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers désignant un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des ponts-routes ;
- Un pont-rail ou pont ferroviaire désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway ;
- Une passerelle désigne un ouvrage portant une voie piétonne, pour les piétons, voire dans certains cas pour les deux-roues ;
- Un pont-aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau ;
- Un pont-canal désigne un ouvrage portant un canal ;
- Un pont-avion ou taxiway ;
- Un éco-duc est un passage construit ou réservé dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques,... etc, de traverser des obstacles construits par l'homme ou résultant de ses activités.

1.3.2. Classification selon la structure

On distingue ainsi les ponts à poutres, les ponts en arc et les ponts à câbles :

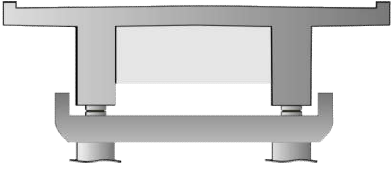

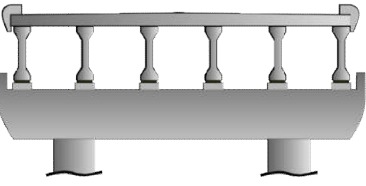

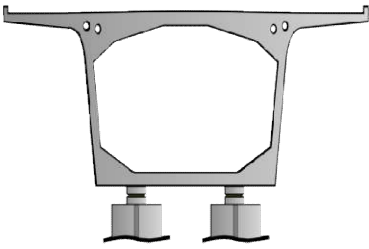

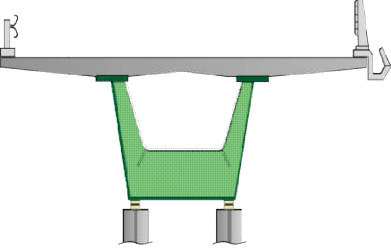

1.3.2.1. Ponts à poutres

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales. Le tablier est, généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console. Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

1.3.2.2. Les ponts-dalles : peuvent être classés dans cette catégorie car les réactions d'appui sont principalement verticales et le modèle de calcul des efforts longitudinaux est celui d'une poutre. Cependant, dans le sens transversal, plusieurs conceptions sont possibles la dalle peut être :

- **Pleine** : en général d'épaisseur constante, avec ou sans encorbellements latéraux ;
- **Elégie** : la présence d'évidements longitudinaux dans la masse de béton permet un gain de poids propre ;
- **Nervurée** : elle peut être simplement nervurée (une seule nervure avec encorbellements latéraux), ou multi nervurée avec un hourdis intermédiaire entre les nervures. Selon les portées, l'épaisseur de la dalle peut être constante ou variable dans le sens longitudinal. Dans le cas des ponts « **bow-strings** » (**fig. I.17**) la poussée de l'arc est équilibrée par la traction du tirant horizontal et rend ainsi les réactions d'appui verticales. Ce cas particulier d'ouvrage, bien qu'apparaissant extérieurement comme un pont en arc, possède un tablier dont le fonctionnement mécanique est celui d'un pont à poutres.



type d'ouvrage		schéma	Photos
pont a poutre	béton armé		
	précontrainte		
	caissons précontraintes		
	caisson en acier		

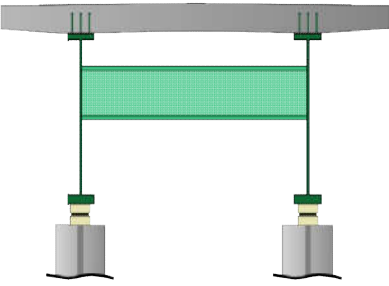



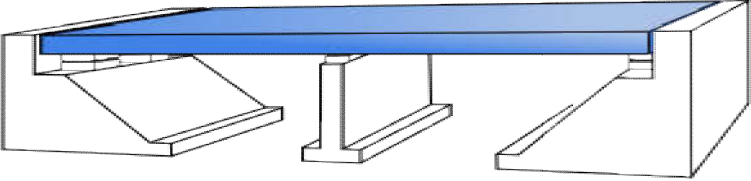
mixte béton / acier		
métallique		
pont dalle		

Fig. I.17.pont a poutre [9].

1.3.2.3.Ponts en arc

Pour ces ouvrages dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la **Poussée**. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m). Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance.

On distingue les arcs à tablier supérieur (**fig. I.18**) pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.

1.3.2.4.Les ponts à béquilles (Verticales ou obliques)

Les ponts verticales ou obliques sont les **portiques** peuvent être rattachés à la famille des arcs (**fig. I.18**) en va de même des portiques ouverts qui sont des ponts à «**béquilles verticales** », d'usage courant sous un remblai de faible épaisseur.



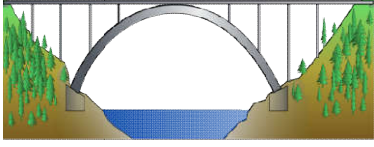

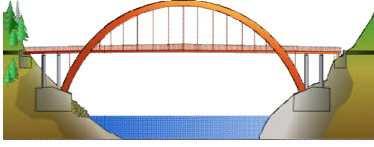

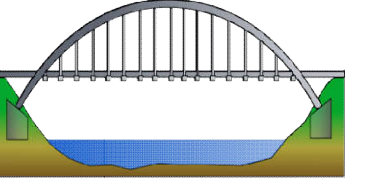

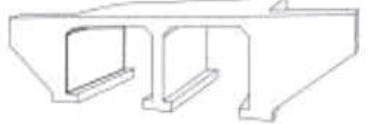

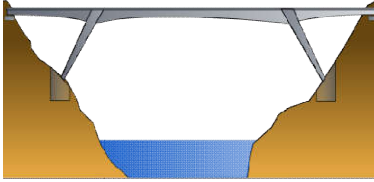

type d'ouvrage	schéma	Photos
tablier supérieur		
tablier intermédiaire (Bow-strings)		
tablier inférieur		
pont double cadre		
pont à béquille		

Fig. I.18.pont en arcs [9].



1.3.2.5. Ponts à câbles

Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement : **les ponts suspendus** (le record actuel de portée est voisin de 1 990 m) et **les ponts à haubans** (record actuel de portée : 890 m).

1.3.2.6. Les ponts suspendus : Sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes. Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes.

1.3.2.7. Les ponts à haubans : Sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans. Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées.

type d'ouvrage	schéma	photos
pont à suspendue		
pont hauban		

Fig. I.19 : pont à câbles [9].



I.3.3. Classification selon la nature

I.3.3.1. Ponts fixes : Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe.

I.3.3.2. Ponts mobiles : Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zone portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe en traine la construction d'ouvrages d'accès implorants et parfois irréalisables par manque de place. Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelques dizaines de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant, il est plus économique d'envisager le franchissement par un pont mobile capable de s'effacer en cas de besoin devant le trafic de la navigation qui est prioritaire.

On peut distinguer :

- Un pont levant, est un pont dont le tablier peut se relever par translation verticale, et libère le passage d'un bateau par exemple ;
- Un pont tournant est un pont dont le tablier peut tourner, et libère ainsi le passage d'un bateau ;
- Un pont transbordeur est une structure métallique qui permet de faire passer les véhicules et les personnes d'une rive à l'autre dans une nacelle par translation horizontale ;
- Un pont-levis est un pont mobile qu'on abaisse et relève, pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'une fosse encerclant un ouvrage fortifié.

I.3.3.3. Ponts provisoires : Un pont provisoire permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau ou à la dénivellation d'un carrefour, relativement utilisé dans le domaine du génie Militaire.

I.3.4. Classification selon la taille

Les grands ouvrages routiers sont différenciés des petits par la dénomination d'ouvrage non courants, par opposition aux ouvrages courants.

I.3.4.1. Ponts non courants

Les ouvrages considérés comme non courants, sont les ouvrages répondant aux caractéristiques suivantes :

- Les ponts possédant au moins une travée de plus de 40 mètres de portée ;
- Les ponts dont la surface totale de l'un des tabliers dépasse 1200 mètres carrés ;
- Les tranchées couvertes ou semi-ouvertes de plus de 300 mètres de longueur ;
- Les ponts mobiles et les ponts canaux.

I.3.4.2. Ponts courants

Les ponts courants sont considérés comme courants les ouvrages ne répondant pas aux critères ci-dessus.



1.3.5. Classification selon la brèche franchie

1.3.5.1. Viaduc : Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux, plus grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir.

La terminologie de "pont" et de ses "viaducs d'accès" est souvent utilisée. La distinction absolue entre les deux termes n'est toutefois pas clairement définie, certaines publications estiment qu'il convient d'utiliser le mot "viaduc" au-delà de 30 mètres d'ouverture et de 15 mètres de hauteur libre pour un pont voûté, et au-delà de trois travées pour les autres types de ponts.

1.3.5.2. Nature de la brèche : Un pont est dit terrestre lorsque le pont franchit une rivière, une voie navigable ou tout autre espace terrestre. Il est dit maritime lorsque l'ouvrage franchit un bras de mer.

1.3.5.3. Plages de portées selon le type

Le graphique ci-dessous présente les plages de portées pour lesquelles chacun des types de ponts présentés ci-dessus est le plus adapté. Il s'agit d'optima financier, qui peuvent être remis en cause pour des raisons esthétiques ou techniques [9].

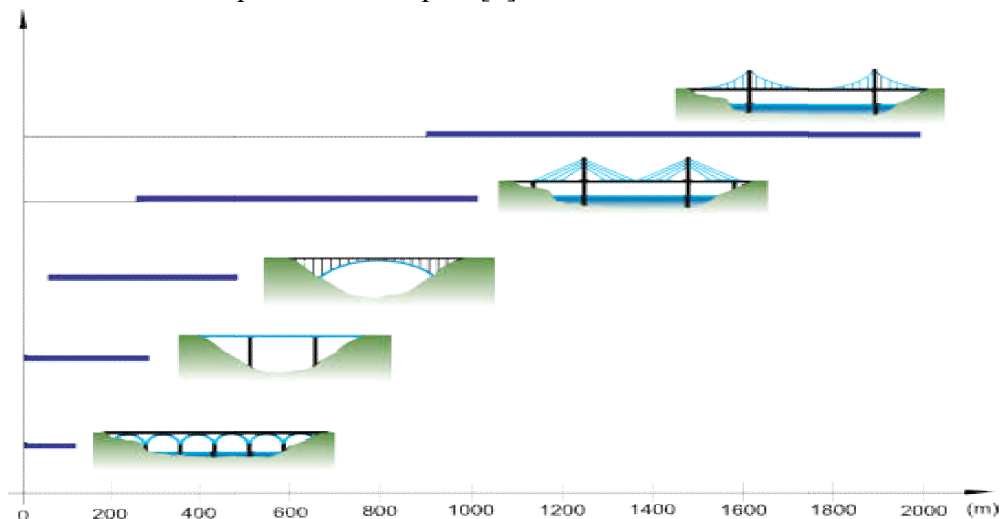


Fig. I.20 : Portées des ponts selon leurs types [9].

1.4. Les types des ponts en béton précontrainte

1.4.1. Pont multi-poutre

Les ponts à multi-poutres sont les plus simples à comprendre. Ils se composent de travées isostatiques reposant sur 2 appuis. Le tablier est une dalle coulée sur des poutres préfabriquées (béton armé ou béton précontrainte) longitudinales [6].



Fig. I.21 : poutre précontrainte [6].

La dalle sous chaussée peut être réalisée sous forme de tronçons de raccordement coulés en place sur des coffrages perdus (pré dalles minces en béton armé) entre les poutres (qui sont alors pré-fabriquées dans leur section complète), et dotée d'une précontrainte transversale ou simplement armée (**fig. I.22a**), ou sous forme d'une dalle coulée sur toute la largeur de la chaussée sur des poutres confectionnées avec une table de compression d'épaisseur réduite (**fig. I.22b**) [8].

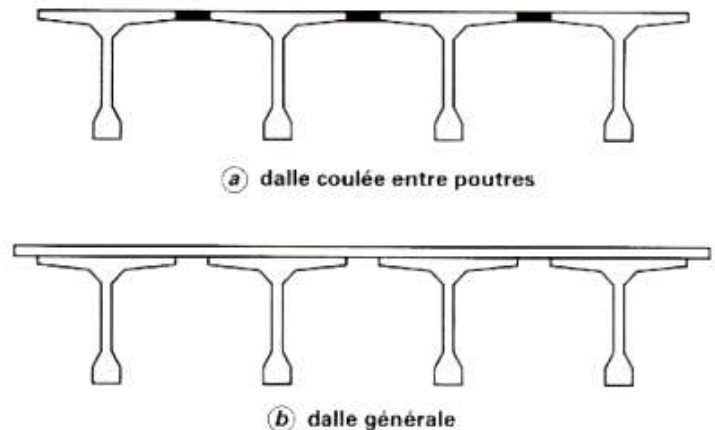


Fig. I.22 : Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontraintes [8].

I.4.2. Pont caisson

Les ponts caisson se composent d'un tablier tubulaire. La circulation se fait sur le tube et non à l'intérieur. On trouvera des caissons coulés en place, à morceaux préfabriqués (voussoirs), à inertie constante ou à inertie variable. Ils sont généralement hyperstatiques.



Les voussoirs sont préfabriqués à proximité du pont. Ils sont ensuite assemblés les uns aux autres par les câbles de précontrainte provisoire de part et d'autre du voussoir central, en encorbellement. Cette mise en place peut se faire avec une grue, une barge (sur l'eau), ou une poutre de lancement comme pour le pont de l'île de Ré.

Fig. I.23 : Pont de L'île de Ré [6].

I.4.3. Conception du câblage de précontrainte

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câbles : les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction desdits fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive. Dans les câblages traditionnels, tous les câbles des deux familles sont noyés dans le béton tandis que dans les câblages récents, seuls les câbles de



Fig. I.24 : Câblage de précontrainte [8].



fléau et quelques câbles de continuité sont placés à l'intérieur du béton ; la plupart des câbles de continuité sont extérieurs au béton [8].

1.4.4. Les ponts de grandes portées

1.4.4.1. les ponts suspendus

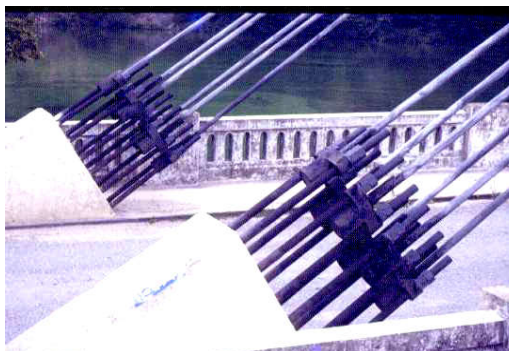


Fig. I.25 : Ancrages des câbles suspendus [6]. Fig. I.26 : pont suspendu en précontraint [6].

Les ponts suspendus travaillent comme les ponts en arc, mais à l'envers ! Des câbles en acier tendus reprennent les charges du tablier et les transmettent à des pylônes et à des ancres placés à leurs extrémités.

1.4.4.2. Les ponts à haubans

Les charges du tablier sont transmises aux pylônes par des câbles métalliques en forme de haubans. Cette technique est assez récente et en pleine expansion.

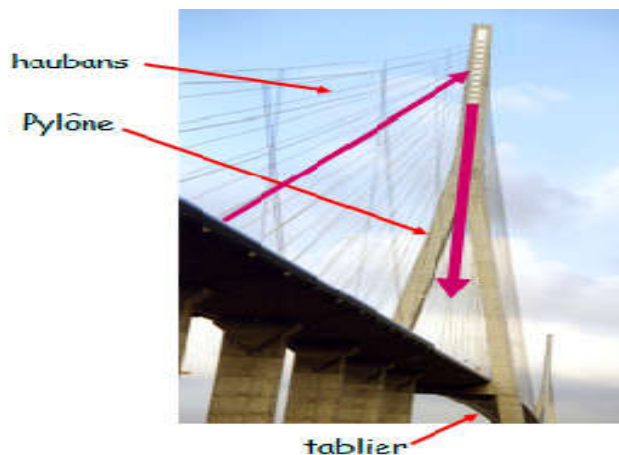


Fig. I.27 : pont à haubans [6].

1.5. Les ponts en béton précontrainte

Le béton a pour principal qualité sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eut une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

1.5.1. Principe de la précontrainte

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les



limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité. Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause [5].

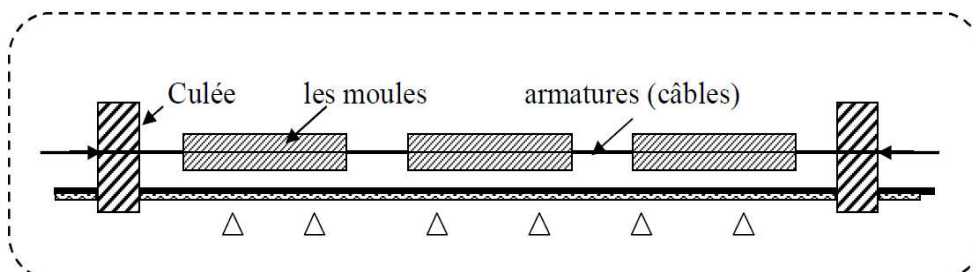


Fig. I.28 : Banc de poutre précontrainte [5].

I.5.2. Mode de la précontrainte

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités :

I.5.2.1. Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton (Fig. I.29). Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

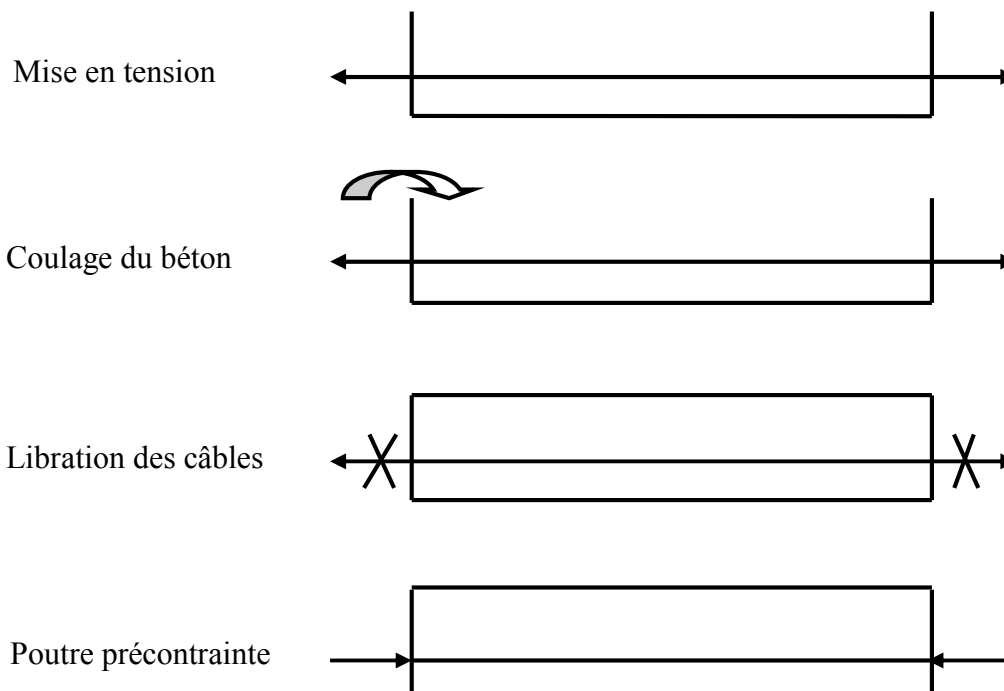


Fig. I.29: réalisation de poutre précontrainte par pré tension [5].



Etapes générales de réalisation

- Mise en tension des câbles ;
- Coulage du béton ;
- La libration des câbles après le durcissement du béton ;
- Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton.

1.5.2.2. Précontrainte par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer (**Fig. I.30**). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en ouvre sur chantier.

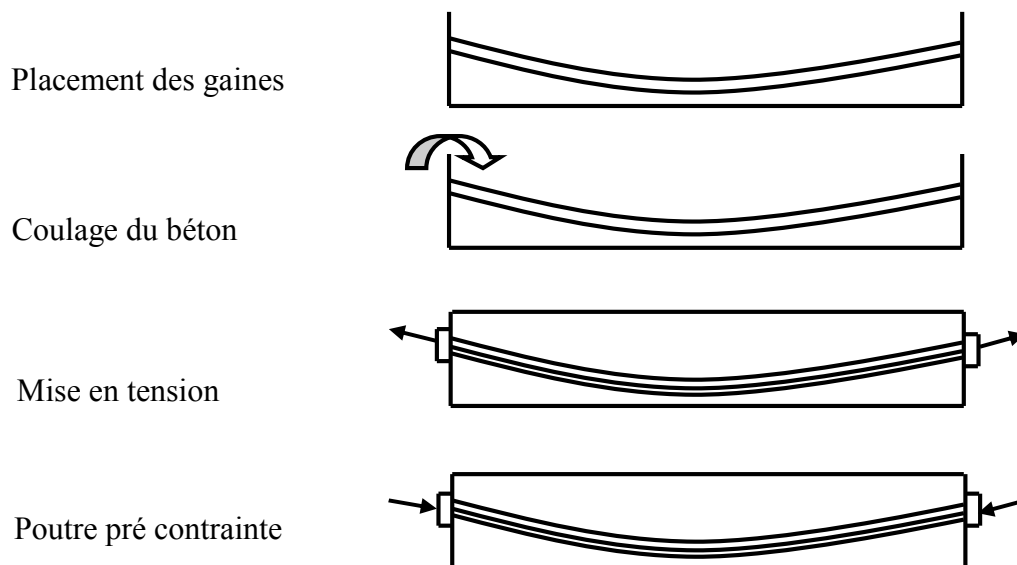


Fig. I.30 : réalisation de poutre pré contrainte par post tension [5].

Etapes générales de réalisation

- Placement des gaines dans le coffrage ;
- Coulage du béton ;
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles ;
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté ;
- L'injection d'un coulis de ciment.

I.6. Equipment des ponts en BA ou BP

I.6.1. Le tablier : Chaque type de pont a un tablier de formes et de portées multiples. On peut les classer par matériau, par forme, par schéma mécanique, par mise en œuvre, (**Fig. I.31**).

I.6.2. La culée : La culée sert d'appui d'extrémité au tablier, elle transmet ses charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle retient le remblai situé derrière (mur de soutènement), (**Fig. I.31**)



I.6.3. La pile : La pile sert d'appui intermédiaire au tablier, elle transmet ses charges au sol par l'intermédiaire des fondations, (Fig. I.31).

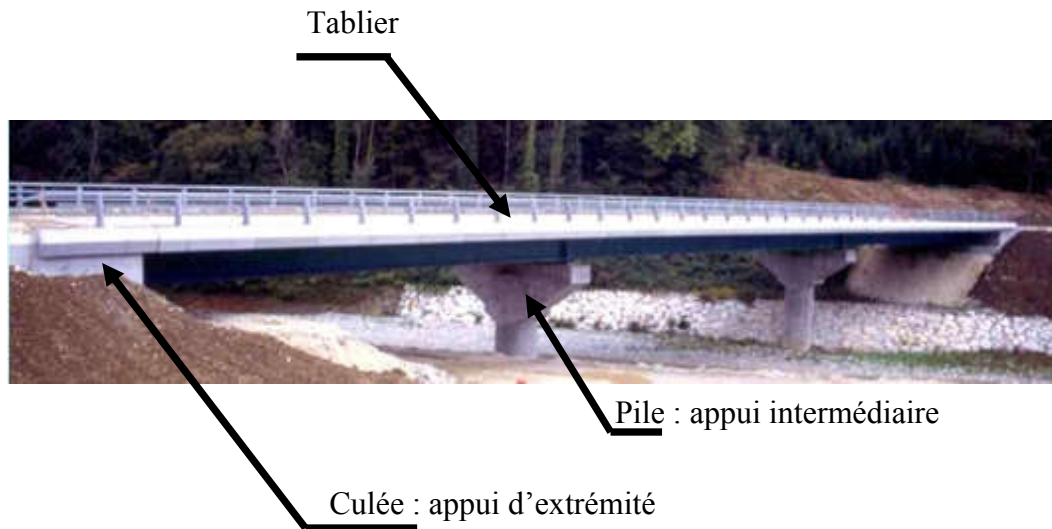


Fig. I.31 : un pont à plusieurs travées [6].

I.6.4. Organes de sécurité : Afin d'éviter les chutes, on n'oublie pas les barrières de sécurité. On prévoit également une évacuation des eaux sur le tablier : pente, descentes d'eau. (Fig. I.32).

I.6.5. Joint de chaussée : La dilatation du tablier est favorisée par la déformation des appareils d'appui. Aux extrémités du tablier sont placés des joints de chaussée. (Fig. I.32).

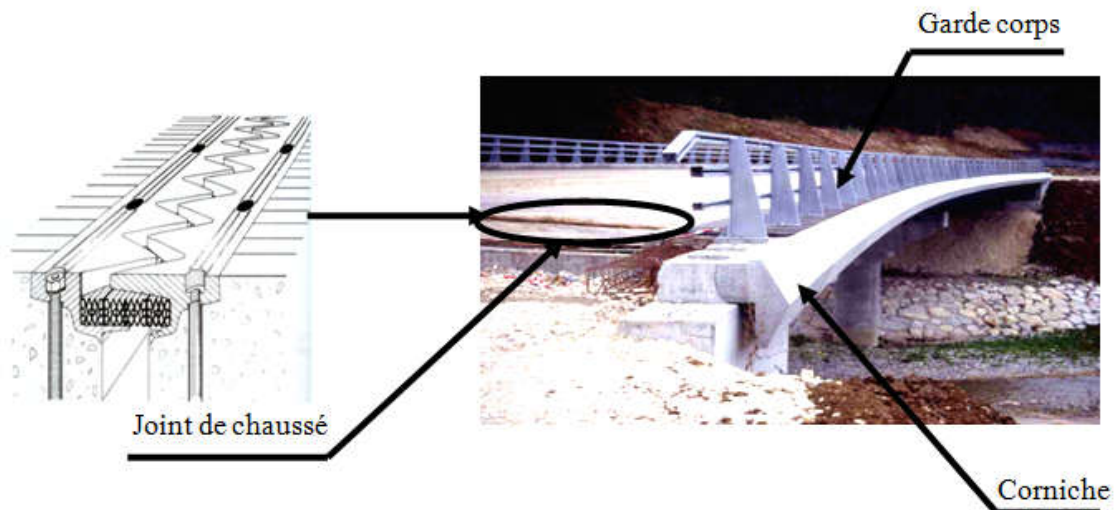


Fig. I.32 : un pont à organe de sécurité [6].

I.6.6. Un appareil d'appui : C'est un élément en néoprène (caoutchouc) renforcé qui permet les mouvements relatifs entre le tablier et la pile ou la culée.

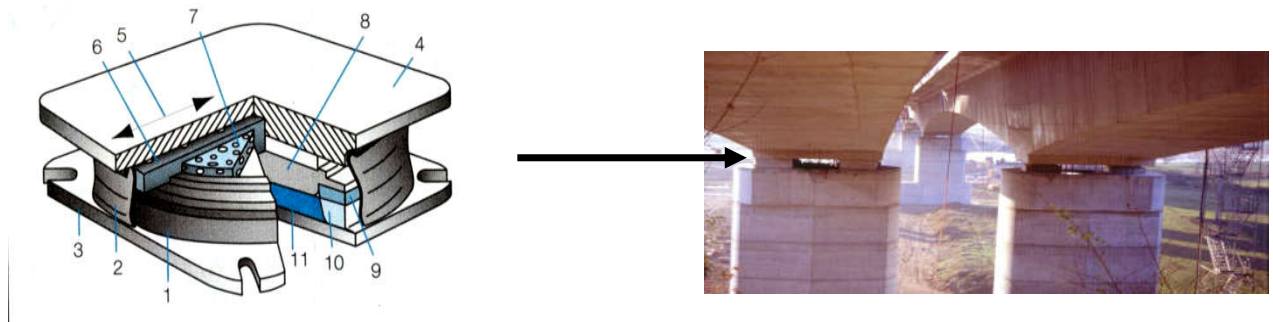


Fig. I.33 : pont à un appareil d'appui [6].

I. 7. Conclusion

D'une façon générale, on appelle pont 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. En résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement en élévation construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées.

De manière générale, la conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers.

Chapitre II :
Présentation de
L'ouvrage

Projet de Thèse



CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1.Introduction

L'étude d'un ouvrage d'art exige une large connaissance sur les informations diverses (fonctionnelles, naturelles et d'environnement) qui répond aux besoins nécessaires que l'ingénieur doit prendre en compte lors de la conception et l'étude de l'ouvrage pour satisfaire toutes les exigences de sécurité et de confort qu'un pont est appelé à respecter en phase d'exploitation. Dans ce chapitre nous allons collecter, exploiter et analyser et les différentes informations liées à notre projet.

II.2.Présentation de l'ouvrage

Ce pont sert à franchir un chemin rural sur la **CW 42 Sud** au **PK 12+100** de la Wilaya de **BORDJ BOU ARRIREDJ**. Il a une longueur totale de 41.20 m et composé d'une seule travée isostatique en béton précontraint, dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tab. II.1 : Caractéristique du pont en question

Longueur de la travée (m)	Nbr. de poutre	Entraxe des poutres(m)	Largeur roulable (m)	Largeur chargeable (m)	Largeur du trottoir (m)	Nbr. de voie	Classe du pont
26	7	1.5	7.5	7.5	1.5	2	1

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers.

On distingue :

- Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble ;
- Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction en tant qu'un ouvrage de franchissement.



Fig. II.1 : présentation du projet sur la carte (situation du projet)

II.3. Les données relatives au projet

II.3.1. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles d'un pont sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

➤ Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, Dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

Cet axe a un caractère conventionnel : il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

Notre projet est représenté par une ligne droite qui fait un angle de 100 grades avec l'axe de la voie franchie, c'est un ouvrage droit.

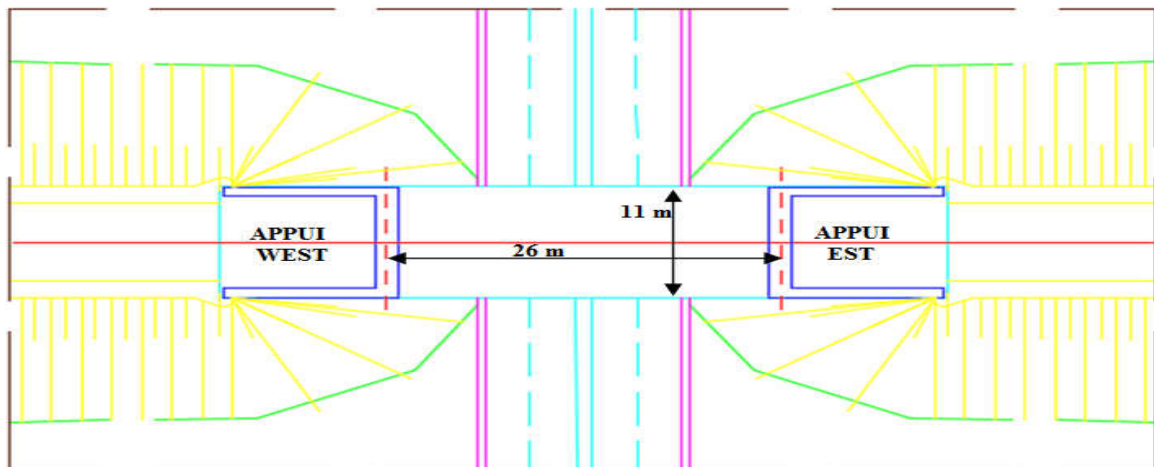


Fig. II.2 : Vue en plan.



➤ Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe l'extrados de l'ouvrage (couche déroulement mis en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Longitudinalement, la trace de la voie routière bidirectionnelle présente une pente de 0.62%, la cote entre le profil en long et le terrain naturel est comprise entre 4.5 et 5.93m.

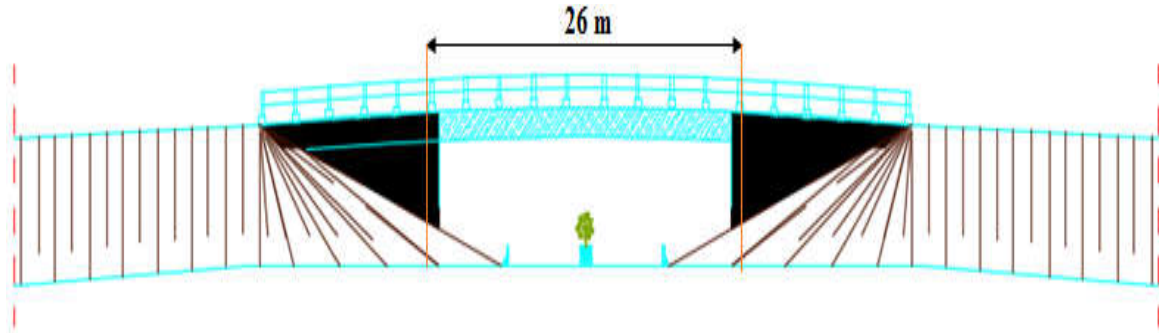


Fig. II.3 : profil en long.

➤ Profil en travers

Le profil en travers de ce pont est composé d'une chaussée de 7.5m de largeur, recouverte d'une couche de revêtement de 10 cm d'épaisseur et deux trottoirs de 1,5 m de largeur chacun, encadré par une corniche préfabriquée et surmonté d'un garde de corps et devers en en toit de 2,5% afin de permettre l'évacuation des eaux.

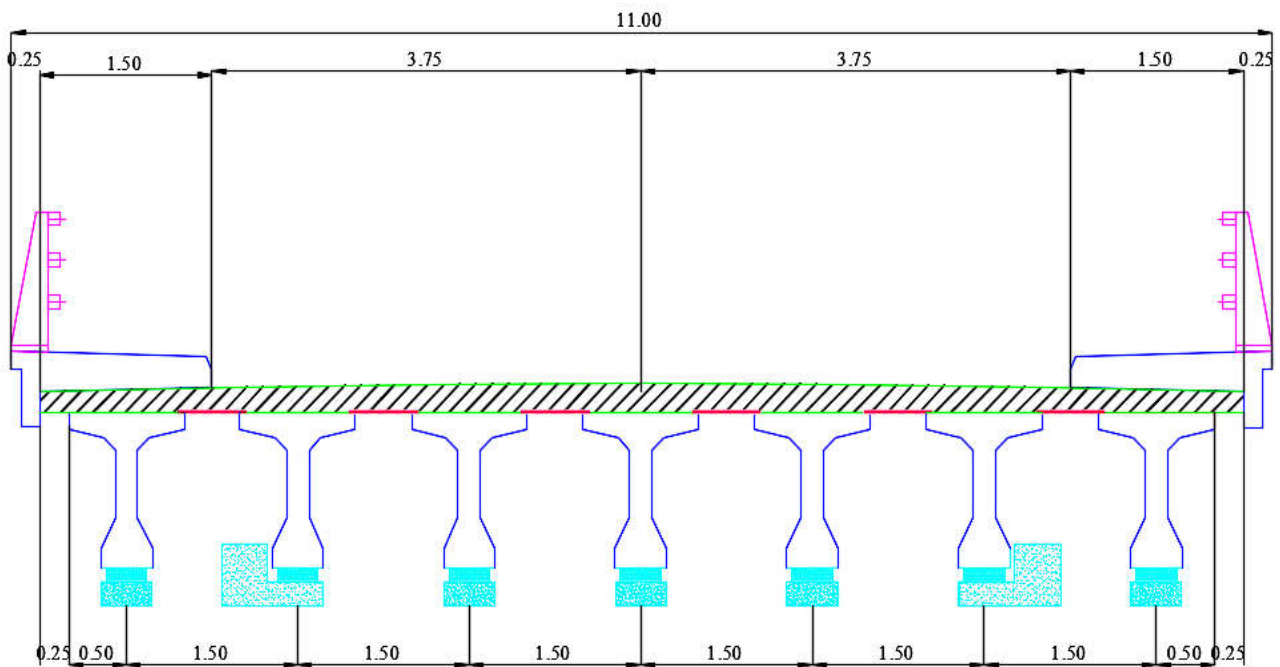


Fig. II.4 : Profil en travers.



II.3.2. Les données naturelles

Les données naturelles ne sont jamais connues de façon parfaite et complète. En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose qu'on ait déjà une idée des conditions de fondation.

Le terrain prévu pour la construction du pont sur **ROUTE DE BELIMOUR** présente une structure géologique irrégulière.

- Le sondage carottier réalisé au niveau de la culée du côté **Nord** présente une formation d'alluvions graveleuses et limoneuses à 4.80m de profondeur et du marne et marno-calcaire grisâtre jusqu'à 25 m ;
- Le sondage carottier réalisé au niveau de la culée du côté **Sud** présente une formation d'alluvions graveleuses, limoneuses et argileuses à 5.60m de profondeur et du marne et marno-calcaire grisâtre jusqu'à 25 m ;
- Données hydrologiques : La wilaya de BORDJ BOU ARRIREDJ est située dans les hauts plateaux de l'Algérie. Elle est caractérisée par une forte précipitation, ce qui explique l'importance et l'agressivité des crues, donc, il faut prendre en compte *les problèmes d'affouillement* ;
- Données sismologiques : La région de BORDJ BOU ARRIREDJ est classée comme une zone de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien Fig. II.6.

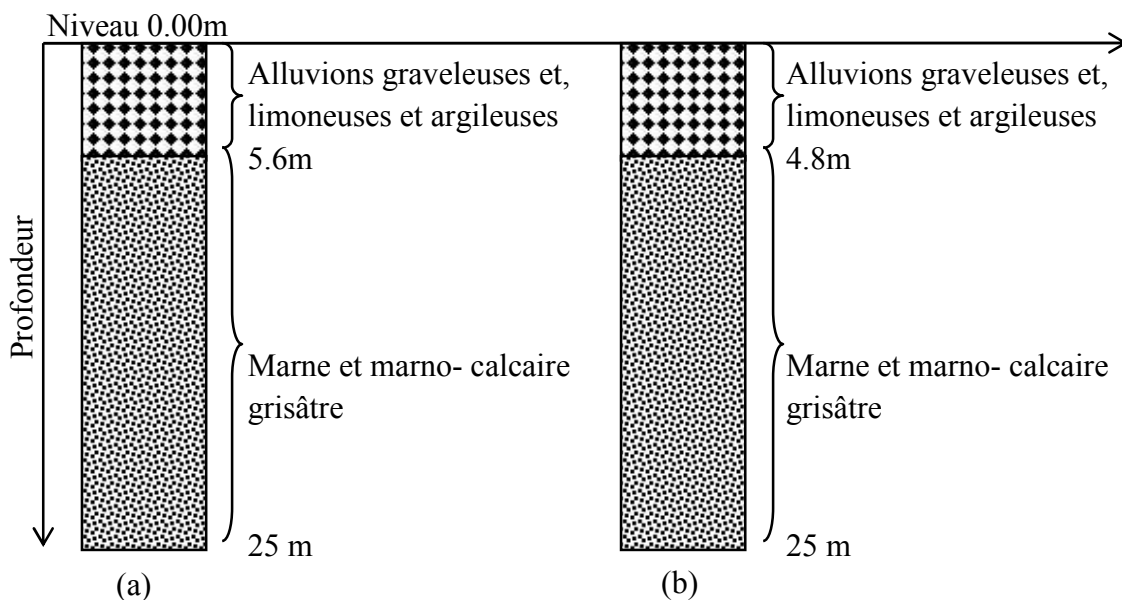


Fig. II.5 : sondages réalisés :(a) au niveau de la culée côté sud ; (b) au niveau de la culée côté nord.

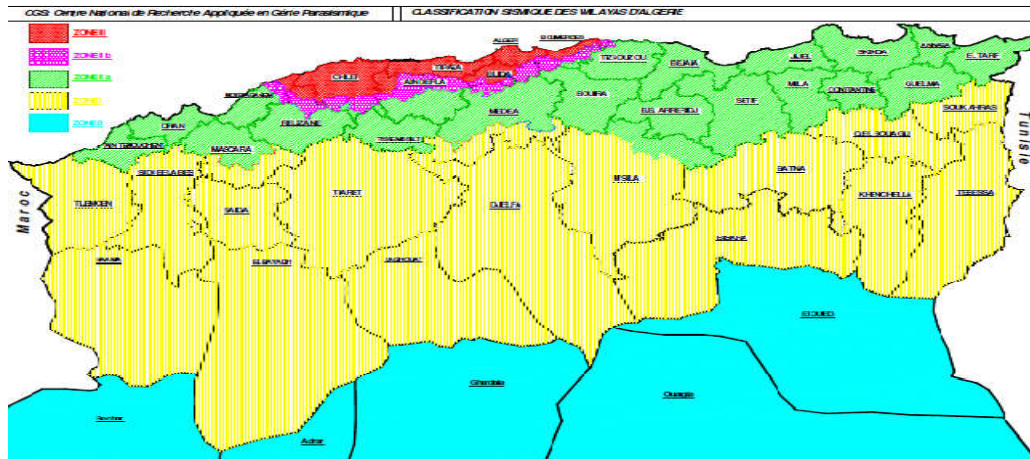


Fig. II.6 : Carte de zonage après le séisme de Boumerdes (PRA99) [10].

II.4.Conclusion

On a vue dans les éléments de ce chapitre le point de situation et l’implantation de l’ouvrage, et les caractéristiques géotechniques à savoir les coupes lithologiques réalisés au niveau des culées côté nord et sud, ainsi que les caractéristiques géométriques (tracé en plan , profil en long et profil en travers), l’angle de croisement du tracé avec le sol et par un autre côté liée par des contraintes naturelles (la hauteur de crue) et la zone sismique, cela qu’est que nous vison à faire dans les chapitres qui suivent ci-après.

Chapitre III :
Conception générale
Du pont

Projet de fin d'étude



CHAPITRE III

CONCEPTION GENERALE DU PONT

III.1.Introduction

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées. Donc il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études.

Plus approfondies c'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

III.2.Choix et type d'ouvrage

Pour le choix du type d'ouvrage on prend en considération les éléments principaux suivants:

- Le profil en long de la chaussée ;
- La position possible pour les appuis ;
- La nature du sol ;
- Le gabarit à respecter ;
- La brèche de l'ouvrage.

III.3.Comment procéder au choix

Les différentes conditions imposées conduit suivant les cas à diverses conclusions :

- Il n'y a aucun type d'ouvrage qui puisse satisfaire à toutes les conditions. Ceci se produit notamment lorsqu'il n'y a pas assez de hauteur pour le tablier entre le gabarit à respecter et la cote fixée pour la chaussée dans ce cas il faut faire modifier les conditions de base : soit en surélevant la chaussée éventuellement au moyen de passages dénivelés aux extrémités soit en obtenant une dérogation aux dimensions réglementaires des gabarits ;
- Il n'y a qu'un seul type d'ouvrage qui s'impose techniquement ou économiquement ;
- Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus par exemple pour des portées de l'ordre de 100m on peut hésiter entre un pont en béton armé béton précontraint et un pont métallique.

III.4.Conception de tablier

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :



- **Variante 1** : Pont à poutre en précontraint ;
- **Variante 2** : Pont mixte à poutres métalliques.

III.4.1.Variante 1: Les ponts à poutres en béton précontrainte

Le choix de la solution (pont à poutre en béton précontraint) résulte de critères techniques et économiques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures des tabliers, le mode de construction, les dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

III.4.1.1.Les avantages et les inconvénients de la poutre

➤ **Avantage**

Les avantages qu'offre ce type d'ouvrage sont liés pratiquement à la préfabrication :

- Sur échafaudage, les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la valeur souhaitée de la résistance de béton à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rejeter l'élément préfabriqué ;
- En seconde lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, l'on également disposer d'un équipement fixe de vibration ;
- De plus, la préfabrication nous permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage ;
- Ils sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une 30 m en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension ;
- Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce qui est constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception ;
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

➤ **Inconvénients**

- Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...) ;
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication ;
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.



III.4.1.2. Pré dimensionnements

a) Dimension de la poutre

❖ L'espacement entre axes des poutres (D)

L'espacement entre axes des poutres est situé entre 1.5 et 2.5

$$1.5 \leq D \leq 2.5$$

On prend : $D = 1.50 \text{ m.}$

❖ Nombre des poutres

L'équation pour déterminer le nombre des poutres est la suivant :

$$N = (La / D) + 1$$

Avec :

La : la distance entre appuis de rive $La = 9 \text{ m}$

$$D = 1.50 \text{ m}$$

$$N = (9 / 1.50) + 1 \quad N = 7$$

$N = 7$ poutres.

❖ La hauteur des poutres H_p

D'apprêt les critères d'économie et de gabarie l'élanement (L/H_t) est compris entre 16 et 22 avec :

L : est la longueur d'une travée et H_t : la hauteur totale de tablier.

On a : $L/22 \leq H_t \leq L/17$ avec $L = 26 \text{ m.}$

Donc : $1.18 \leq H_t \leq 1.59$

$H_t = 1.5 \text{ m.}$

Et on prend : $H_p = H_t - H_h = 1.3 \text{ m.}$

Donc $H_h = 0.20 \text{ m.}$

❖ Epaisseur de la l'âme en mi- travée (b_0)

D'apprêt le règlement la largeur est compris entre 15 cm et 25 cm (13 centimètres semblant constituer un strict minimum pour respecter l'enrobage des étriers), elle est aussi déterminer par les conditions de bétonnage ($3 \times \emptyset$ ou \emptyset est le diamètre de la précontraint $\emptyset = 80 \text{ mm}$).

Soit : $b_0 = 0.24 \text{ m.}$

On fixe $b_0 = 0.24 \text{ m}$ pour la section mi – travée.

$b_0 = 0.24 \text{ m.}$



❖ Epaisseur 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 permettre bien l'emplacement des encrages des câbles de précontraint.

Donc : $40\text{cm} \leq b_0 \leq 50\text{cm}$.

On fixe : $b_0 = 0.50$ m pour la section d'about.

$$b_0 = 0.50 \text{ m.}$$

❖ Largeur de la table de compression (b)

D'après le règlement, la largeur de la table de compression est supérieure à 60% de la hauteur du tablier donc :

$$b > 0.6 \times Ht \quad \longrightarrow \quad b > 0.9 \text{ m.}$$

Ht : la hauteur du tablier.

On fixe $b = 1.00$ m.

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

❖ Epaisseur de la table de compression (e)

D'après le règlement la hauteur et l'espacement entre axe des poutres en forme de I influe sur l'épaisseur de la table de compression.

On a : $H_p = 1.3$ m et $D = 1.5$ m.

Donc $13 \text{ mm} \leq e \leq 15 \text{ mm}$

On prend : $e = 0.15$ m.

❖ Largeur du talon (L_t)

Pour satisfaire la condition d'encombrement des câbles de précontraint et la résistance à la flexion la largeur du talon varie entre 40 cm et 50 cm.

On a : $0.4\text{m} \leq L_t \leq 0.5\text{m}$.

On prend :

$$L_t = 0.50 \text{ m.}$$

❖ Epaisseur du talon (e_t)

L'épaisseur du talon varie entre 10 cm et 20 cm.

Donc : $10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$.

On prend :

$$e_t = 0.20 \text{ m.}$$



❖ Goussets

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

On a : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

➤ Gousset du talon :

En travée : $\alpha_1 = 58.21^\circ$, $e_0 = 21$ cm.

➤ Gousset de la table de compression :

$$\alpha_2 = 21.80^\circ \begin{cases} \text{mi-travée} & e_2 = 12 \text{ cm} \\ \text{à l'about} & e_2 = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\alpha_3 = 45^\circ \quad \text{Mi-travée} \quad e_3 = 6 \text{ cm}$$

b) Dimension de la dalle

❖ Longueur de la dalle

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à La longueur des poutres.

Donc on prend :

$$L_d = 26 \text{ m.}$$

❖ Largeur de la dalle

La largeur de la dalle est égal a la largeur de la chaussé roulable ($l_r + la$) largeur des trottoirs l_t donc :

$$l_D = l_r + 2 l_t$$

$$l_r = 7.5 \quad l_t = 1.5$$

$$l_D = 10.5 \text{ m}$$

❖ Epaisseur de la dalle

Pour mieux répondre aux efforts de flexion transversal il existe une relation entre l'espacement entre axe des poutres et l'épaisseur (plus l'espacement est grand plus l'épaisseur est grande), l'épaisseur est comprise entre 0.2 m et 0.3 m.

$$0.2 \text{ m} \leq e_D \leq 0.3 \text{ m.}$$

Vue que on a un espacement de 1.50 m et une largeur de 10.5 m alors on fixe l'épaisseur a 0.2 m

$$E_D = 0.20 \text{ m}$$

❖ Pré dalle

Pour s'assurer d'un bon appui, il est recommander de réaliser de feuillure d'environ de 2 cm de profondeur ce qui permet de caler le coffrage transversalement et de l'engager, au moins



partiellement dans la table de compression. Le coffrage perdu utilisé pour l'hourdis a les dimensions suivantes :

- Epaisseur = 5cm ;
- Enrage = 5cm ;
- Largeur = 85cm.

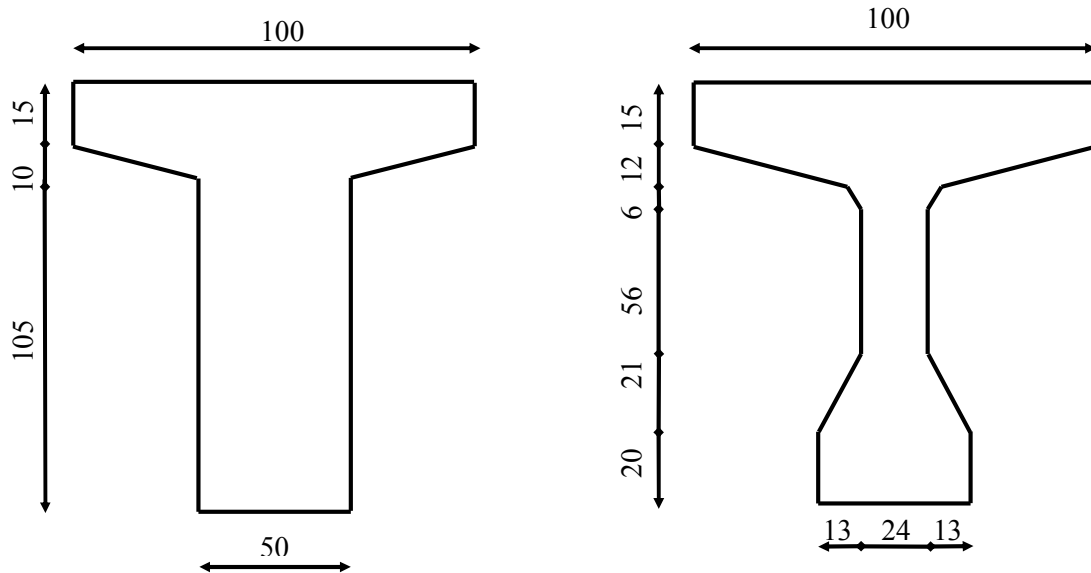


Fig. III.01 : Dimension des poutres (about et mi- travée).

III.4.2.Variante 2: Pont mixte a poutres métalliques

Le béton assure le rôle de table de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre le hourdis et la semelle supérieure au profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervertir dans la flexion générale.

Ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considéré comme participante à la résistance d'ensemble. La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110 m environ pour les travées continues et de 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes.

III.4.2.1.Les avantages et les inconvénients de la poutre

➤ Les avantages

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution ;
- La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts) ;
- Le peu d'échafaudage nécessaire ;
- La précision dimensionnelle des structures ;



- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées ;
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines ;
- Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P) ;
- Des possibilités d'extension et de réparation ;
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité).

➤ Les inconvénients

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages ;
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier ;
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum ;
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service ;
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton ;
- Une surveillance avec visite périodique.

III.4.2.2. Pré dimensionnement de la poutre

❖ Nombre de poutres (N)

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement
 $N = L_a/d$

La : la distance entre appuis de rive $L_a = 9$ m

On fixe l'espacement : $d = 2.25$ m

$$N = 9 / 2.25 = 4$$

On prendra : $N = 5$ poutres

❖ Elancement de poutres

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $L/25$ ce qui nous donne $h = 1.3$ m.

❖ Epaisseur de l'âme des poutres

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- La résistance à la corrosion.
- La résistance au cisaillement.
- Le flambage vertical de la semelle dans l'âme.



- La fatigue.

En considérant ces quatre critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres sur appui.

$$e_a \leq 20 \text{ mm}$$

On prend une épaisseur de **15 mm**

❖ Semelles

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance ;
- D'instabilité.

❖ Semelle supérieure

La largeur de la semelle $400 \leq L_{s-a} \leq 900 \text{ mm}$

L'épaisseur $20 \leq e_{s-a} \leq 40 \text{ mm}$, on prendra :

- Une largeur de 500 mm ;
- Une épaisseur de 20 mm.

❖ Semelle supérieure

La largeur de la semelle $600 \leq L_{s-a} \leq 1000 \text{ mm}$

L'épaisseur $30 \leq e_{s-a} \leq 60 \text{ mm}$, on prendra :

- Une largeur de **600 mm** ;
- Une épaisseur de **30 mm**.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage. Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.

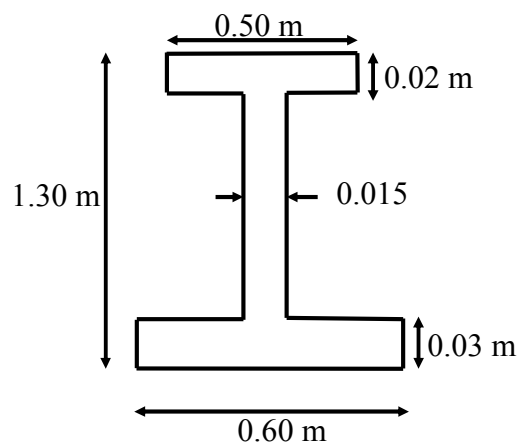


Fig. III.02 : Dimension de la poutre métallique.



III.5. Conception des culées

III.5.1. Introduction

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

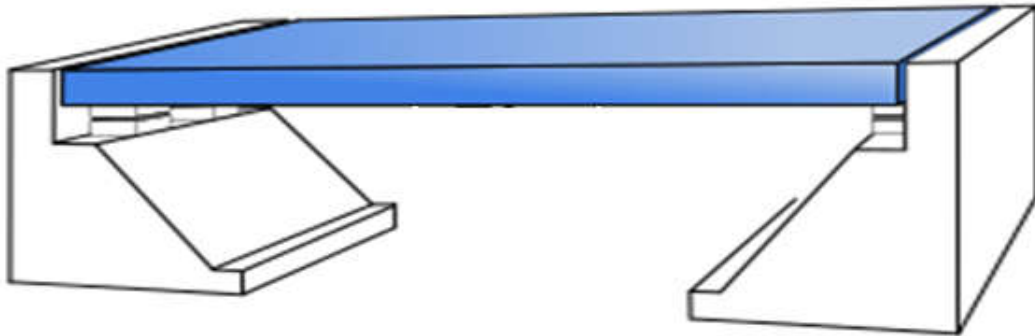


Fig. III.03 : la culée d'un pont [9].

III.5.2. Fonction des culées

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

➤ Les fonctions mécaniques

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation ;
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui ;
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanente.

➤ Les fonctions techniques

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage ;
- L'en peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.



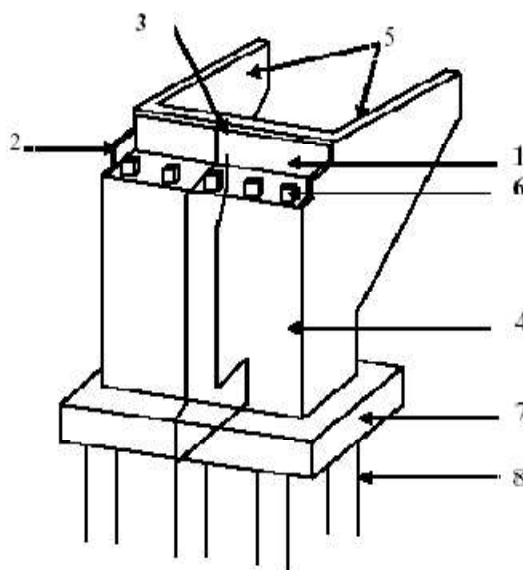
III.5.3.Choix du type de culée

Dés le stade des premières études, le projeteur doit chercher à s'orienter vers des culées enterrées, qui sont les plus économiques, les plus faciles à exécuter et les plus sûres. Si à la cour des retouches successives, pour des raisons ou pour une autre, il lui paraît souhaitable de limiter la longueur du tablier, il pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas 10 m.

Dans notre ouvrage la hauteur des culées sont de l'ordre de 9.1 m, et notre ouvrage est en remblai donc il est préférable de choisir les culées remblayées

III.5.4.Culée remblayée

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelle mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage.



1. Mur garde grève ;
2. Muret cache ;
3. Corbeau arrière ;
4. Mur de front ou frontal ;
5. Mur en retour (mur en aile) ;
6. Des d'appui ;
7. Semelle ;
8. Pieu.

Fig. III.04 : Une culée remblayée.

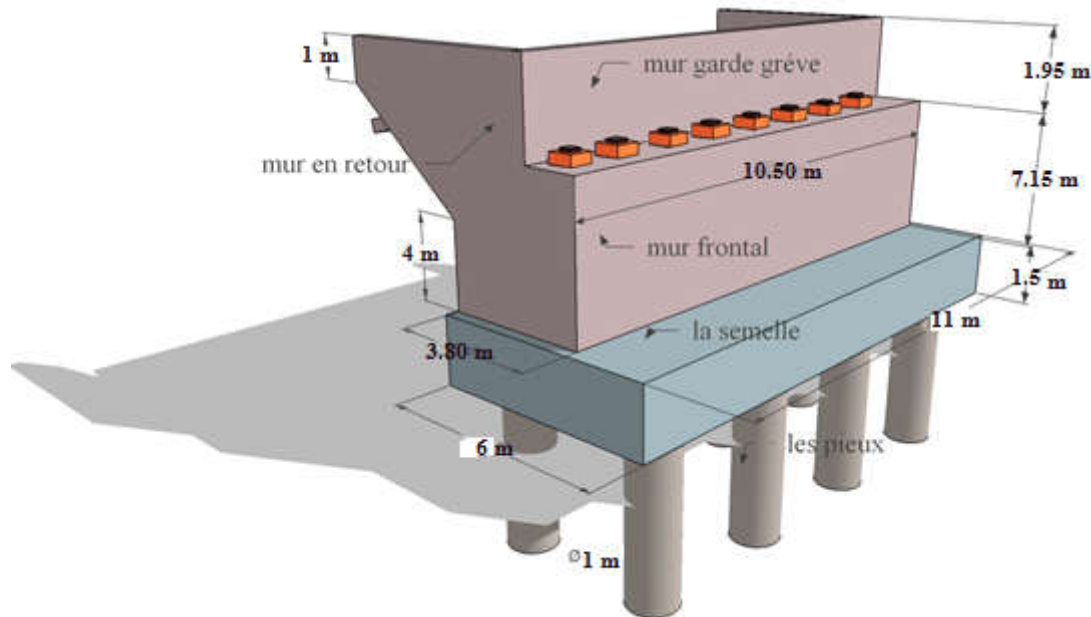


Fig. III.05 : dimensions de la culée.

III.6. Les fondations

III.6.1. Introduction

Le sol de fondation est un des facteurs de choix de l'implantation des appuis et de la répartition des travées, en outre c'est le principal facteur de détermination du type de fondation, de ce fait, on devra veiller à intégrer dans son choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations (blindage de fouille, rabattement de la nappe...), ou celles provenant d'autres parties du projet (assainissement, Tpc...).

Selon la nature de sol de fondation le choix du type de fondation s'effectue entre la fondation sur semelle superficielle ou fondation profonde.

III.6.2. Classification des fondations

➤ Fondation superficielle

Elles sont mises en œuvre lorsqu'il existe dans le sol à faible profondeur une couche suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage. Actuellement, on appelle fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol ne dépasse pas 4 ou 5 fois la largeur B de la semelle.

➤ Fondation profonde

Lorsqu'il n'existe pas une profondeur acceptable un terrain de résistance suffisante pour supporter la structure, il faudra ancrer plus profond, dans la fondation profonde, on a deux types :

- **Fondation par puits (semi profonde) ;**
- **Fondation par pieux (profonde) : il y a**
 - ✓ Les pieux qui travaillent par frottement et des pieux résistent par pointe ;



- ✓ Les pieux forés et les pieux battus.

III.6.3.Choix des pieux

Le choix du type et du diamètre des pieux dépendra :

- De l'importance de l'ouvrage ;
- Des charges pouvant supporter ;
- Des caractéristiques du sol sous-jacent ;
- De la configuration du terrain.

➤ Choix du diamètre des pieux

Le choix du diamètre est important, puisque la largeur de la semelle, est sensiblement proportionnelle et que le coût de cette dernière croît assez vite avec ces dimensions.

D'une façon générale, le choix d'un grand diamètre est meilleur que celui d'un forêt de petits pieux parce que les pieux de grands diamètres sont mieux contrôlables dans l'exécution.

La longueur des pieux aura une incidence non négligeable sur le diamètre puisque les pieux doivent présenter une certaine rigidité, surtout s'ils risquent d'être soumis à des efforts parasites importants, en première approximation, pour les pieux forés le diamètre pouvait aller jusqu'à 2.5m, mais il ne faut pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0.80 m car la qualité du béton de périphérie est inférieure à celle du béton central.

III.6.4.Semelle de liaison

Quelque soit le système de pieux choisi, ces derniers seront toujours liaisonnés en tête par une semelle, dont le rôle est multiple, à la fois mécanique et fonctionnel.

- La semelle solidarise l'ensemble des pieux, et permet de répartir uniformément les efforts provenant du tablier ;
- Lorsque les pieux sont arasés à un niveau voisin de celui des appareils d'appui et s'ils se présentent sur 2 files, la semelle assure le transfert de charge des appareils d'appui sur les pieux.

III.6.5.Dimensionnement de la semelle

➤ La longueur de la semelle :

La longueur de la semelle dépend de l'appui, pour notre ouvrage on a les appuis multiples, dans ce cas la longueur de la semelle dépend de la largeur de l'appui.

$$L_s = (n-0.2) \times e.$$

Avec : n : est le nombre d'éléments porteurs, dans notre cas $n = 2$;

e : la distance entre les axes $e = 2.866 \times 3 \text{ m}$;

Donc : $L_s = 11 \text{ m}$.



➤ L'épaisseur de la semelle

L'épaisseur de la semelle est généralement égale à 1.2ϕ , donc : $h_s = 1.2\phi = 1.2 \text{ m}$

On fixe : $h_s = 1.5 \text{ m}$.

➤ Largeur de la semelle

Elle dépend de l'arrangement géométrique du système de pieux, caractérisée par le nombre de files et la distance entre axes des files, qui dépend elle-même du diamètre des pieux.

La largeur de la semelle sera : $B \geq (3n-1) \Phi$

Avec n : le nombre de files.

$$B = (3 \times 2 - 1) \times 1.5 = 6 \text{ m}.$$

Donc la largeur de la semelle est $B = 6 \text{ m}$.

III.7. Dimensionnement des éléments du tablier

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section I avec un espacement (en axes des poutres) très réduit pour éviter l'emploi des dalles à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dans ce chapitre nous allons déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, garde-corps....etc.).

Remarque : les dimensions des éléments du tablier en béton précontrainte dans le titre (III.4.1.2).

III.8. Les équipements du pont

III.8.1. Introduction

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamentale dans la conception (le calcul et la vie d'un ouvrage) .Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Ces équipements sont représentés par leur poids, ils sont un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements

Les équipements sont :

- ✓ Etanchéité ;
- ✓ La couche de roulement ;



- ✓ Les trottoirs ;
- ✓ Les corniches ;
- ✓ Les dispositions retenues.

III.8.2.Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armateurs passifs et actifs vis-à-vis d'une corrosion accélérée.

Le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont :

- ✓ L'adhérence au tablier ;
- ✓ La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage) ;
- ✓ La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement ;
- ✓ La durabilité.

III.8.3.La couche de roulement

La couche de roulement doit présenter un bon confort et offrir une bonne adhérence entre le pneu et la chaussée pour assurer la sécurité des usagers.

Généralement cette couche est composée par un tapis d'enrobés d'une épaisseur qui varie entre 5 et 10 cm.

Dans notre projet on prendra 6 cm pour la couche de roulement.

III.8.4.Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons on isolant la circulation des véhicules, en général par simple surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la voie de circulation, et aussi la largeur doit être suffisante pour faciliter la circulation des piétons. Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

- ✓ Les trottoirs sur caniveau ;
- ✓ Les trottoirs en béton maigre ;
- ✓ Les trottoirs par décrochement de la dalle de la couverture.

Dans notre projet on prendra un trottoir sur caniveau de 20 cm de hauteur et 1.50 m de largeur.

III.8.5.Les corniches

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin



d'éviter le ruissellement des eaux pluviales sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique).

Il y a plusieurs catégories de corniches

- ✓ Les corniches en béton coulé en place ;
- ✓ Les corniches en béton préfabriqué ;
- ✓ Les corniches métalliques.

Dans notre projet on prendra une corniche de 25 cm de largeur et 75 cm de hauteur.

III.8.6. Les dispositions retenues

➤ Les garde-corps

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi en point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcé parfois difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des véhiculés légers dans des conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories suivantes :

- Les garde-corps de type S ;
- Les garde-corps de type I ;
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piéton doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$$0.95 + 0.005 \times H \pm 0.05 \text{ m} \quad ; \text{ avec un maximum de } 1.20 \text{ m.}$$

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans notre projet $H = 10 \text{ m}$.

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1.05 m.

On prend la hauteur de garde-corps 1.10 m.

➤ Les glissières de sécurité

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes, elles sont classées en trois catégories qui sont :

- Les glissières rigides ;
- Les glissières souples ;
- Les glissières élastiques.

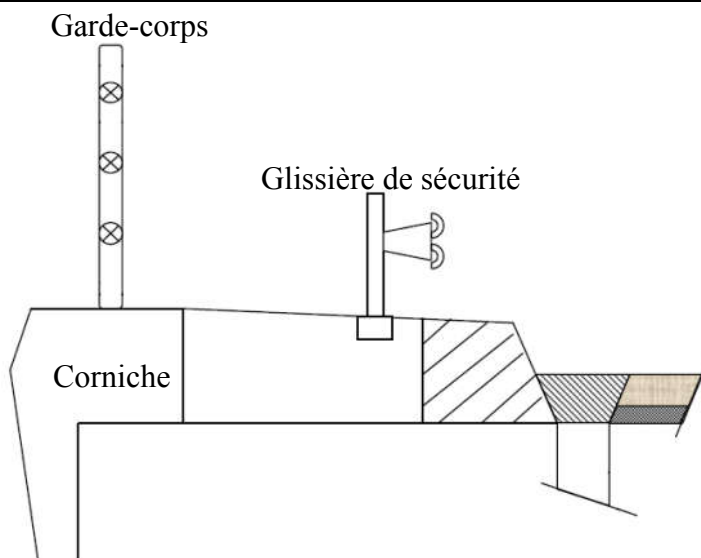


Fig. III.06 : Les équipements du pont.

III.9. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

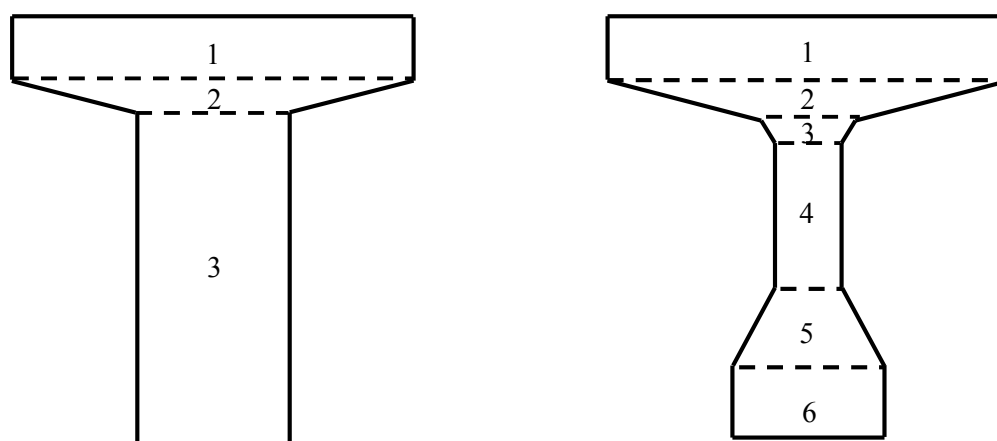


Fig. III.07 : les sections de la poutre (d'about et mi travée).

$B_{brute} = X \times Y$ Pour un élément rectangulaire ;

$B_{brute} = \frac{X_1 + X_2}{2} \times Y$ Pour un élément trapézoïdal ;

$V' = \frac{S_{brute}}{B_{brute}}$;

$S_{/\Delta brute} = B_{brute} \times Z$;

$V = H - V'$;

$I_{/\Delta brute} = \sum I_0 + B_{brute} \times Z'^2$;

$B_{nette} = 95\% B_{brute}$;

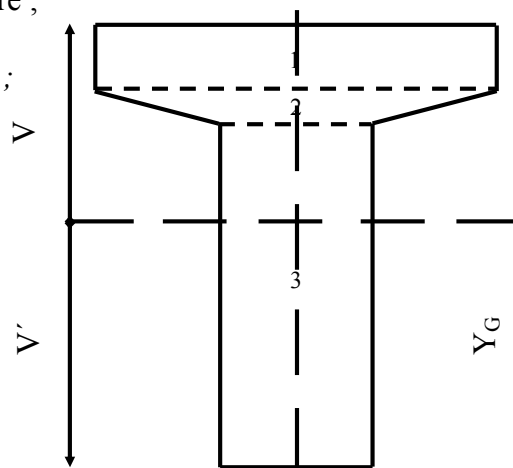


Fig. III.08 : centre de gravité de la poutre.



$$S_{/\Delta nette} = 95\% S_{/\Delta brute} ;$$

$$I_{/\Delta nette} = 90\% I_{/\Delta brute} ;$$

$$\rho = \frac{i^2}{v \times v'} = \frac{I_{/\Delta brute}}{V \times V' \times B_{brute}} ;$$

Telles que:

V et V' : La position de centre de gravité de l'élément ;

Δ : L'axe situé au niveau de la fibre inférieure extrême ;

B_{brute} : La section brute de l'élément ;

B_{nette} : La section nette de l'élément ;

I_0 : Le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de l'élément ;

$I_{/\Delta brute}$: Le moment d'inertie brute par rapport à l'axe Δ ;

$I_{/\Delta nette}$: Le moment d'inertie net par rapport à l'axe Δ ;

$S_{/\Delta brute}$: Le moment statique brut de l'élément par rapport à l'axe Δ ;

$S_{/\Delta nette}$: Le moment statique net de l'élément par rapport à l'axe Δ ;

Z : La distance entre le centre gravité de l'élément et leur fibre inférieure extrême ;

P : Le rendement géométrique de cet élément ;

$I_0 = bh^3 / 12$: Pour un élément rectangulaire ;

$I_0 = \frac{h^3}{36} \times \frac{a^2 + b^2 + 4ab}{a + b}$: Pour un élément trapézoïdale.



III.9.1. Caractéristique géométriques de la poutre d'about

Tab. III.01 : Caractéristique géométriques de la poutre d'about sans dalle

Désignation	dimension			B (cm ²)	Z (cm)	S/ Δ =B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	Z' (cm)	I/ Δ =I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)
	X ₁	X ₂	Y						
(1)	100		15	1500	122.5	183750	28125	50.19	3806679.15
(2)	50	100	10	750	110.55	82912.5	6018.52	38.25	1103315.395
(3)	50		105	5250	52.5	275625	4823437.5	19.81	6883727.025
B (brute)				7500					
B (nette)				7125					
S/ Δ brute						542287.5			
S/ Δ nette						515173.125			
I/ Δ brute									11793721.57
S/ Δ nette									10614349.41
V' (cm)	72.31								
V (cm)	57.69								
ρ %	37.69								

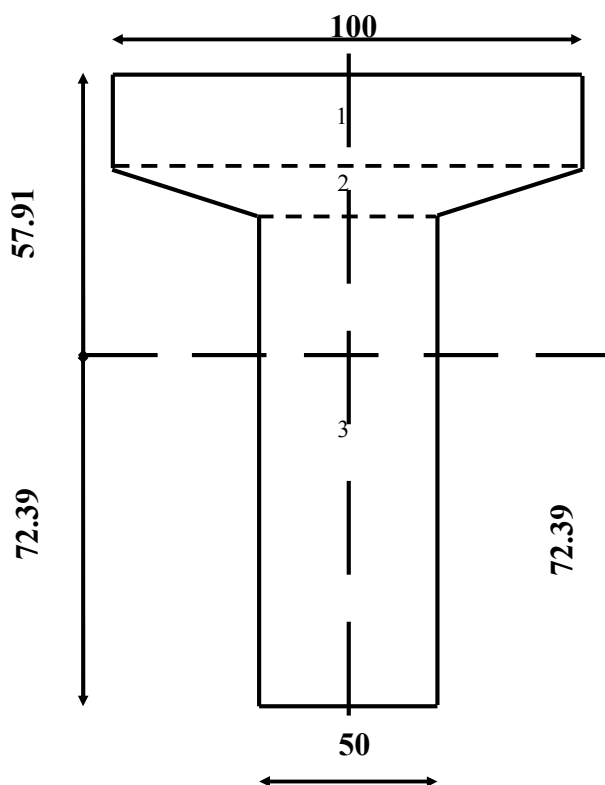


Fig. III.09 : Dimension de la poutre d'about sans dalle.



Tab. III.02 : Caractéristique géométriques de la poutre d’about + dalle

Désignation	dimension			B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	Z' (cm)	I/Δ=I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)
	X ₁	X ₂	Y						
(1)	100		15	1500	122.5	183750	28125	30.86	1456634.4
(2)	50	100	10	750	110.55	82912.5	6018.52	18.92	274493.32
(3)	50		105	5250	52.5	275625	4823437.5	39.14	12866120.4
dalle	150		20	3000	140	420000	100000	48.36	7116068.8
B (brute)				10500					
B (nette)				9975					
S/Δ brute						962287.5			
S/Δ nette						914173.125			
I/Δ brute									21441568.53
S/Δ nette									19297411.68
V' (cm)	91.64								
V (cm)	58.36								
ρ %	38.18								

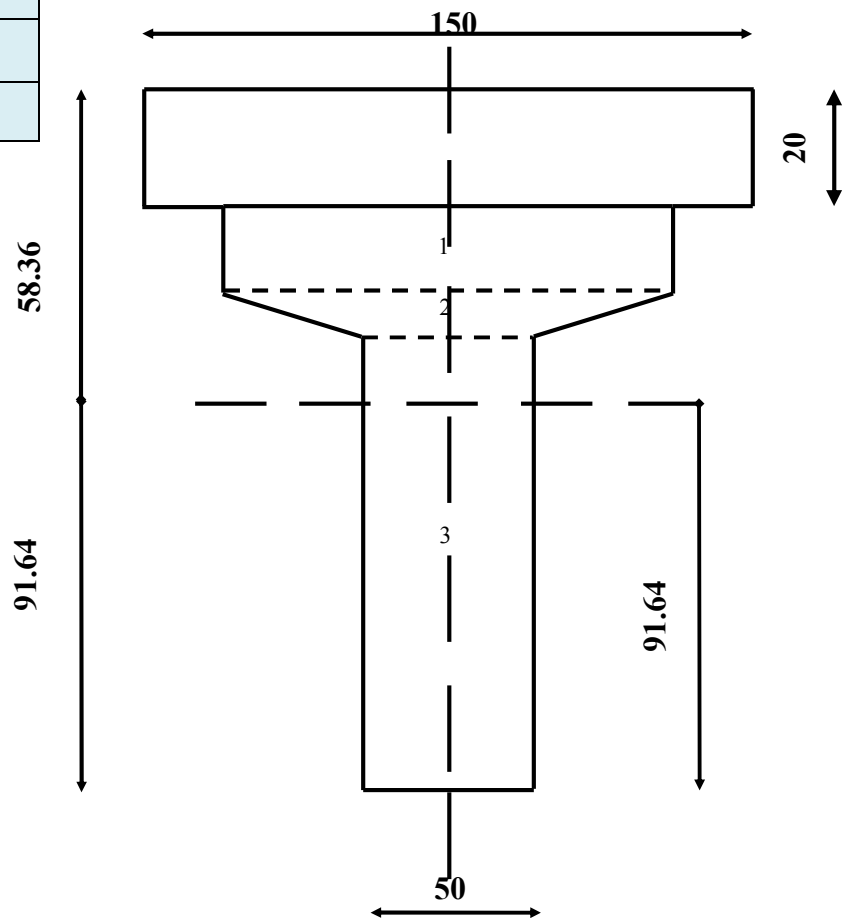


Fig. III.10 : Dimension de la poutre d’about + dalle.



III.9.2. Caractéristique géométriques de la poutre mi travée

Tab. III.03 : Caractéristique géométriques de la poutre mi travée sans dalle

Désignation	dimension			B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	Z' (cm)	I/Δ=I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)
	X ₁	X ₂	Y						
(1)	100		15	1500	122.5	183750	28125	48.46	3550682.4
(2)	32	100	12	792	110.04	87151.68	8663.27	36	1035095.27
(3)	24	32	6	168	100.14	16823.52	500.57	26.10	114943.85
(4)	24		56	1344	69	92736	351232	5.04	385371.75
(5)	24	50	21	777	29.27	22742.79	27379.74	44.77	1584761.94
(6)	50		20	1000	10	10000	33333.34	64.04	4134454.94
B (brute)				5581					
B (nette)				5301.9					
S/Δ brute						413203.99			
S/Δ nette						39254.79			
I/Δ brute									10805310.15
S/Δ nette									9724779.135
V' (cm)	74.04								
V (cm)	55.96								
ρ %	46.72								

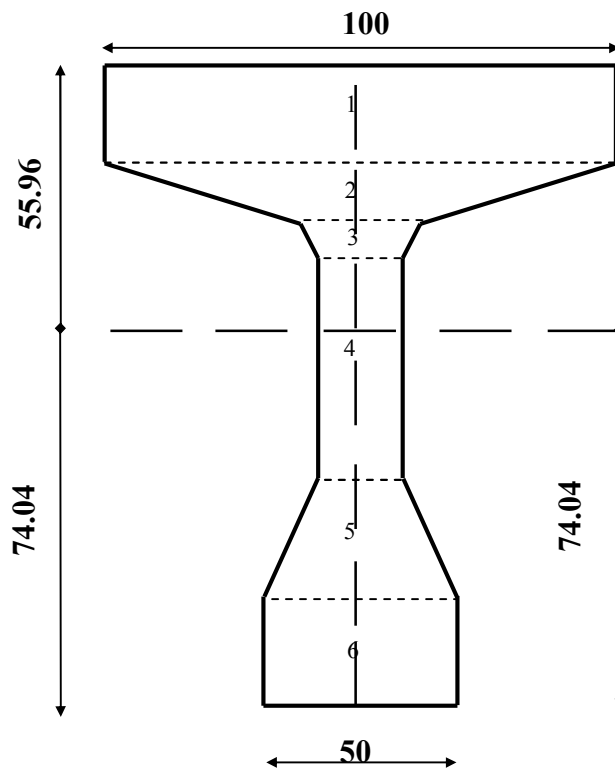


Fig. III.11 : Dimension de la poutre mi travée sans dalle.



Tab. III.04 : Caractéristique géométriques de la poutre mi travée + dalle

Désignation	dimension			B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	Z' (cm)	I/Δ=I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)
	X ₁	X ₂	Y						
(1)	100		15	1500	122.5	183750	28125	25.41	996627.15
(2)	32	100	12	792	110.04	87151.68	8663.27	12.94	141278.60
(3)	24	32	6	168	100.14	16823.52	500.57	3.06	2073.65
(4)	24		56	1344	69	92736	351232	30.09	156810.05
(5)	24	50	21	777	29.27	22742.79	27379.74	67.82	3601231.95
(6)	50		20	1000	10	10000	33333.34	87.09	7618001.44
dalle	150		20	3000	140	420000	100000	42.91	5623804.3
B (brute)				8581					
B (nette)				8151.9					
S_{/Δ} brute						833203.99			
S_{/Δ} nette						791543.79			
I_{/Δ} brute									18139827.14
S_{/Δ} nette									16325844.43
V' (cm)	97.09								
V (cm)	52.91								
ρ %	41.15								

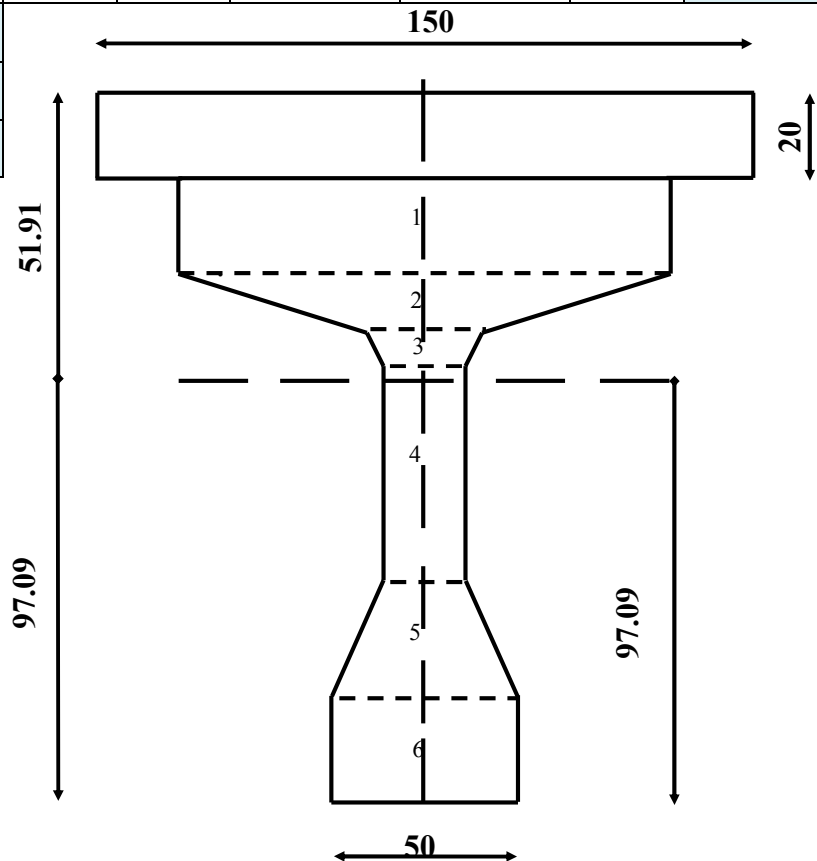


Fig. III.12 : Dimension de la poutre mi travée + dalle



III.10.Conclusion

Pour conclure, l'étape de la conception du projet est une phase très importante pour amener un projet à l'abri des différents dangers qui l'entourent. Et après avoir cerné tous les obstacles et les contraintes du site et analyser les deux variantes qui ont été proposées dans ce chapitre, on a choisi la première variante " Pont en béton précontraint réalisé par poutre pré-tension " car la méthode de réalisation par poutre pré-tension est une méthode efficace et peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante ou peu importante, sol de bonne ou de mauvaise qualité, site maritime,...etc.). Enfin, on a pensé à l'aspect esthétique en raison de la situation géographique de l'ouvrage.

Chapitre IV:
Caractéristiques des
matériaux et matériels

Projet de thèse



CHAPITRE IV

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET MATERIELS [5]

IV.1. Caractéristiques des matériaux

IV.1.1. Béton

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs :

- qualité du ciment ;
- teneur en eau ;
- l'âge du béton ;
- la température ;
- l'humidité ;
- la durée de chargement.



Fig. IV.01 : le béton [III].

IV.1.1.1. Qualités requises

- Une résistance élevée en compression ;
- L'étanchéité et la non-agressivité chimique ;
- Une faible sensibilité aux effets des déformations différées ;
- Une bonne maniabilité.

IV.1.1.2. Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite «résistance caractéristique spécifiée ». Celle-ci, notée f_{c28} .

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} . Les règles **BAEL** et **BPEL** donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement :

si $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$;

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} .$$

et si $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$;

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28} .$$

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$.



IV.1.1.3. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} ;$$

f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm²).

IV.1.1.4. Déformations longitudinales instantanées

A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté E_{ij} , une valeur conventionnelle égale à :

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

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa.}$$

IV.1.1.5. Diagramme de Contrainte et Déformation

Le diagramme caractéristique contrainte-déformation du béton a l'allure schématisée sur la figure 1 dite "parabole - rectangle".

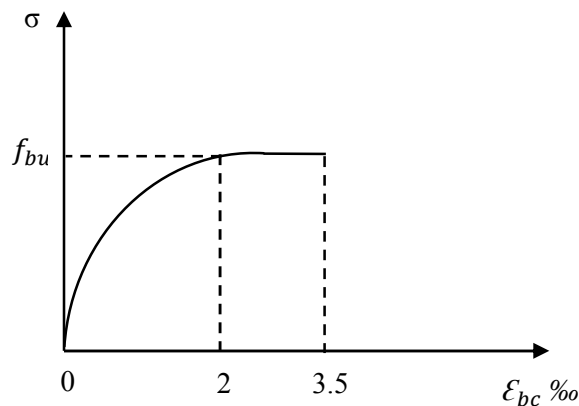


Fig. IV.02 : Diagramme de Contrainte et Déformation.

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par : $\sigma_{bu} = 0,85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b$.

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions.

- $\theta = 1$ $t > 24h$;
- $\theta = 0,9$ $1h \leq t \leq 24 h$;
- $\theta = 0,85$ $t \leq 1 h$.



IV.1.1.6. Déformations différées

a) Retrait

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Son importance dépend d'un certain nombre de paramètres :

- l'humidité de l'air ambiant ;
- les dimensions de la pièce ;
- la quantité d'armatures ;
- la quantité d'eau ;
- le dosage en ciment ;
- le temps.

La loi d'évolution du retrait est donnée par:

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m}$$

t : l'âge du béton, en jours, compté à partir du jour de fabrication, et r_m le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres :

$$r_m = B/u ;$$

B: L'aire de section ;

u: Le périmètre de la section.

b) Fluage

Le fluage correspond à une déformation croissante dans le temps sous contrainte constante. Il dépend d'un certains nombres de paramètres :

- l'épaisseur moyenne de la pièce ;
- la contrainte appliquée ;
- le dosage en ciment ;
- la teneur en eau ;
- l'humidité ;
- la température ;
- l'âge de mise en tension.

La déformation de fluage à l'instant t d'un béton soumis à l'âge $j = t_1 - t_0$ à une contrainte constante σ_1 est exprimée sous la forme :

$$\varepsilon_{f1} = \varepsilon_{ic} \times k_{f1} \times (t_1 - t_0) \times f(t_1 - t_0).$$

t_0 : date du bétonnage,

t_1 : date de mise en charge ;



ε_{ic} : déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte σ_1 ;

$$\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{i28} ;$$

K_{fl} : coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge ($t_1 - t_0$) du béton au moment où il subit la contrainte σ_1 ;

$f(t - t_1)$: une fonction de la durée du chargement ($t - t_1$), exprimée en jours, qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

c) Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Selon les règles du BAEL et BPEL on prend :

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré ;

$\nu = 0$ pour un béton fissuré.

d) Coefficient de dilatation thermique

A défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à 10^{-5} par degré °C

NB : pour améliorer la mise en place du béton, ses caractéristiques ou sa durabilité, on peut être amené à ajouter des adjuvants en faible quantité lors de la confection du béton. On utilise plus spécialement :

- les accélérateurs de prise ;
- les retardateurs de prise ;
- les accélérateurs de durcissement ;
- les entraîneurs d'air ;
- les plastifiants ;
- les hydrofuges de masse ;
- les antigels.

IV.1.1.7. Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

ν : coefficient de poisson.

IV.1.2.Acier

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton ;
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.



Fig. IV.03 : l'acier [II].

IV.1.2.1.Acier passives

Ce sont des aciers identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

a) Description des différents types d'aciers

Les aciers généralement utilisés sont classés en plusieurs catégories :

- ❖ Barres rondes lisses ;
- ❖ Barres à haute adhérence ;
- ❖ Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses) ;
- ❖ Treillis soudés.

D'une façon générale, on distingue pour les armatures passives en béton précontraint :

- Les aciers passifs longitudinaux ;
- Les aciers passifs transversaux.

b) Caractères des armatures passives

Les caractères des armatures passives à prendre en compte dans les calculs sont les suivants :

- ✓ Section nominale de l'armature ;
- ✓ Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200 000 MPa.

➤ Limite d'élasticité garantie

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée f_e .



Tab. IV.01 : les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité

Type	Désignation	limite d'élasticité
ronds lisses	feE215	215
	FeE235	235
barres HA	FeE400	400
	FeE500	500
files tréfiles HA et -treillis soudés HA	FeTE500	500
	TSHA	
treillis soudés lisses	TSL	500

➤ Diagramme Contraintes –Déformations

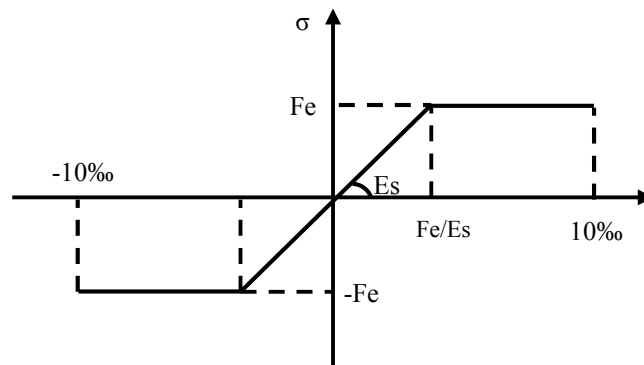


Fig. IV.04 : diagramme de contrainte et déformation.

➤ L'aptitude de l'armature à rester solidaire au béton

Cette aptitude est caractérisée par les coefficients d'adhérence dits de fissuration et de scellement désignés respectivement par η et ψ .

Coefficients de fissuration :

- $\eta = 1$ ronds lisses ;
- $\eta = 1.6$ barres HA ou fils HA de diamètre supérieur ou égal à 6 mm ;
- $\eta = 1.3$ fils HA de diamètre inférieur à 6 mm.

Coefficients de scellement

- $\psi = 1$ ronds lisses ;
- $\psi = 1.5$ barres HA ou de fils HA.



IV.1.2.2. Armatures actives

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions. L'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exige un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classés par :

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

a) Qualités requises

- Une résistance mécanique élevée ;
- Une ductilité suffisante ;
- Une bonne résistance à la corrosion ;
- Une faible relaxation ;
- Un coût aussi bas que possible.

b) Caractères géométriques

❖ Les fils

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

- les fils d'acier ronds et lisse de symbole L ;
- les fils autres que ronds et lisses de symbole L.

❖ les barres

Les barres sont définies comme des armatures rondes et lisses de diamètre supérieur à 12.5mm, ou non rondes ou non lisses ne pouvant être livrées en couronnes.

❖ Les 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.

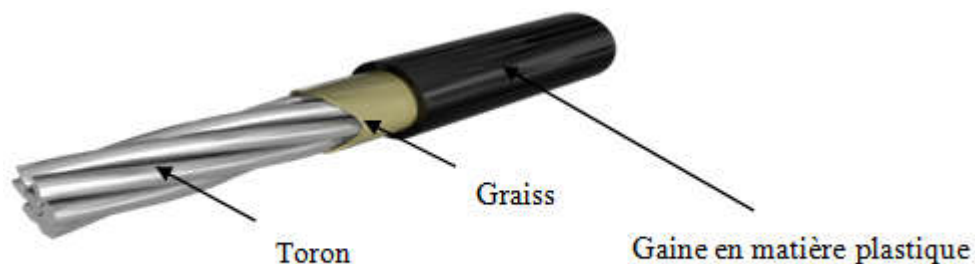


Fig. IV.05 : acier actif ou toron pour post-tension [II].



c) Caractères de calcul

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

- section nominale de l'armature ;
- la contrainte maximale garantie à rupture f_{prg} ;
- la contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité f_{peg} ;
- coefficient de relaxation ρ_{1000} :
 $\rho_{1000} = 2,5 \%$ pour la classe TBR (Très Basse Relaxation) ;
 $\rho_{1000} = 8 \%$ pour la classe RN (Relaxation Normale).
- adhérence au béton ;
- coefficient de dilatation thermique 10^{-5} par degré $^{\circ}\text{C}$;
- module de déformation longitudinale :
 $E_p = 200\,000 \text{ MPa}$ pour les fils et les barres ;
 $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$ pour les torons.
- diagramme des efforts et déformations :

Les diagrammes à utiliser conventionnellement pour les calculs sont donnés respectivement :

Pour les files tréfilés et les torons :

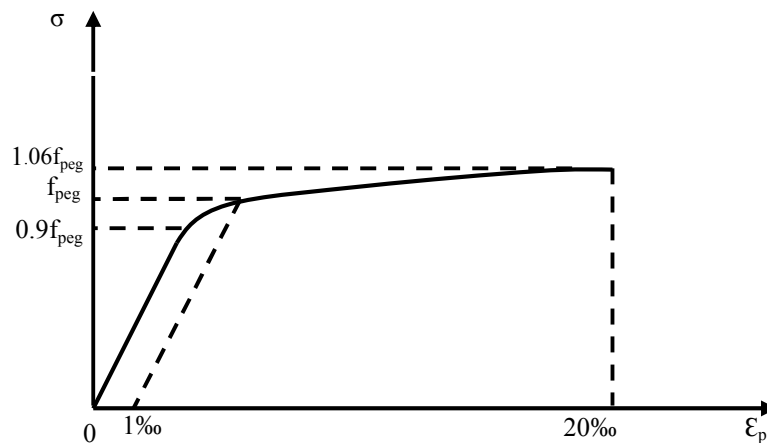


Fig. IV.06 : diagrammes des efforts et déformation.

$$\text{Pour } \sigma_p \leq 0,9 f_{peg}, \quad \epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} ;$$

$$\text{Pour } \sigma_p > 0,9 f_{peg}, \quad \epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 1000 \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 ;$$

Pour les fils trempés et revenus et pour les barres :

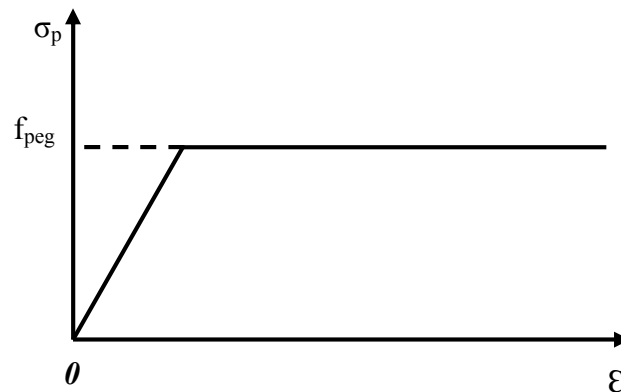


Fig. IV.07 : diagrammes des efforts et déformations.

Pour $\epsilon_p \leq \frac{f_{peg}}{E_p}$; $\sigma_p = E_p \epsilon_p$; si non $\sigma_p = f_{peg}$.

Ce dernier diagramme est toléré pour les fils tréfilés et torons si on ne recherche pas une grande précision [7].



Fig. IV.08 : ferrailage en place centre de poutre préfabriquée [II].

IV.2. Matériels

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

- a) **Dispositif d'ancrage** : on distingue, principalement, deux types d'ancrage : Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension ;
- b) **Les coupleurs** : dispositif permettant les prolongements des armatures ;
- c) **Matériels de mise en tension** : vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins, clavette ...etc ;



Fig. IV.09 : Vérins hydraulique [II].



Fig. IV.10 : clavette d'ancrage [II].

d) *Les accessoires* : gaines, tubes d'injection ...etc.

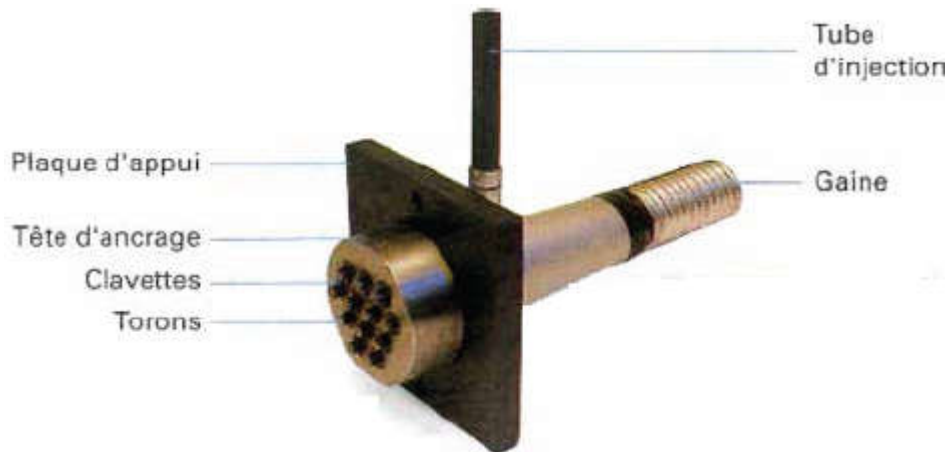


Fig. IV.11 : les différents types d'ancrages [II].

IV.3.conclusion

En se référant à ce qui a été exploité dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude toute en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques.

Chapitre V:
Calcul des charges et
surcharges

Projet de fin d'étude



CHAPITRE V

CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES

V.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 ;
- Variables.

V.2.Calcul des charges

On peut deviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principales vis-à-vis participation porteuse, donc on considère :

- Charge permanent (CP) ;
- Complément de charge permanente (CCP).

V.2.1.Calcul de la charge permanente (CP)

V.2.1.1.Les éléments poutres

Nos poutres sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

S_1 et S_2 ;

S_1 : section d'about;

S_2 : section médiane ;

S_3 : section à mi travée.

On a:

$$S_1 = 0.75 \text{ m}^2;$$

$$S_3 = 0.5581 \text{ m}^2;$$

$$S_2 = (S_1 + S_3) / 2;$$

$$S_2 = (0.75 + 0.5581) / 2 ;$$

$$S_2 = 0.65405 \text{ m}^2 ;$$

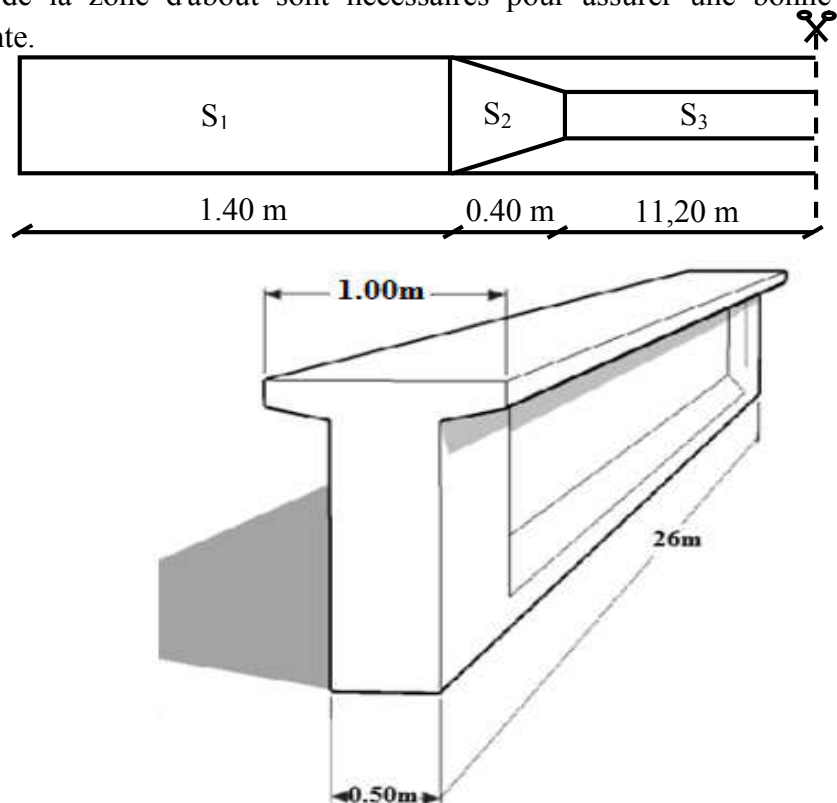


Fig. V.01 : Variation de la section.



$$\rho_{bét} = 2.5 \text{ t/m}^3;$$

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

$$P_{1 \text{ poutre}} = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3);$$

$$P_{poutres} = 7 \times P_{1 \text{ poutre}};$$

$$P_1 = 2.5 \times 0.75 \times 1.40 = 2.625 \text{ t};$$

$$P_2 = 2.5 \times 0.65405 \times 0.40 = 0.654 \text{ t};$$

$$P_3 = 2.5 \times 0.5581 \times 11.20 = 15.627 \text{ t}.$$

Donc :

$$P_{1 \text{ poutre}} = 2 (2.625 + 0.654 + 15.627);$$

$$P_{1 \text{ poutre}} = 37.812 \text{ t};$$

$$P_{poutres} = 7 \times 37.812 = 264.684 \text{ t};$$

$$G_{poutre} = \frac{P_{poutres}}{26};$$

$$G_{poutre} = 10.18 \text{ t/ml}.$$

V.2.1.2. L'élément dalle

Epaisseur de la dalle : 20 cm ;

Largeur de la dalle : 10.5 m ;

Le poids total de la dalle :

$$P_D = 0.2 \times 10.5 \times 2.5 \times 26 = 136.5 \text{ t}.$$

Le poids de la dalle par mètre linéaire :

$$G_D = 136.5 / 26 = 5.25 \text{ t/ml}.$$

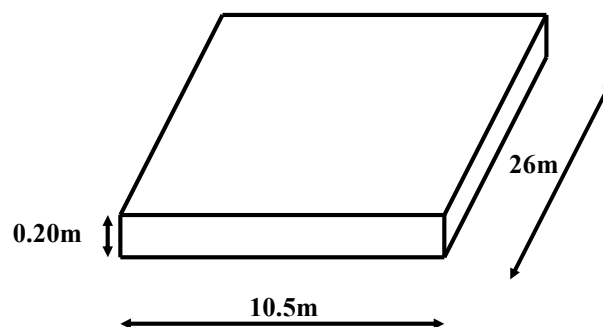


Fig. V.02 : la dalle.



V.2.1.3. Les éléments entretoisent

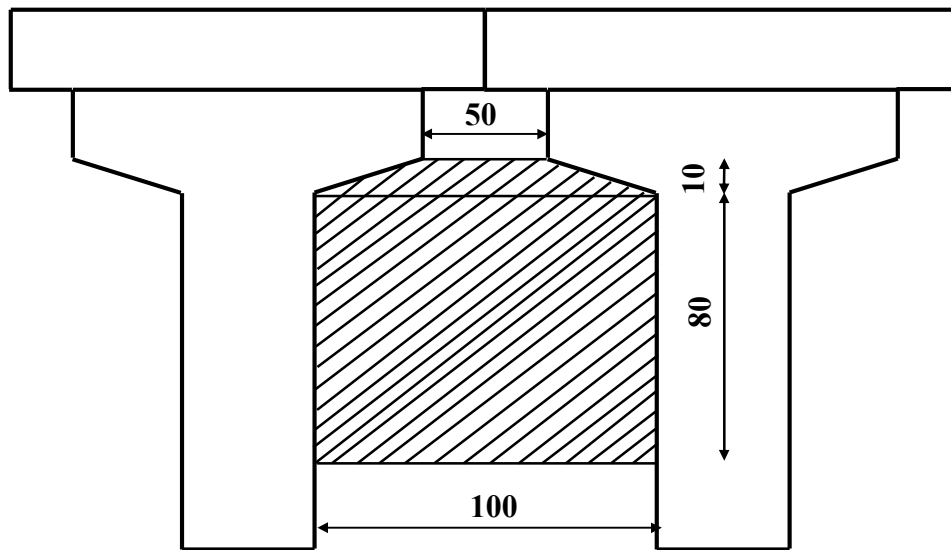


Fig. V.03 : Les dimensions de l'entretoise.

Epaisseur de l'entretoise : 30 cm ;

$$P_{lent} = (1 \times 0.80 + 0.1 \times (1 + 0.50) / 2) \times 0.3 \times 2.5 ;$$

$$P_{lent} = 0.656 \text{ t} ;$$

$$P_{ent} = P_{lent} \times 6 \times 2 ;$$

$$P_{ent} = 7.875 \text{ t.}$$

Alors :

$$G_{ent} = P_{ent} / 26 ;$$

$$G_{ent} = 0.30 \text{ t/ml.}$$

Donc :

$$CP = G_{poutres} + G_D + G_{ent} ;$$

$$CP = 10.18 + 5.25 + 0.30 ;$$

$$CP = 15.73 \text{ t/ml.}$$



V.2.3. Calcul du complément des charges permanente (CCP)

V.2.3.1. Le revêtement et l'étanchéité

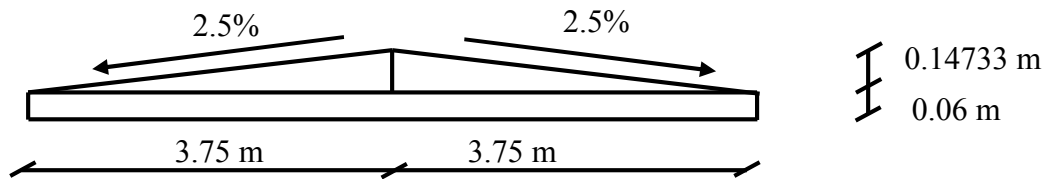


Fig. V.04 : Le revêtement et l'étanchéité.

$$\rho_{rev} = 2.2 \text{ t/m}^3 ;$$

$$G_{rev} = (0.06 \times 7.5 + 0.14733 \times 3.75) \times 2.2 ;$$

$$G_{rev} = 2.20 \text{ t/ml.}$$

V.2.3.2. Le trottoir

Largeur de trottoir : 1.5 m ;

Epaisseur trottoir : 20 cm ;

$$G_{tro} = 1.5 \times 0.20 \times 2.5 ;$$

$$G_{tro} = 0.75 \text{ t/ml} ;$$

$$G_{2tro} = 1.5 \text{ t/ml.}$$

V.2.3.3. La corniche

$$G_{cor} = 2.5 \times \left[(20 + 22) \times \frac{25}{2} + (7 + 14) \times \frac{53}{2} \right] 10^{-4} ;$$

$$G_{cor} = 0.27 \text{ t/ml.}$$

V.2.3.4. Glissière de sécurité

$$G_{gs} = 0.06 \text{ t/ml} \times 2 ;$$

$$G_{gs} = 0.12 \text{ t/ml.}$$

V.2.3.5. Garde-corps

$$G_{gc} = 0.10 \text{ t/ml} ;$$

Donc : $CCP = G_{rev} + G_{tro} + G_{cor} + G_{gs} + G_{gc} ;$

$$CCP = 2.20 + 1.5 + 0.27 + 0.12 + 0.10 ;$$

$$CCP = 4.19 \text{ t/ml.}$$

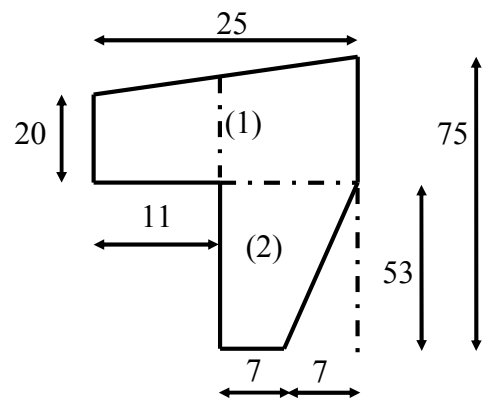


Fig. V.05 : Les dimensions de la corniche.



Tab. V.01 : Poids totale de tablier

	éléments	poids (t/ml)	poids (t)
CP	Poutres	10.18	264.68
	Dalle	5.25	136.5
	Entretoise	0.30	7.8
CCP	Revêtement et étanchéité	2.20	57.2
	2 Trottoir	1.5	39
	Corniche	0.54	14.04
	Glissière de sécurité	0.12	3.12
	Garde-corps	0.2	5.2
poids totales de tabliers		20.29	527.54

V.3. Calcul des surcharges

V.3.1. Caractéristiques du pont

Largeur chargeable: $L_C = L_R = 7.5$ m ;

Nombre des voies : 2 Voies ;

Classe du pont: $L_C = 7.5$ m et 02 voies \Rightarrow Pont de 1 ère Classe.

D'après le fascicule 61 titre II [11], les surcharges a utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- ✓ La surcharge de type A (I) ;
- ✓ Système B : (B_c , B_t et B_r) ;
- ✓ La surcharge militaire M_c120 ;
- ✓ Le convoi exceptionnel D240.

V.3.2. Evaluation des surcharges

V.3.2.1. Système de charges A(I)

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤ 200 doivent rester à une charge A(I) uniforme exprimée en (Kg / m^2) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

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

A (I) : est multipliée par le coefficient a_1 en fonction de la classe du pont pour le nombre de voies chargées.



Le coefficient a_1 : donner par le tableau suivant :

Tab. V.02 : Les valeurs de coefficient a_1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{ère}	1	1	0.90	0.75	0.70
2 ^{ème}	1	0.90	/	/	/
3 ^{ème}	0.90	0.80	/	/	/

Alors :

$$a_1 = 1.$$

Avec :

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

L : portée du pont. On a $L = 26$ m ;

$$\text{Donc : } A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 1177.36 \text{ kg/m}^2;$$

$$A(L) = 1.18 \text{ t/m}^2.$$

Et :

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

V : La largeur d'une voie = 3.75 m ;

V_0 : dépend de la classe :

- 3.5 m pour les ponts de première classe ;
- 3.0 m pour les ponts de deuxième classe ;
- 2.75 m pour les ponts de troisième classe.

$$1^{\text{ère}} \text{ classe} \implies V_0 = 3.5 \text{ m};$$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.75} = 0.93;$$

$$A = 1 \times 0.93 \times 1.18;$$

$$A = 1.10 \text{ t/m}^2.$$



Tab. V.03 : Charge A (L) par voie

Voies charges	a ₁	a ₂	A (L) (t/m ²)	A (t/m ²)	Largeur de voies (m)	A2 (L) (t/m)
1 voie	1	0.93	1.18	1.10	3.75	4.125
2 voies	1	0.93	1.18	1.10	7.5	8.25

V.3.2.2. Système de charges B

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- ✓ Le système B_c qui se compose de camions types (30 t) ;
- ✓ Le système B_t se compose de 2 essieux dit « essieux tandems », (32 t) ;
- ✓ Le système B_r se compose d’une roue isolée (10 t) .

➤ Système B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques comme sont indiquées sur le schéma suivante :

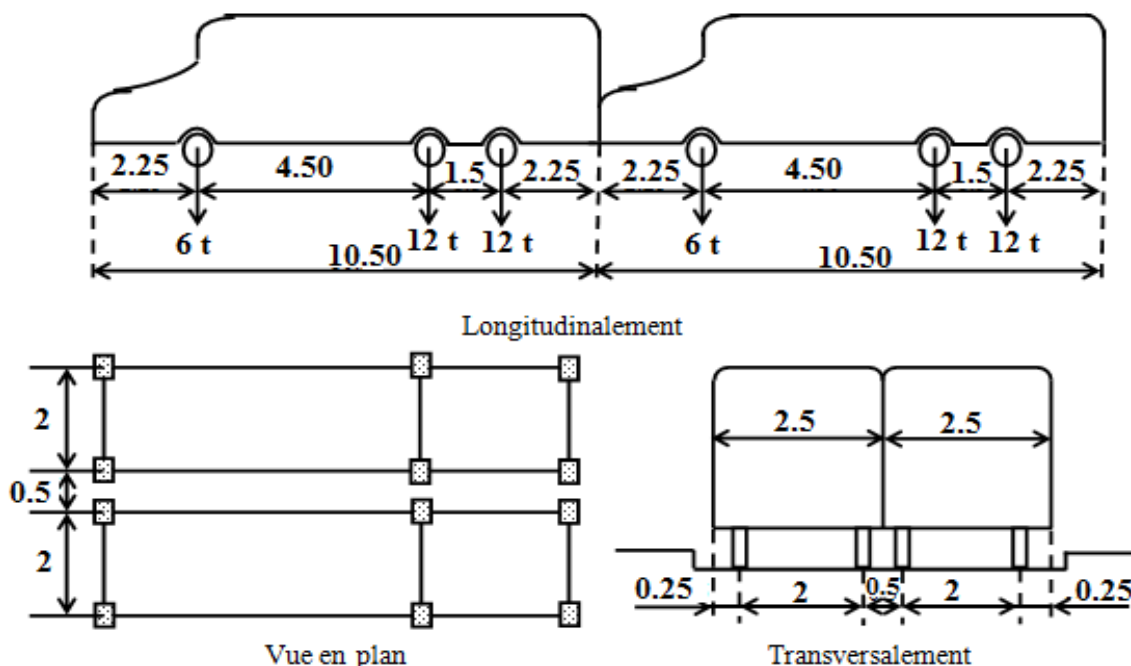


Fig. V.06 : Système de charge B_c [11].

Note : les charges du système B_c sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est le même pour chaque élément d’ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$



L : longueur de la travée ;

G : la charge permanente de l'ouvrage ;

S : surcharge B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant le fascicule 61 titre II [11].

Tab. V.04 : Les valeurs de coefficient b_c

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	/	/	/

$$S_l = 2 \times 30 \times 2 ;$$

$$S_l = 120 \text{ t} ;$$

$$S = S_l \times b_c ;$$

$$S = 60 \times 2 \times 1.1 = 132 \text{ t} ;$$

$$L = 26 \text{ m} ;$$

$$G = 527.54 \text{ t} ;$$

Donc :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 26} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 527.54}{132}} = 1.1 .$$

Tab. V.05 : Charge (B_c) par voie

Voies chargées	Bc	Charge par essieu (t)		
1 voie	1.2	EAV	1 x 6 x 1.2 x 1.1	7.92
		EAR	2 x 6 x 1.2 x 1.1	15.84
2 voies	1.1	EAV	2 x 6 x 1.1 x 1.1	14.52
		EAR	4 x 6 x 1.1 x 1.1	29.04



➤ **Système B_t**

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tous deux à roues simples qui répondent à la caractéristique suivante :

- Masse portée par chaque essieu 16 t ;
- Distance des deux essieux 1.35 m ;
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

Le système est applicable seulement pour de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

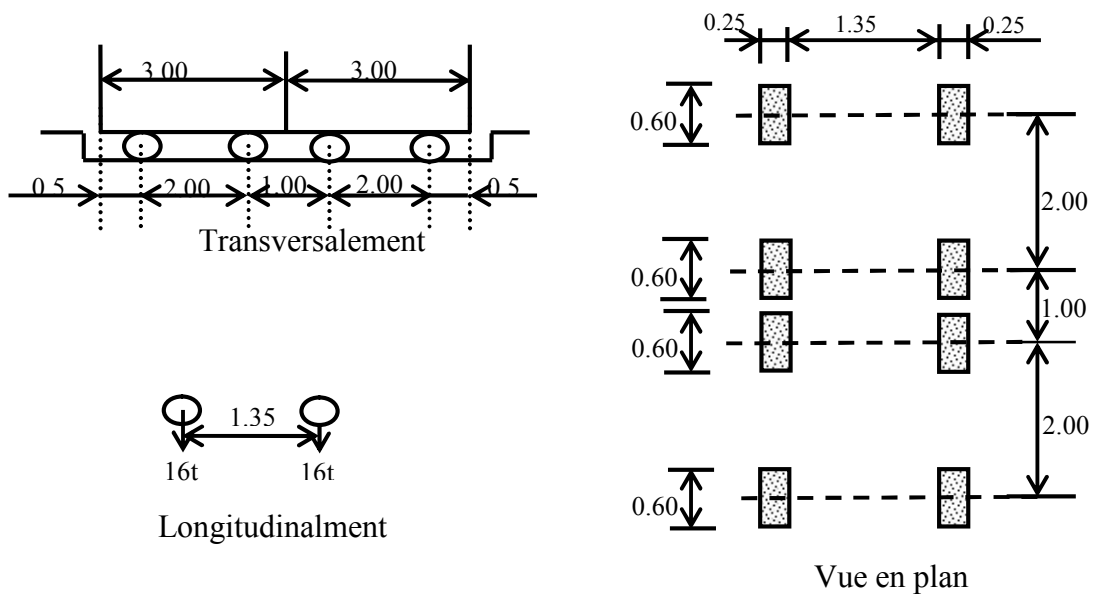


Fig. V.07 : Les dimensions du système B_t [11].

Le coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système **B_t** sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Masse total 32 t.

$$S = S_l \times b_t;$$

Tab. V.06 : valeurs de b_t

Classe de pont	b _t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Pont 1^{ère} classe **b_t = 1.2.**

$$S = 32 \times 2 \times 1.2 = 76.8 \text{ t};$$



$G = 527.54 \text{ t} ;$

$L = 26 \text{ m} ;$

$$\delta_{bt} = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 26} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{527.54}{76.8}} = 1.1;$$

$\delta_{bt} = 1.1.$

Tab. V.07 : Charge (b_t) par essieu

Nombre de tandem	b _t	δ _{bt}	Charge par essieu (t)	
1	1.2	1.1	$1 \times 16 \times 1.2 \times 1.1$	21.12
2	1.2	1.1	$2 \times 16 \times 1.2 \times 1.1$	42.24

➤ **Surcharge Br**

Ce système de charge compose d'une roue isolée de 10 t qui peut être placée n'importe où sur la largeur chargeable pour avoir le cas le plus défavorable.

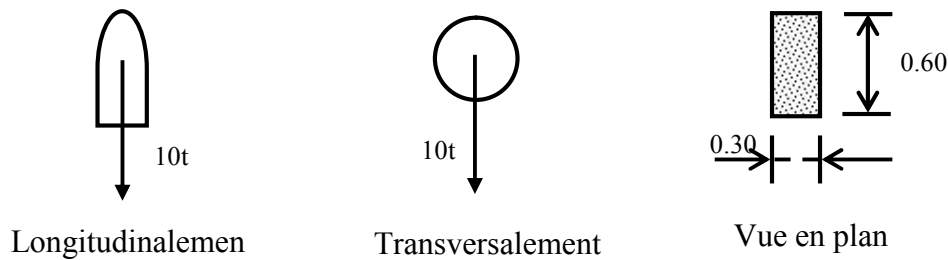


Fig. V.08 : Système de charge B_r [11].

V.3.2.3. Charge militaire M_c120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale1100 KN ;

Longueur d'une chenille6.10 m ;

Largeur d'une chenille.1.0 m ;

Distance d'axe en axe des deux chenilles. 3.30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

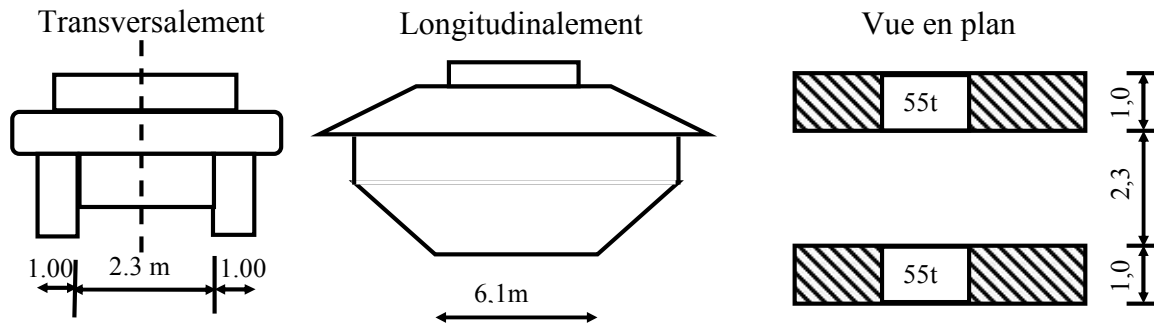


Fig. V.09. Charge militaire M_C120 [11].

Le coefficient de majoration dynamique

Les surcharges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique. Masse totale de chenille 110 t/ml.

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} ;$$

$$L = 26\text{m} ;$$

$$G = 527.54 \text{ t} ;$$

$$S = 110 \text{ t} ;$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 26} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{527.54}{110}} = 1.09 ;$$

$$\delta_{M_c} = 1.09 ;$$

$$P = 110 \times 1.09 = 120 \text{ t}.$$

Soit par ml de chenille

$$G_{M_c} = P / 6.1 ;$$

$$G_{M_c} = 120 / 6.1 ;$$

$$G_{M_c} = 19.67 \text{ t/ml}.$$

V.3.2.4. Charge exceptionnelle (D240)

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large et 18.60m de long, le poids par mètre linéaire égale à **12.90 t/m** [12].

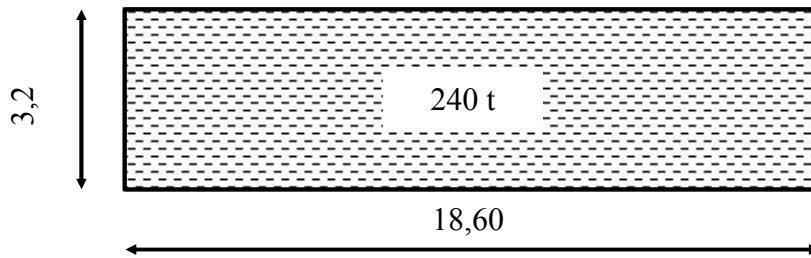


Fig. V.10 : Vue en plan de charge exceptionnelle [12].

V.3.2.5. Les Surcharges sur trottoir

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2 Largeur du trottoir est 1.50 m.

- Pour 1 trottoir chargé :
 $G = 0.15 \times 1.5 = 0.225 \text{ t/ml}$;
 $G = 0.225 \text{ t/ml}$.
- Pour 2 trottoirs chargés :
 $G = 2 \times 0.225 = 0.45 \text{ t/ml}$;
 $G = 0.45 \text{ t/ml}$.

V.3. 2.6. Forces de freinage

- Effort de freinage correspondant à la charge $A (L)$

$A(L)$: charge routier ;

S : surface chargé par m^2 .

Une travée chargée :

$$A(L) = 1.04 \text{ t/m}^2 ;$$

$$S = 26 \times 10.5 = 273 \text{ m}^2 ;$$

$$F = A (L) \times S / (20 + 0.0035 \times S) = 13.54 \text{ t} ;$$

$$F = 13.54 \text{ t}.$$

- Effort de freinage correspondant à B_c

$F_{BC} = 30\text{t}$ par tablier un seul camion est supposé freiner.



V.3.3. Calcul des éléments de réduction

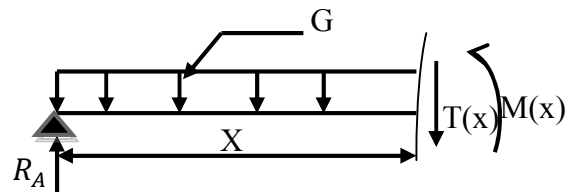
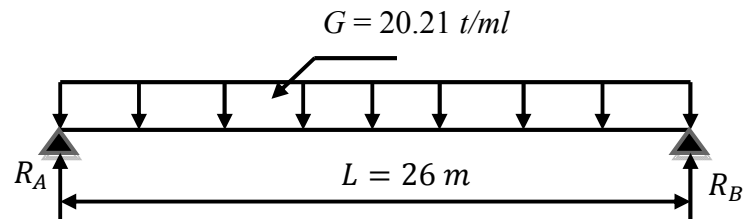
V.3.3.1. Calcul des éléments de réduction dus au poids propre

Les équations des efforts internes dus à une charge répartie uniformément s'écrivent comme suit :

$$T_{max} = G \times \left(\frac{L}{2} - X \right);$$

$$M_{max} = G \times \frac{X}{2} \times (L - X);$$

On a : $G = 20.21 \text{ t/ml}$.



Calcul de la réaction

$$R_a = R_b = G \times L / 2 = 258.96 \text{ t/ml};$$

$$R = 258.96 \text{ t/ml}.$$

Calcul de du moment fléchissant

$$\text{Pour : } X = 0.25 \times L;$$

$$M = G \times 3 L^2 / 32 = 1262.43 \text{ t.ml};$$

$$M = 1262.43 \text{ t.ml}.$$

$$\text{Pour : } X = 0.5 \times L;$$

$$M = G \times L^2 / 8 = 1683.24 \text{ t.ml};$$

$$M = 1683.24 \text{ t.ml}.$$

Calcul de l'effort tranchant

$$\text{Pour : } X = 0 \times L;$$

$$T = G \times L / 2 = 258.96 \text{ t/ml};$$

$$T = 258.96 \text{ t/ml}.$$

$$\text{Pour : } X = 0.25 \times L;$$

$$T = G \times \left(\frac{L}{4} \right) = 19.92 \times \frac{26}{4} = 129.48 \text{ t/ml};$$

$$T = 129.48 \text{ t/ml}.$$



Tab. V.08. Moment fléchissant et l'effort tranchant dus au poids propre

	M (t.ml)	T (t)
Pour $X = 0 \times L$.	0	258.96
Pour $X = 0.25 \times L$.	1262.43	129.48
Pour $X = 0.5 \times L$.	1683.24	0

V3.3.2. Calcul des éléments de réduction dus à la surcharge

➤ Système A(l)

Etant un système de surcharge reparti uniformément sur toute la longueur de la poutre.

Les équations du système de charge A(L) donnant les efforts internes s'écrivent de la même façon que ceux dus au poids propre mais avec une valeur de Q comme suite :

$Q = 4.125 \text{ t/ml}$ pour une voie chargée ;

$Q = 8.25 \text{ t/ml}$ pour deux voies chargées.

Calcul des réactions

Une voie chargée : $R_a = R_b = A(l)_{1v} \times L / 2 = 53.625 \text{ t}$;

2 voies chargées : $R_a = R_b = A(l)_{2v} \times L / 2 = 107.25 \text{ t}$.

Tab. V.09. Moment fléchissant et l'effort tranchant du Système A(l)

Désignation	g(t/ml)	Sections	M (t.ml)	T (t)	R (t)
1 ^o voie chargée	4.125	0L	0	53.62	53.62
		0.25L	261.42	26.81	-
		0.50L	348.56	0	-
2 voies chargées	8.25	0L	0	107.25	107.25
		0.25L	522.85	53.62	-
		0.50L	697.12	0	-

➤ Système Bc

Le moment fléchissant

Dans ce paragraphe la détermination du moment critique se fera par l'application du théorème de barrée. Cette méthode est utilisée pour la détermination de la section la plus dangereuse de la poutre dans le cas où il y a une charge mobile.



Position de la résultante (R) du convoi $R= 60 t$.

1^{ère} cas

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

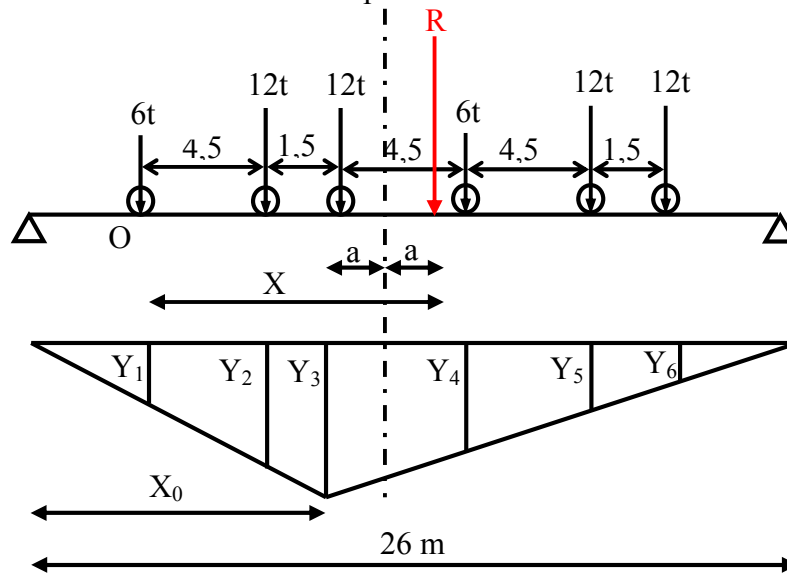


Fig. V.11 : la résultante de la charge (B_c) de 1^{ère} cas.

$$\sum M_{/O} = 0 \implies 6 \times (0 + 10.5) + 12 \times (4.5 + 6 + 15 + 16.5) + R \times X = 0;$$

$$R \times X = 567 ;$$

$$R = \sum P_i = 60 t.$$

Donc :

$$X = 9.45 m.$$

$$2a = X - 6 = 3.45 m \implies a = 1.725 m.$$

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le coté gauche de l'essieu de 12t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée

$$Y_3 = X_0 \times (L - X_0) / L ;$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - a ;$$

$$X_0 = 13 - 1.725 = 11.275 m .$$

$$Y_3 = 11.275 \times (26 - 11.275) / 26 ;$$

$$Y_3 = 6.38 m.$$



Pour déterminer les autres ordonnées (Y_i), On applique théorème de t'hales.

$$\frac{Y_1}{X_0 - 6} = \frac{Y_3}{X_0};$$

$$Y_1 = \frac{Y_3}{X_0} \times (X_0 - 6);$$

$$Y_1 = \frac{6.38}{11.275} \times (11.275 - 6);$$

Y₁ = 2.98 m.

Les autres ordonnées Y_i sont posées dans le tableau ci-dessous

Tab. V.10 : Calcul des ordonnées

Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆	Σ Y _i
2.98	5.53	6.38	4.43	2.48	1.83	23.63

2^{ème} cas

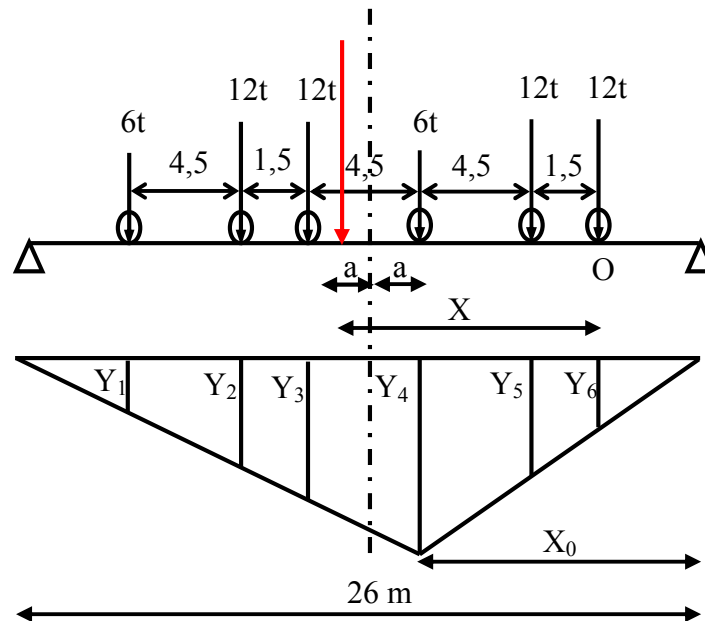


Fig. V.12 : la résultante de la charge (B_c) de 2^{ème} cas.

$$\sum M_{/O} = 0 \implies 12 \times (0 + 1.5 + 10.5 + 12) + 6 \times (6 + 16.5) + R \times X = 0;$$

$$R \times X = 423;$$

$$R = \sum P_i = 60 t.$$

Donc :

X = 7.05 m.



$$2a = X - 6 = 1.05 \text{ m} \Rightarrow a = 0.525 \text{ m.}$$

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le coté droit de l'essieu de 6 t qui est Symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée

$$Y_4 = X_0 \times (L - X_0) / L ;$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - a ;$$

$$X_0 = 13 - 0.525 = 12.475 \text{ m.}$$

$$Y_4 = 12.475 \times (26 - 12.475) / 26 ;$$

$$Y_4 = 6.49 \text{ m.}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Y_i), On applique théorème de t'ales.

Tab. V.11: Calcul des ordonnées

Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6	ΣY_i
1.45	3.61	4.33	6.49	4.14	3.36	23.38

Donc le cas le plus défavorable c'est la 1^{ère} cas.

$$M = P \Sigma Y_i$$

$$Y_1 + Y_4 = 4.43 + 2.98 = 7.41 \text{ m} ;$$

$$Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 5.53 + 6.38 + 2.48 + 1.83 = 16.22 \text{ m} ;$$

$$M = P_{av} \times (Y_1 + Y_4) + P_{ar} \times (Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6).$$

Tab. V.12 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (B_c) pour $x = L / 2$:

nombre de vois chargée	essieu	P (t)	M (t.m)	M0 (poutre) = M/7 (t.m)
1	E.av	7.92	315.61	45.08
	E.ar	15.84		
2	E.av	14.52	578.62	82.66
	E.ar	29.04		



L'effort tranchant

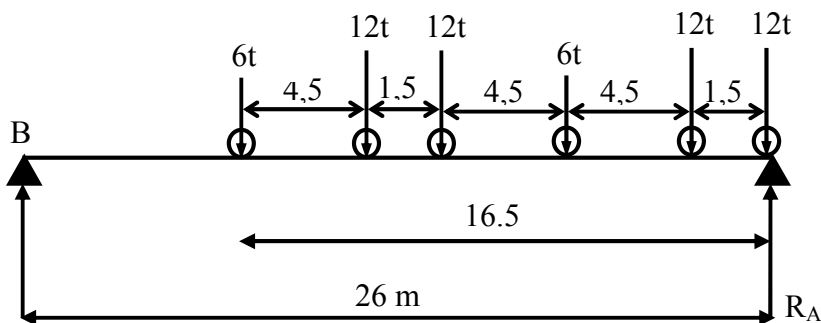


Fig. V.13 : sollicitaion de l'effort tranchant (B_c).

$$\sum M_{/B} = 0 \implies R_A \times 26 - 12 \times (26 + 24.5 + 15.5 + 14) - 6 \times (20 + 9.5) = 0;$$

$$R_A = \frac{1137}{26} = 43.73 \text{ t};$$

Et $\delta_{bc} = 1.1$;

$$T_0 = T/n \implies n=7$$

Tab. V.13 : L'effort tranchant dû à la surcharge B_c pour x = 0

N° de vois chargée	bc	T(t)	T ₀ (t)
1	1.2	1 × 43.73 × 1.2 × 1.1	57.72
2	1.1	2 × 43.73 × 1.1 × 1.1	105.82

➤ **Surcharge B_t**

Le moment fléchissant

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul coté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. La même procédure de calcul (théorème de barrée).

$$\sum M_{/O} = 0;$$

$$16 \times (0 + 1.35) + R \times 2a = 0;$$

$$R \times 2a = 21.6;$$

$$R = \sum P_i = 32 \text{ t.}$$

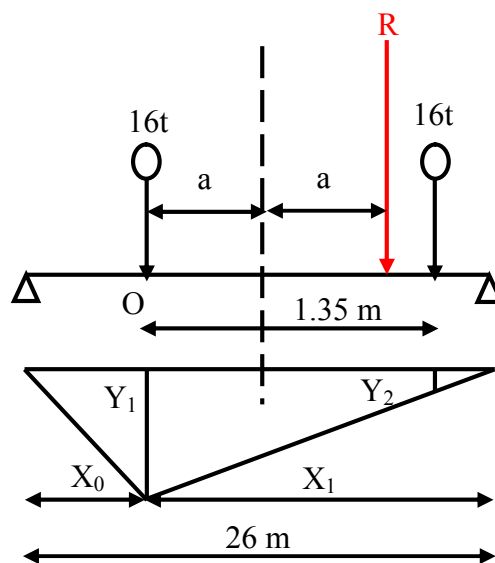


Fig. V.14 : la résultante de la charge (B_t).



Donc :

$$2a = 0.675 \text{ m} \Rightarrow a = 0.3375 \text{ m.}$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - a = \frac{26}{2} - 0.3375;$$

$$X_0 = 12.6625 \text{ m.}$$

$$X_1 = 13.3375.$$

$$Y_1 = X_1 \times \frac{X_0}{L};$$

$$Y_1 = 12.6625 \times \frac{13.3375}{26} = 6.49 \text{ m.}$$

On applique théorème de t'hales :

$$Y_2 = \frac{Y_1}{X_1} \times (X_1 - 2a) = \frac{6.49}{13.3375} \times 12.3375;$$

$$Y_2 = 6 \text{ m.}$$

$$\Sigma Y_i = Y_1 + Y_2 = 12.49 \text{ m.}$$

Tab. V.14 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (B_t) pour x = L / 2

Nombre de tandem	P (t)	M (t.m)	M _{max} = M/7
1	21.12	263.78	37.68
2	42.24	527.56	75.36

L'effort tranchant

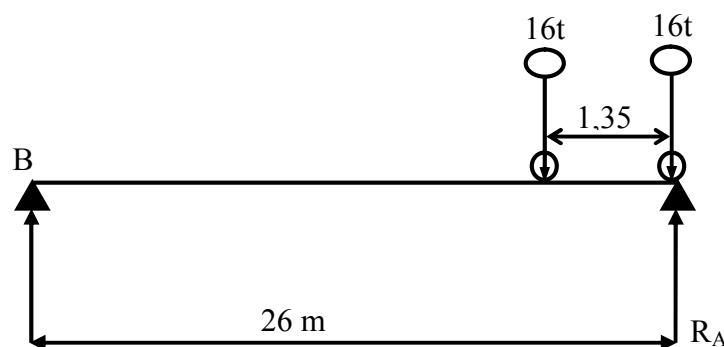


Fig. V.15 : sollicitaion de l'effort tranchant (B_t).

$$\Sigma M_{/B} = 0 \implies R_A \times 26 - 16 \times (26 + 24.5) = 0;$$

$$R_A = \frac{808}{26} = 31.07 \text{ t};$$

Et $\delta_{bt} = 1.1$.



$$T_0 = T/n \implies n = 7.$$

Tab. V.15 : L'effort tranchant dû à la surcharge B_t pour $x = 0$

N° de vois chargée	b_t	T(t)		$T_0(t)$
1	1.1	$1 \times 31.07 \times 1.2 \times 1.1$	41.01	5.85
2	1.1	$2 \times 31.07 \times 1.2 \times 1.1$	82.02	11.71

➤ **Système M_c120**

Moment fléchissant

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

$$Y_1 = \frac{a^2}{L} = \frac{13^2}{26};$$

$$Y_1 = 6.5 \text{ m.}$$

$$Y_2 = \frac{Y_1}{a} \times (a - 3.05);$$

$$Y_2 = \frac{6.5}{13} \times 9.95;$$

$$Y_2 = 4.97 \text{ m.}$$

Et $S = S_1 + S_2;$

$$S_1 = S_2 = (6.5 + 4.97) \times 3.05/2 ;$$

$$S_1 = S_2 = 17.49 \text{ m}^2 ;$$

$$S = 34.98 \text{ m}^2.$$

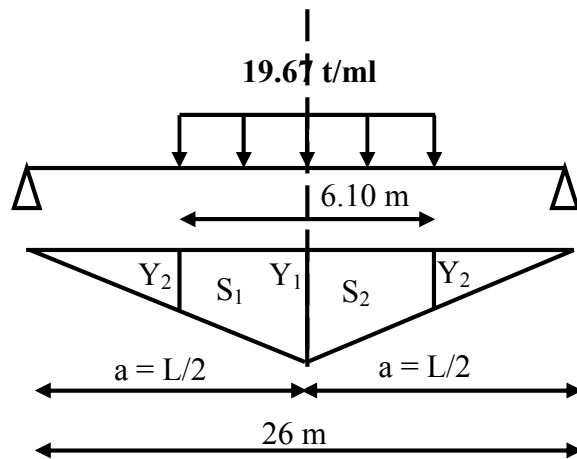


Fig. V.16 : la résultante de la charge (M_c120).

Tab. V.16 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (M_c120) pour $x = L / 2$

La charge(t/m)	Surface (S)	M (t.m)	M_0 (t.m)
19.67	34.98	688.05	98.29

L'effort tranchant

$$\sum M_{/B} = 0;$$

$$R_A \times 26 - 19.67 \times 6.1 \times (26 - 3.05) = 0;$$

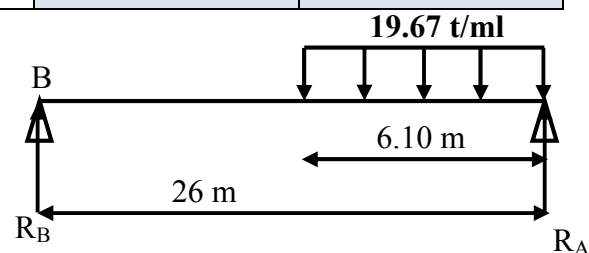


Fig. V.17 : sollicitaion de l'effort tranchant (M_c120).



$$R_A = \frac{2753.7}{26} = 105.91 \text{ t.}$$

Et $\delta_{Mc120} = 1.09$.

$T_0 = T/n \implies n=7$.

Tab. V.17 : L'effort tranchant dû à la surcharge M_C120 pour $x = 0$

T(t)		T ₀ (t)
1.09×105.91	115.44	16.49

➤ **Systeme D240**

Moment fléchissant

$$Y_1 = \frac{a^2}{L} = \frac{13^2}{26};$$

$Y_1 = 6.5 \text{ m.}$

$$Y_2 = \frac{Y_1}{a} \times (a - 9.30);$$

$$Y_2 = \frac{6.5}{13} \times 3.7;$$

$Y_2 = 1.85 \text{ m.}$

Et $S = S_1 + S_2;$

$$S_1 = S_2 = (6.5 + 1.85) \times \frac{9.3}{2};$$

$S_1 = S_2 = 38.82 \text{ m}^2;$

$S = 77.64 \text{ m}^2.$

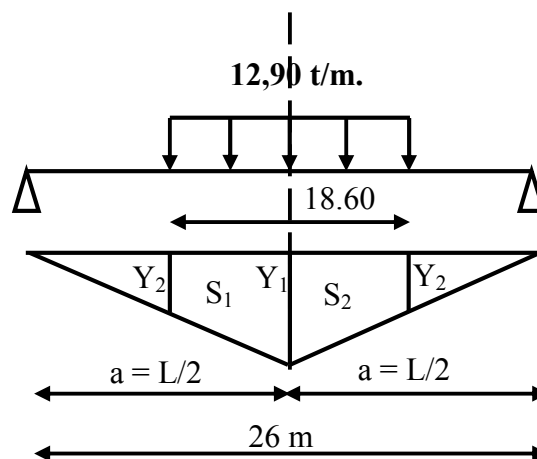


Fig. V.18 : la résultante de la charge (D240).

Tab. V.18 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (D240) pour $x = L / 2$

La charge(t/m)	Surface (S)	M (t.m)	M ₀ (t.m)
12.90	77.64	1001.55	143.07

L'effort tranchant

$$\sum M_{/B} = 0;$$

$$R_A \times 26 - 12.90 \times 18.60 \times (26 - 9.3) = 0;$$

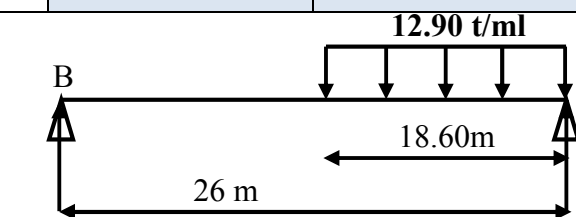


Fig. V.19 : sollicitaion de l'effort tranchant (D240).



$$R_A = \frac{4007}{26} = 154.11 \text{ t.}$$

$$T_0 = T/n \implies n = 7.$$

Tab. V.19 : L'effort tranchant dû à la surcharge D240 pour $x = 0$

T(t)	T ₀ (t)
154.11	22.01

➤ **Systeme de surcharge sur trottoir**

Moment fléchissant

Etant un système de charge réparti uniformément sur toute la longueur de la poutre les équations du système de surcharge sur trottoir donnant des efforts internes s'écrivent de la même façon que ceux du poids propre mais avec une valeur de Q comme suit :

Pour 01 trottoir chargé : $G = 0.225 \text{ t/ml}$;

Pour 02 trottoirs chargés : $G = 0.45 \text{ t/ml}$.

$$M_{max} = GL^2/8 ;$$

Pour 1 trottoir chargé : $M_{max} = GL^2/8 = 19.01 \text{ t.m}$ / Pour 1 poutre: $M_{max} = 2.71 \text{ t.m}$;

Pour 2 trottoirs chargés : $M_{max} = GL^2/8 = 38.02 \text{ t.m}$ / Pour 1 poutre : $M_{max} = 5.43 \text{ t.m}$.

Tab. V.20 : Moment fléchissant Dus au Surcharge de trottoir pour $x = L / 2$

Trottoir chargé	G (t/ ml)	M (t.m)	Mp (t.m)
1	0.225	19.01	2.71
2	0.45	38.02	5.43

L'effort tranchant

$$T = GL/2 ;$$

$$G = 0.225 \text{ t/ml.}$$

Tab. V.21 : L'effort tranchant dû à la surcharge de trottoir pour $x = 0$

Trottoir chargé	T(t)	T ₀ (t)
1	2.92	0.41
2	5.85	0.83

Tab. V.22 : récapitulatif des moments dus aux surcharges pour $x = L / 2$

les charges		surcharges		moments (t.m)	M_{\max} d'une poutre (t.m)
Surcharge A(L)	1 voie	4.125		348.56	49.79
	2 voies	8.25		697.12	99.58
Surcharge B _c	1 voie	E.av	7.92	315.61	45.08
		E.ar	15.84		
	2 voies	E.av	14.52	578.62	82.66
		E.ar	29.04		
Surcharge B _t	1 tandem	21.12		263.78	37.68
	2 tandems	42.24		527.56	75.36
Convoi	M _c 120	19.67		688.05	98.29
	D240	12.90		1001.55	143.07
Trottoir	1 trottoir	0.225		19.01	2.71
	2 trottoirs	0.45		38.02	5.43

Tab. V.23 : récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0$

les charges		T (t)	T_{\max} d'une poutre (t)
Surcharge A(L)	1 voie	53.62	7.66
	2 voies	107.25	15.32
Surcharge B _c	1 voie	57.72	8.24
	2 voies	105.82	15.11
Surcharge B _t	1 tandem	41.01	5.85
	2 tandems	82.02	11.71
Convoi	M _c 120	115.44	16.49
	D240	154.11	22.01
Trottoir	1 trottoir	2.92	0.41
	2 trottoirs	5.85	0.83



V.4. Conclusion

Ainsi, après avoir définir les caractéristiques des matériaux, et mentionner les règlements applicables sur un pont, et évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif.

Chapitre VI :
Efforts dans le tablier
(logiciel robot)

Projet de thèse



CHAPITRE VI

EFFORTS DANS LE TABLIER (LOGICIEL ROBOT)

VI.1.Introduction

La modélisation des tabliers de ponts vise à reproduire numériquement des phénomènes physiques avec un degré de précision suffisant pour permettre leur conception ou encore l'évaluation de leur capacité portante. Le mieux étant souvent l'ennemi du bien, il est sage d'éviter des modèles trop complexes qui peuvent présenter des pièges et erreurs difficilement détectables, particulièrement aux ingénieurs moins expérimentés.

Dans ce chapitre on va utiliser le logiciel ROBOT qui est, comme les autres logiciels, basé sur la méthode des éléments finis cette dernière qui a marqué un grand succès dans ce domaine. Les résultats de ce logiciel (moments et effort tranchant) sont utilisés pour le ferrailage des éléments porteurs (dalle) le ferrailage de la poutre sera présenté dans le chapitre suivant.

VI.2.Présentation de logiciel

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

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

ROBOT Professional peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. Il a été conçu spécialement pour l'environnement Windows 2000/NT/XP. Lors de la création de ROBOT Professional, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet profitant des outils performants de la société Microsoft. Tous ces



facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à ROBOT Professional de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules.

VI.2.1. Quelques étapes à suivre pour la modélisation

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec deux travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 07 poutres de longueur de 26 m). Les poutres sont considérées comme un élément de section, elles sont appuyé sur des appuis simple sur les deux côté, la dalle est considérée comme un élément de panneaux. La 1^{ère} étape c'est le choix d'affaire comme montré sur la figure suivante



Fig. VI.01 : choix d'affaire.

La deuxième étape consiste le choix du type de poutre

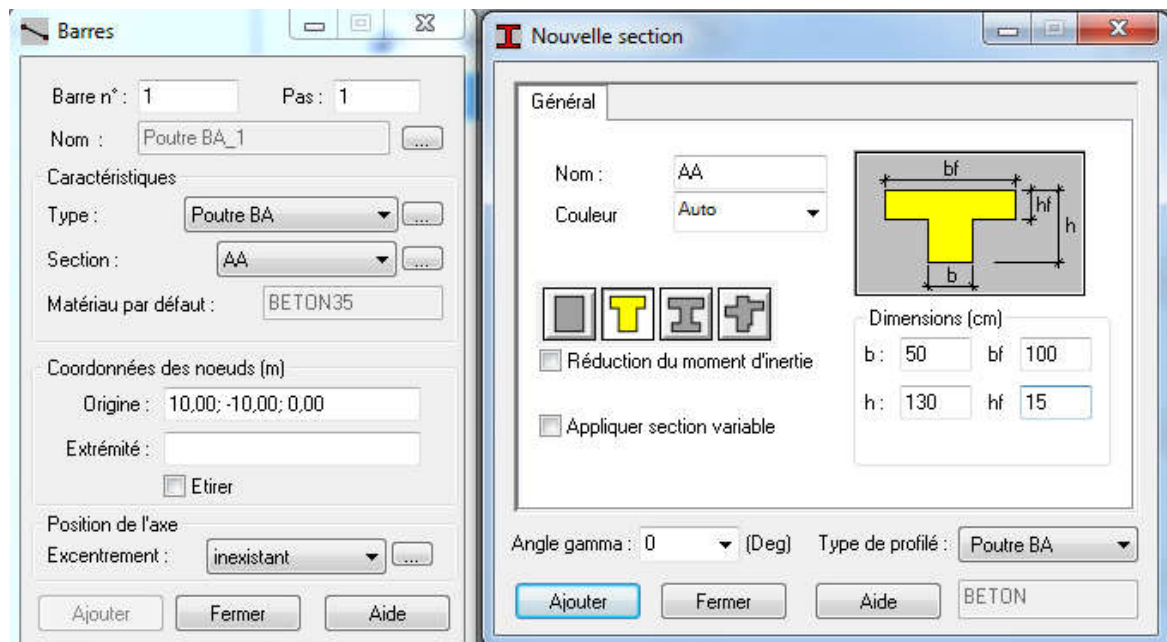


Fig. VI.02 : choix du type de poutre.



Modélisation de la dalle

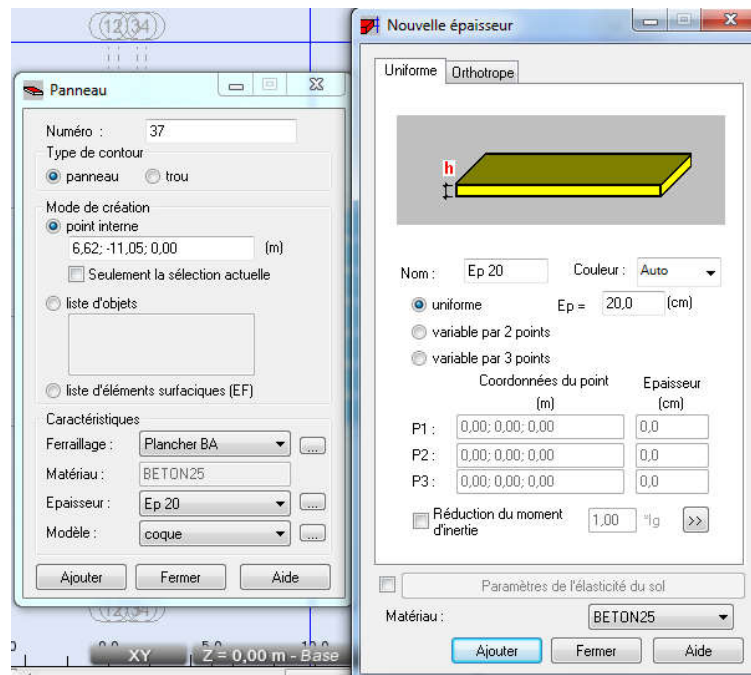


Fig. VI.03 : modélisation de la dalle.

VI.2.2. Disposition des différents cas de charges

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 soit centré sur la chaussée ou excentré.

➤ **système de charge A(I) : deux voies chargées**

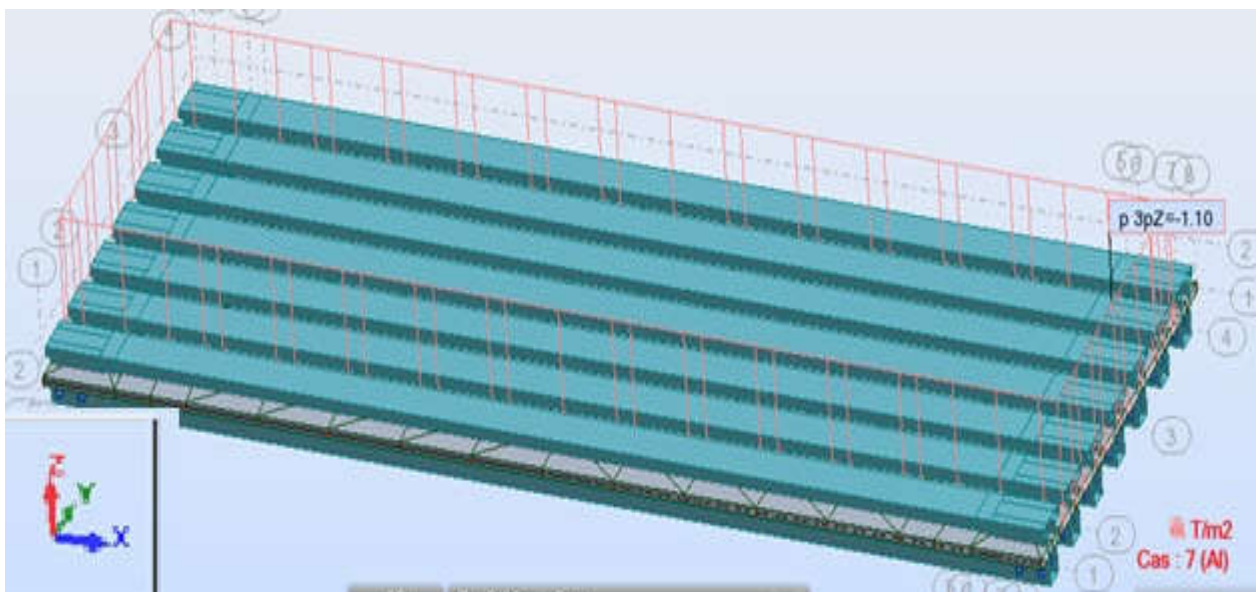


Fig. VI.04 : système A1 2 voies chargées.

➤ **Surcharges des trottoirs**

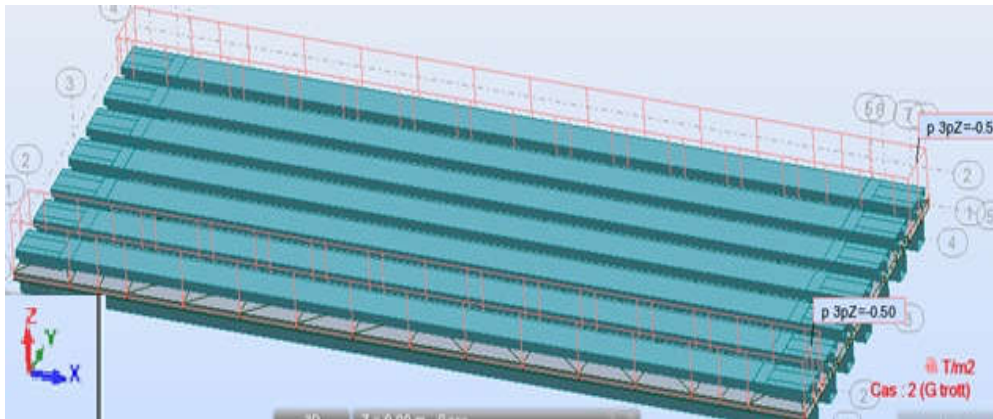


Fig. VI.05 : surcharge des trottoirs.

➤ **Système de charge B_c : deux voies chargés**

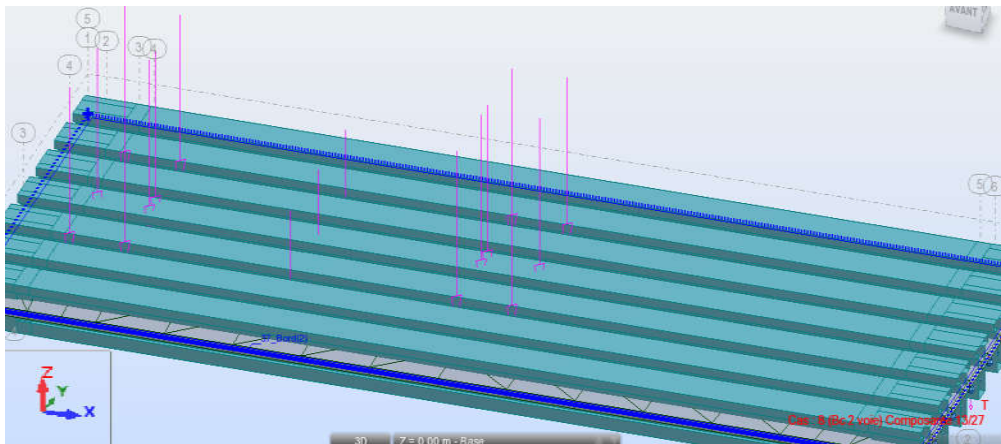


Fig. VI.06 : système de charge B_c 2 voies.

➤ **Système militaire M_c120:** La charge par chaque chenille est :

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

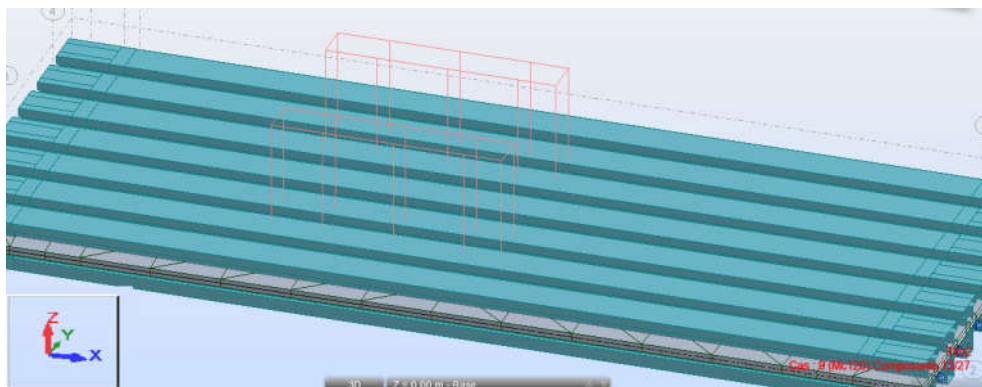


Fig. VI.07 : système de charge M_c120.



➤ **Charge exceptionnelle D240**

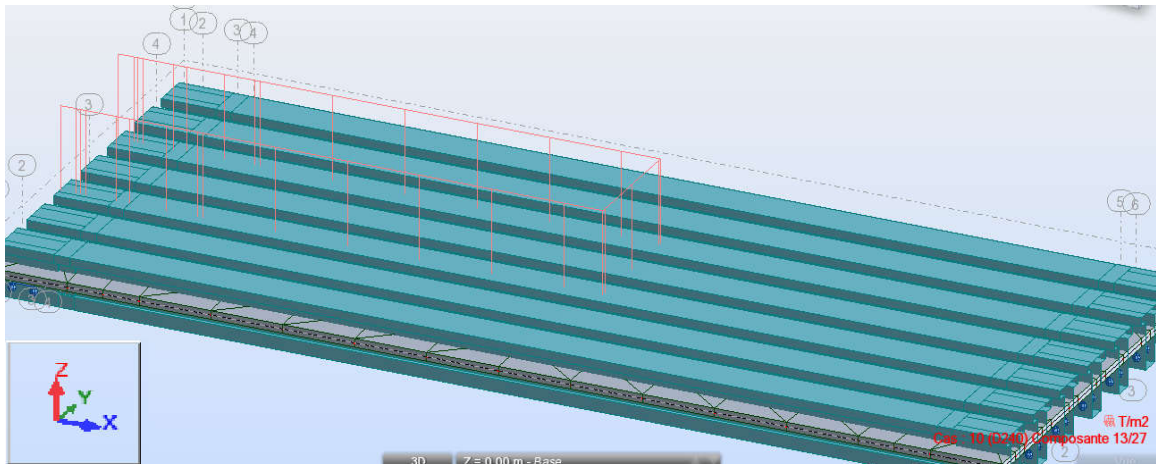


Fig. VI.08 : système de charge D240.

VI.3. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants par poutre

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d’actions selon BAEL (Tab.1)

Tab. VI.01 : les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants par poutre

désignation		les moments (T.m)	les efforts tranchants (T)
ELS	G+1.2 (A(l) +Qt)	339.33	53.77
	G+1.2 (Bc+Qt)	297.46	51.78
	G+Mc120	311.48	52.21
	G+D240	388.34	67.64
ELU	1.35G+1.6 (A(l) +Qt)	455.96	72.25
	1.35G+1.6 (Bc +Qt)	461.30	88.65
	1.35G+Mc120	420.50	70.48
	1.35 (G+D240)	524.26	91.32

Les efforts maximum à l’ELS et à l’ELU

$$M_{\max} (\text{ELS}) = 388.34 \text{ T.m}$$

$$T_{\max} (\text{ELS}) = 67.64 \text{ T}$$

$$M_{\max} (\text{ELU}) = 524.26 \text{ T.m}$$

$$T_{\max} (\text{ELU}) = 91.32 \text{ T}$$

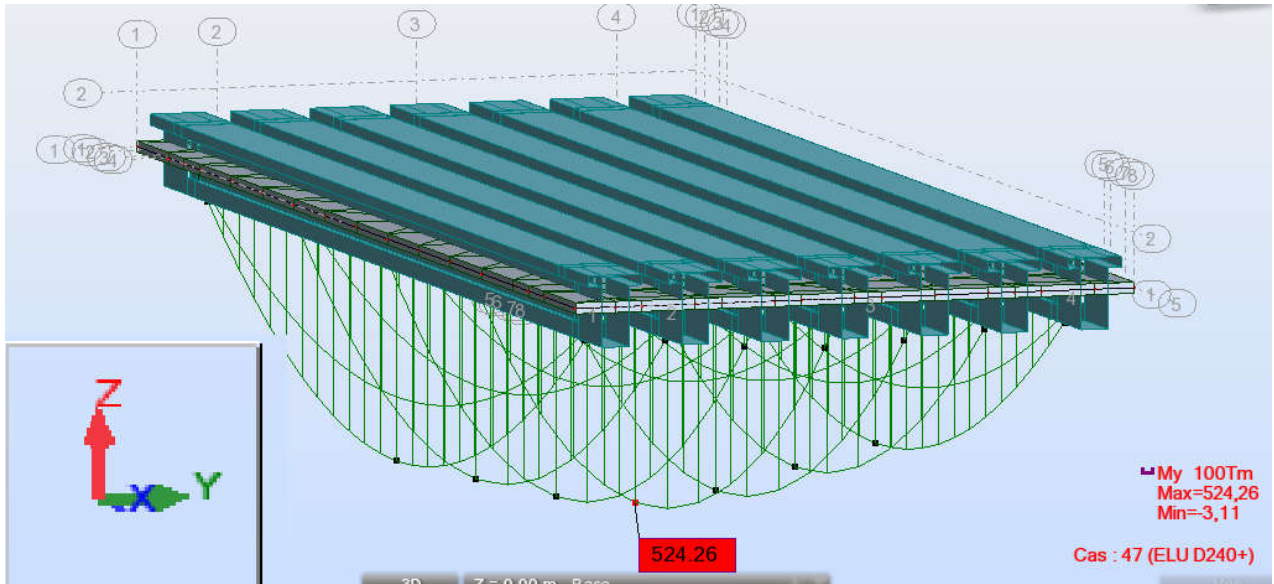


Fig. VI.09 : moment fléchissant max à l'état limite ultime.

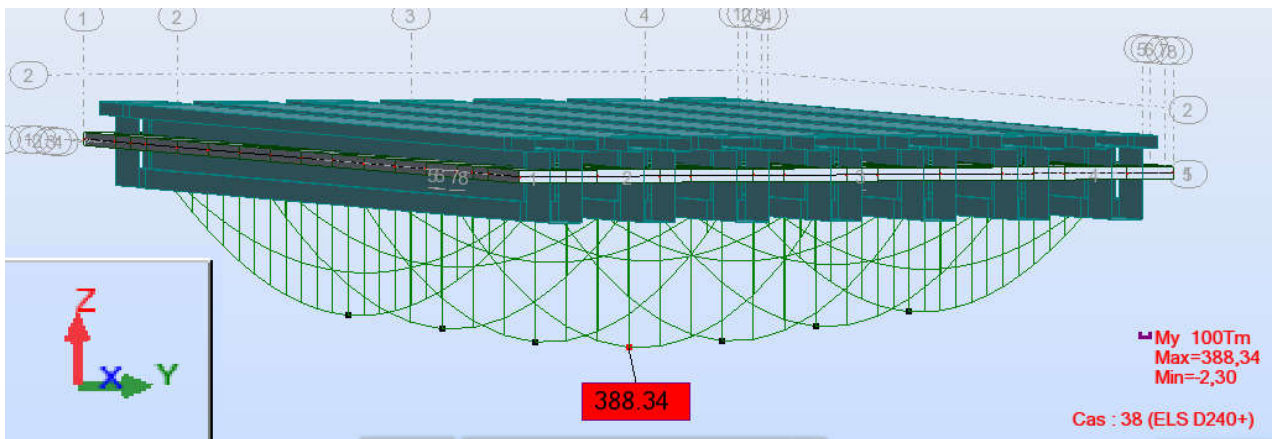


Fig. VI.10 : moment fléchissant max à l'état limite de service.

VI.4.Ferrailage de l'hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restant dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale). La dalle a une épaisseur de 20 cm recouverte d'une couche d'étanchéité et de revêtement, cette dalle repose sur 07 poutres d'entre axe 1.5 m.

Le ferrailage sera fait sous le moment max dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S :

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

ELS: (G+D240)..... ROBOT.

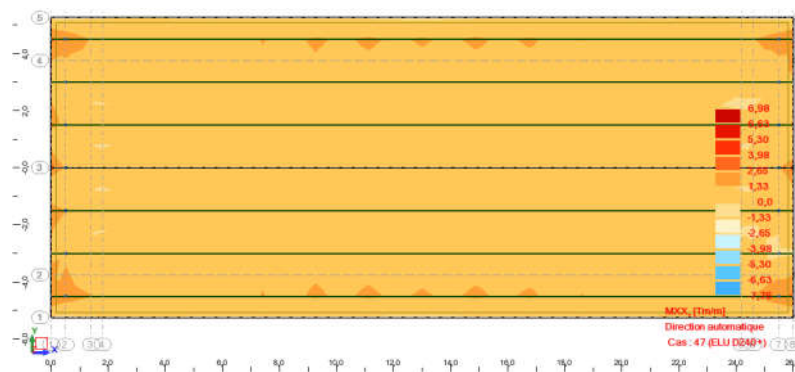


Fig. VI.11 : distribution du moment fléchissant (ELU) transversal sur la dalle.

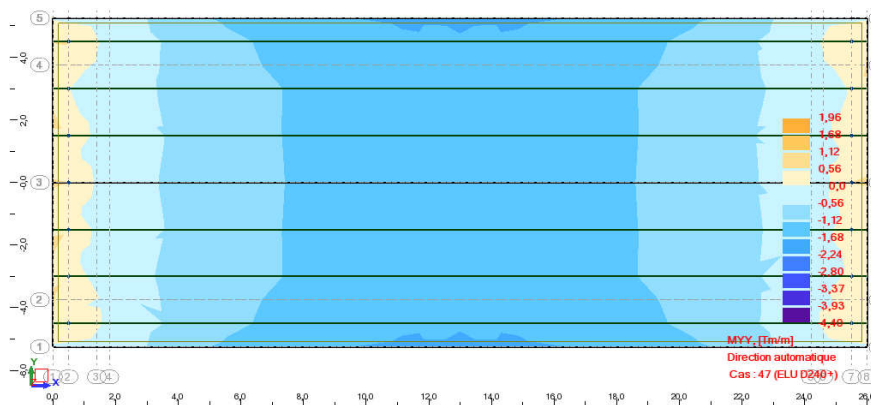


Fig. VI.12 : distribution du moment fléchissant (ELU) longitudinale sur la dalle.

Tab. VI.02 : les valeurs des moments fléchissant transversale et longitudinale

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]
MAX	3,29	3.62
Panneau	37	37
Noeud	1	191
Cas	ELU D240/1	ELU D240/7
MIN	-5,95	-3.85
Panneau	37	37
Noeud	47	248
Cas	ELU D240/11	ELU D240/26

Pour le ferrailage, on considère que le platelage est identique à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x < L_y$). Dans le sens L_x , ces panneaux sont libres et dans le sens L_y ils sont portés sur les poutres principales.



- ❖ **Remarque :** Comme la poutre est à section variable on se place dans le cas le plus défavorable en considérant l'épaisseur de l'âme en dehors de l'about (33 cm).

$$L_Y = 26 \text{ m.}$$

$$L_x = 1.5 - 2 \times 0.12 - 2[(0.06 + 0.12 + 0.15) \operatorname{tg}[45^\circ]]$$

$$L_x = 0.6 \text{ m}$$

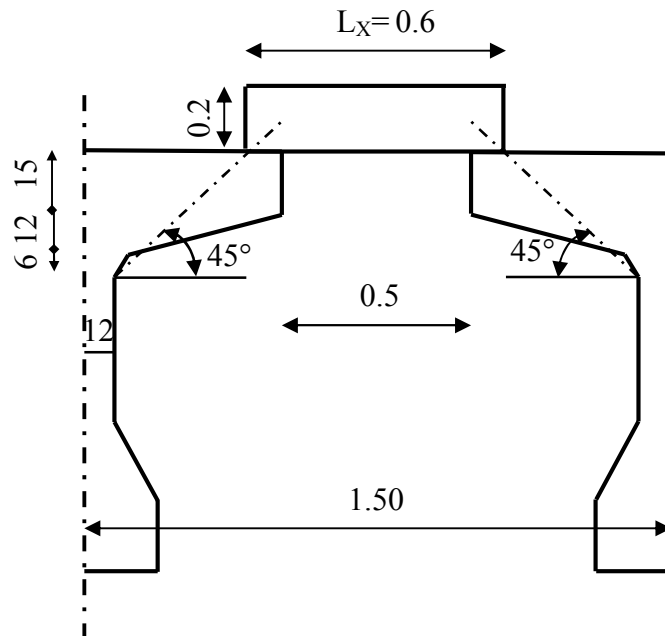


Fig. VI.13 : la longueur L_x de la dalle.

Hypothèses \implies fissuration non préjudiciable [13].

Acier $FeE 400$;

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa};$$

$$\gamma_b = 1.50 \text{ et } \gamma_s = 1.15;$$

$$d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm};$$

Enrobage $d' = 3 \text{ cm}$.

- **Condition non fragilité**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b d \frac{f_{tj}}{f_e};$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.7}{400} = 2.7945 \text{ cm}^2.$$

Le calcul des armatures sera fait sur une bande de **1m** à la flexion simple

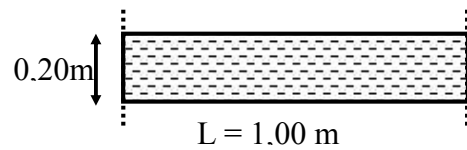


➤ *Le sens transversal*

a) En travée

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{19.83 \text{ MPa}};$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{348 \text{ MPa}};$$



Le moment maximum: $M_u = \mathbf{5.95 \text{ t.m/ml}}$;

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.95 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.18^2 \times 19.83} = \mathbf{0.092 < 0.186}$$

$$\mu_{lu} = 0.186 ;$$

Donc : $\mu_{bu} < \mu_{AB}$;

$$\epsilon_{es} = 10 \text{ ‰} ;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092});$$

$$\alpha = \mathbf{0.12} ;$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.12) ;$$

$$Z = \mathbf{17.12 \text{ cm}} ;$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z \times f_{su}} = \frac{\mathbf{0.0595}}{\mathbf{0.1712} \times \mathbf{348}} = \mathbf{9.9847 \text{ cm}^2}.$$

✓ **Condition non fragilité [13]**

$$A_{s \min} < A_{su} \implies 2.79 < 9.98 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Donc :

$$A_{su} = \mathbf{998.47 \text{ mm}^2} \implies \text{on prend : } \mathbf{5HA16/ml}.$$

Espacement : $e = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

De la même manière on calcul pour la section d'acier pour les autres cas.

b) En appui

Le moment maximum: $M_u = \mathbf{3.29 \text{ t.m/ml}}$.



Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.29 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,18^2 \times 19.83} = \mathbf{0.051} < \mathbf{0.186};$$

$$\mu_{AB} = 0.186 ;$$

Donc : $\mu_{bu} < \mu_{AB}$;

$$\epsilon_{es} = 10 \text{ ‰} ;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) ;$$

$$\alpha = \mathbf{0.065} ;$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.065) ;$$

$$\mathbf{Z = 17.52 \text{ cm} ;}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{Z \times f_{su}} = \frac{\mathbf{0.0329}}{\mathbf{0.1752} \times \mathbf{348}} = \mathbf{5.39 \text{ cm}^2}.$$

✓ Condition non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} < A_{su} \implies 2.79 < 5.39 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Donc :

$$A_{su} = \mathbf{539.61 \text{ mm}^2} \implies \text{on prend : } \mathbf{5HA12/ml}.$$

Espacement : $e=20 \text{ cm}$.

➤ *Le sens longitudinal*

Les aciers longitudinaux, parallèles aux poutres, constituent le ferrailage secondaire.

a) En travée

Le moment maximum: $M_u = \mathbf{3.85 \text{ tm/ml}}$.

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.85 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,18^2 \times 19.83} = \mathbf{0.06} < 0.186;$$

$$\mu_{AB} = 0.186 ;$$

Donc : $\mu_{bu} < \mu_{AB}$;

$$\epsilon_{es} = 10 \text{ ‰} ;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) ;$$

$$\alpha = 0.077 ;$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.077) ;$$

$$Z = 17.44 \text{ cm} ;$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{Z \times f_{su}} = \frac{0.385}{0.1744 \times 348} = 6.34 \text{ cm}^2 .$$

✓ Condition non fragilité

$$A_{s \min} < A_{su} \implies 2.79 < 6.34 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Donc :

$$A_{su} = 634.25 \text{ mm}^2 \implies \text{on prend : 6HA12/ml.}$$

Espacement : e=17 cm.

b) En appui

Le moment maximum: $M_u = 3.62 \text{ t. m/ml}$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.62 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,18^2 \times 19.83} = 0.056 < 0.186$$

$$\mu_{AB} = 0.186 ;$$

Donc : $\mu_{bu} < \mu_{AB}$;

$$\epsilon_{es} = 10 \text{ ‰} ;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) ;$$

$$\alpha = 0.072 ;$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.072) ;$$

$$Z = 17.47 \text{ cm} ;$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{Z \times f_{su}} = \frac{0.0362}{0.1747 \times 348} = 5.95 \text{ cm}^2 .$$

✓ Condition non fragilité

$$A_{s \min} < A_{su} \implies 2.79 < 5.95 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Donc

$$A_{su} = 595.17 \text{ mm}^2 \implies \text{on prend : 6HA12/ml.}$$



Espacement : $e=17$ cm.

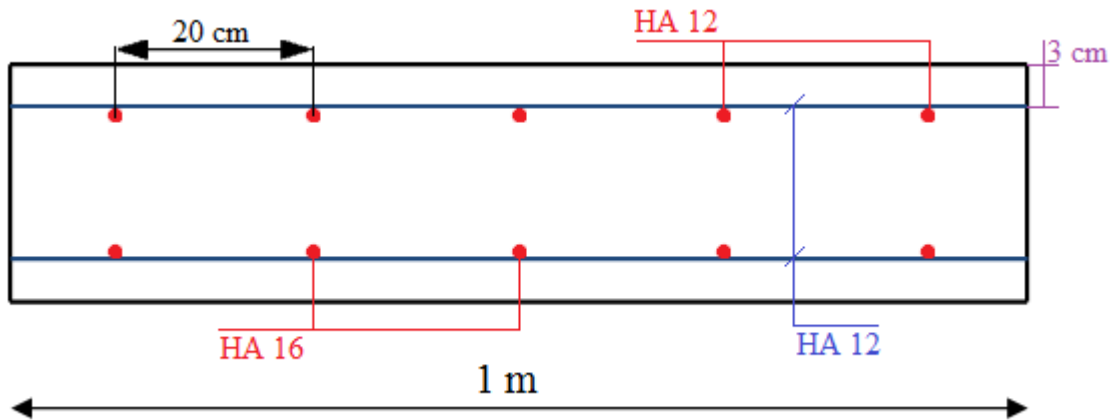


Fig. VI.14 : schéma de ferrailage principal.

VI.5. Etude de l'entretoise

Les entretoises sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux.

Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about qui ont pour rôle :

- D'éviter le déversement des poutres lors du coulage de l'hourdis ;
- Elles sont indispensables pour soulever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis.

Ferrailage entretoise

- ELU :

Tab. VI.03 : Ferrailage de l'entretoise à l'ELU :

	En travée	En appuie
Mu	5.95	3.29
μ	0.092	0.051
α	0.12	0.065
Z(m)	17.12	17.52
Ast(cm²)	9.9847 (5 HA16)	5.39 (5 HA12)

Armatures de construction

La valeur de ces armatures est donnée par la formule suivante :

$$A_r = 0.25 \times A_s \Rightarrow A_r = 0.25 \times 1005 = 251.25 \text{ cm}^2 ; \text{ On prend donc : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

VI.6.Modélisation de variante N° 02

Notre ouvrage est modélisé en éléments barre (structure métallique), et en éléments plaque (dalle en Béton).

Cette modélisation est effectuée pour faire une comparaison entre les deux variantes et avoir les résultats plus approche.

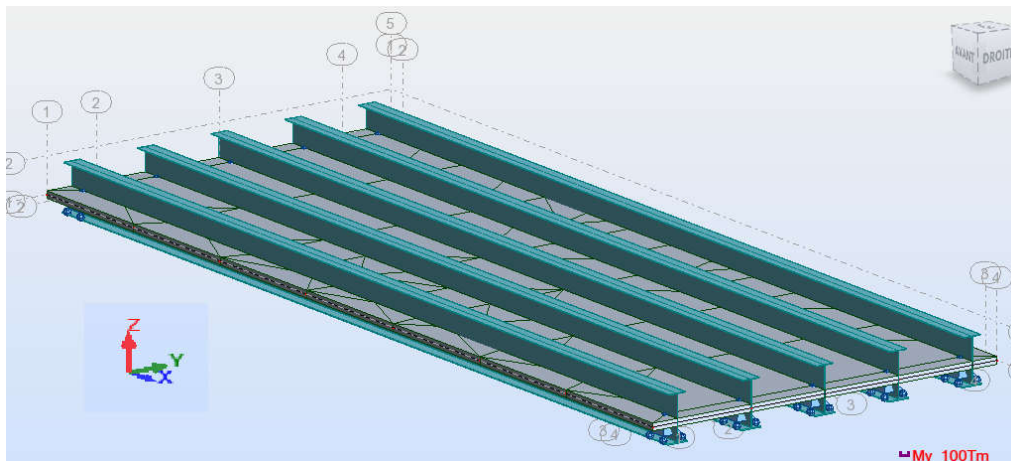


Fig. VI.15 : modélisation de 2^{ème} variante.

VI.6.1.Calcul des efforts et moments longitudinale

On introduit les différentes combinaisons de charges et on effectue l'analyse sur notre modèle

Les résultats maximum sont représentés dans la figure suivante

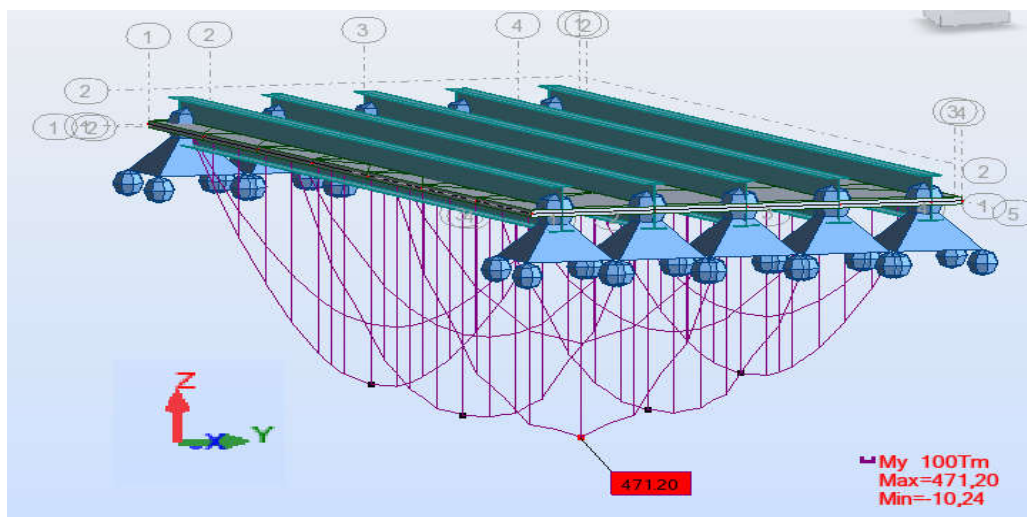


Fig. VI.16 : Diagramme de moment max.

Les efforts maximum

$$M_{max} = 471.20 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 74.30 \text{ t}$$



VI.6.2. Caractéristiques géométriques du PRS

- Centre de gravité : $Y_{Ga} = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 0,563 \text{ m}$;
- surface de section de PRS : $S_a = 0,04675 \text{ m}^2$;
- $f_y = 275 \text{ MPa}$;
- $d = 1250 \text{ mm}$;
- $t_w = 15 \text{ mm}$.

VI.6.3. Vérification de stabilité des moments [14]

$$M_{sd} \leq M_{rd} ;$$

$$M_{sd} \leq W_{pl} \times f_y ;$$

$$W_{pl} = \sum S_i \times Y_{Gi} ;$$

$$W_{pl} = 1.923 \times 10^{-2} \text{ m}^3 .$$

Alors :

$$471.65 \leq 1.923 \times 275 \text{ t.m} ;$$

$$471.65 \leq 528.82 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.6.4. Vérification de l'âme au voilement [14]

Le voilement est le phénomène d'une stabilité relatif aux plaque mains soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).



Fig. IV.17 : photo représentative de voilement.



➤ **Principe de vérification**

On délimitera les panneaux de sorte à ce que la bordure d'un panneau est supposée rigide et déformable et cela même si les raidisseurs verticaux où horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.

Les linges définissant le panneau sont généralement constitués des semelles des poutres et des montants d'entretoise, on dit que c'est un panneau d'ensemble, dans le cas contraire (raidisseurs) c'est un panneau élémentaire.

La justification est la même, on vérifiera :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \epsilon ;$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \sqrt{\frac{235}{f_y}} ;$$

$$\frac{1250}{15} \leq 69 \sqrt{\frac{235}{275}} ;$$

$$83.33 \leq 62.78 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc il ya un risque de voilement.

VI.6.5.Vérification au cisaillement [14]

$$V_{sd} \leq V_{rd} ;$$

$$V_{rd} = \frac{d \times t_w \times \tau_{ba}}{\gamma_{m1}} ;$$

$$\tau_{ba} = \begin{cases} \bar{\lambda}_w < 0.8 \rightarrow \frac{f_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (1); \\ 0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.2 \rightarrow [1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)] \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (2); \\ \bar{\lambda}_w > 1.2 \rightarrow \frac{0.9 \times f_y}{\bar{\lambda}_w \sqrt{3}} \dots\dots\dots (3). \end{cases}$$

➤ **Calcule moments réduit**

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d/t_w}{37.4 \times \epsilon \times \sqrt{K_\tau}} ;$$

La valeur de $K_\tau = 5.34$ (poutre sans rédisseur intermédiars) .



Donc :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{83.33}{37.4 \times 0.92 \times \sqrt{5.34}} = 1.04.$$

Alors :

$$\tau_{ba} = [1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)] \times \frac{f_y}{\sqrt{3}};$$

$$\tau_{ba} = [1 - 0.625(1.04 - 0.8)] \times \frac{275}{\sqrt{3}} = 134.16 \text{ MPa};$$

$$V_{rd} = \frac{1250 \times 15 \times 134.16}{1.1} \times 10^{-4} = 228.68 \text{ t}.$$

Donc :

$$74.30 \text{ t} \leq 228.68 \text{ t} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

L'âme résiste au voilement.

Donc : il ya plusieurs possibilités pour diminuer la résistance au cisaillement (diminuer la hauteur ou bien le nombre des poutres) pour l'économie de travaux.

VI.7.Conclusion

A noter que ferrailage calculé est le ferrailage principal, d'autre zones nécessite un ferrailage spéciale ou complémentaire par exemple la zone sur appui ou la partie en rive, où le ferrailage peut être renforcé par rapport à la zone courante pour reprendre les efforts transmis par les dispositifs de retenue.

Chapitre VII :
Etude des poutres
principales précontraintes et
ferraillages

CHAPITRE VII

ETUDE DES POUTRES PRINCIPALES PRECONTRAINTES ET FERRAILLAGES

VII.1.Introduction

La précontrainte par pré-tension est la technique la plus utiliser, en effet elle consomme environ 70% en poids des armatures de précontrainte mise en œuvre contrairement à la post-tension seulement 30%. Et c'est grâce à ça qu'on l'a choisi dans notre projet.

Dans ce chapitre, on s'intéresse d'une part à la détermination de l'effort de précontrainte à appliquer d'où le nombre de torons nécessaire, et d'autre part au ferrailage de la poutre.

VII.2.Précontrainte par pré tension

La précontrainte par pré tension est réalisée par des armatures tendues sur un banc de traction avant le bétonnage. Ce procédé commence par mettre en tension les aciers de la précontrainte à l'aide des vérins prenant appuis sur des culées. Quand l'allongement requis est atteint, les aciers sont bloqués à l'aide des systèmes d'ancrage. Ensuite le béton est coulé en contact direct avec les aciers de précontrainte dans des coffrages ou moules entourant ces aciers. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, on procède au transfert de la précontrainte en libérant les aciers de leurs ancrages. Et comme ces armatures ne sont pas libres de reprendre ses longueurs initiales, l'effort se reporte par adhérence au béton et la pièce se trouve précontrainte. La précontrainte par pré tension est surtout utilisée pour la fabrication des séries de pièces identiques en usine, et par fois sur le site même du chantier.

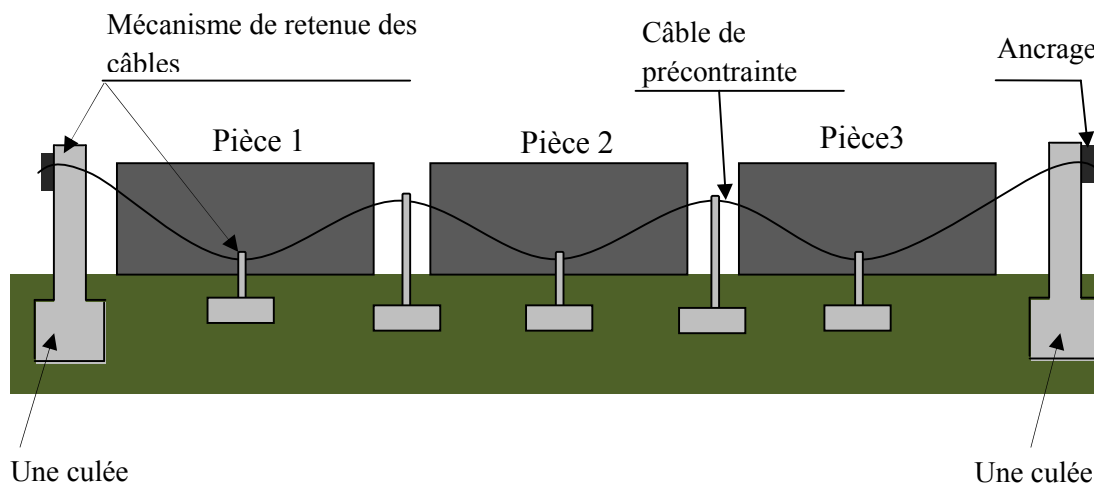


Fig. VII.1 : Précontrainte par pré tension.

VII.3.Pertes de la précontrainte

La perte de la précontrainte est toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un moment donné. Les



perdes constituent un inconvénient non seulement en raison du moins bon rendement de l'acier et elles conduisent à une aggravation de l'état de sollicitation de béton.

a) Les pertes instantanées

- Par glissement à l'ancrage $\Delta\sigma_g$;
- Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$;
- Par retrait du béton sur le banc $\Delta\sigma_r$;
- Par raccourcissement élastique lorsque de la détention $\Delta\sigma_b$.

b) Les pertes différées

- Par retrait $\Delta\sigma_r$;
- du fluage $\Delta\sigma_f$;
- à la relaxation $\Delta\sigma_{pi}$.

VII.4. Etude de la précontrainte [15]

VII.4.1. Données de calcul

a) Béton

La résistance de béton est un paramètre très important pour la réalisation des ouvrages précontraints. Nous désignons sa résistance caractéristique par f_{c28} car elle est généralement déterminée à 28 jours d'âge.

La résistance caractéristique du béton

- à la compression : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$;
- à la traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \implies f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$.

On étudie la précontrainte dans la classe 1 pour laquelle aucune contrainte de traction n'est admise sous les combinaisons rares.

Contraintes admissibles

$$\overline{\sigma}_{cs} = \overline{\sigma}_{ci} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa};$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = \overline{\sigma}_{ti} = 0.$$

b) Acier

On utilise des torons 3T13.S de classe I dont les caractéristiques sont :

$$A_p = 132.67 \text{ mm}^2 : \text{ la section 1T13 ;}$$

$$f_{peg} = 1570 \text{ MPa} : \text{ la limite conventionnelle d'élasticité ;}$$

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPa} : \text{ la contrainte de rupture garantie ;}$$

$$E_p = 190000 \text{ MPa} : \text{ (module de Young des aciers T13) ;}$$

$\rho_{1000} = 2.5\%$: (la relaxation à 1000h) ;

$\rho_{3000} = 3\%$: (la relaxation à 3000h) ;

$\rho_{16} = 0.75\%$: (la relaxation à 16h).

c) autre

M_{max} : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus grande :

$$M_{max} = M G + M D240 = 524.26 T.m = 5.24 MN.m.$$

M_{min} : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus petit :

$$M_{min} = M G + M tro = 244.92 T.m = 2.44 MN.m.$$

$$\bar{\sigma}_m = -0.6 - 0.06 f_{t28} = -2.7 MPa ;$$

$$di = 10\% . h_p = 10\% \times 130 = 13 cm ;$$

$$\sigma_{p0} = \min\{0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}\} = 1413 MPa.$$

Nous considérons les caractéristiques de la section médiane (poutre+dalle)

Tab. VII.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi- travée

Section	B nette (cm ²)	I _G nette (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	5301.9	9724779.14	55.96	74.04	46.72	130
Poutre+dalle	8151.9	16325844.43	52.91	97.09	41.15	150

VII.4.2. Détermination de l'effort de précontrainte et le nombre de Toron [15]

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

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

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique ;

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} ; \\ P_2 = \frac{\left(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}\right) + M_{max}}{\rho \cdot V + V' - d'} \end{array} \right. \text{ Avec : } \Delta M = M_{max} - M_{min};$$

On a.: $M_{max} = 524.26 T. m;$



$$M_{min} = 244.92 \text{ T.m}; \quad \Rightarrow \Delta M = 279.34 \text{ T.m};$$

$$\begin{cases} P_1 = -2.7 \times 0.81519 + \frac{2.7934}{0.41 \times 1.5}; \\ P_2 = \frac{(-2.7 \times \frac{0.1633}{0.97}) + 5.24}{0.41 \times 0.53 + 0.97 - 0.13}; \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_1 = 1.9374 \text{ MN} \\ P_2 = 4.5261 \text{ MN} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1 \text{ (la section est sur critique).}$$

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

$$0.7 \times P_0 = P_{min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0.7} = \frac{4.5261}{0.7} = 646.58 \text{ T};$$

$$P_0 = 646.58 \text{ t.}$$

➤ Détermination de nombre des fils

Le nombre des fils nécessaires est évalué de la formule suivante :

$$n_{fils} = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{646.58 \times 10^4}{132.67 \times 1413} \Rightarrow n_{fils} \geq 34.49.$$

➤ Détermination de nombre des câbles

On utilise des torons 3T13 ;

$$n_{cables} = \frac{n_{fils}}{3} = \frac{34.49}{3} = 11.49;$$

On prend **12 câbles 3T13**.

➤ Détermination de la section d'enrobage

La zone d'enrobage est la partie qui enveloppe les armatures de précontrainte jusqu'à une distance égale à a' m fois la distance minimale admise entre ces armatures et les parois du béton.

L'enrobage pris comme suit : $di \leq \frac{h}{10} \Rightarrow di \leq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$ on adopte $di = 10 \text{ cm}$.

VII.4.3. Vérification des contraintes a la mise en tension

a) En construction (section sans hourdis)

Les contraintes limites

Selon l'article 6.22 du BPEL [15]

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{ci} &= \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}; \\ \bar{\sigma}_{ts} &= \bar{\sigma}_{ti} = 0. \end{aligned}$$

➤ *En fibre supérieure*

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

$$M_{min} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 122.88 \text{ t.m} ; \text{moment de la poutre seul} ;$$

$$e_0 = -(V' - di) = -(74.04 - 10) \Rightarrow e_0 = -64.04 \text{ cm} ;$$

$$P = \sigma_{p0} \cdot A_S = 1413 \times 4775.94 \times 10^{-6} = 6.75 \text{ MN} ;$$

Avec : A_S c'est la section des câbles.

Donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{1.22 \times 0.56}{0.9725} + 6.75 \left(\frac{1}{0.53019} + \frac{-0.64 \times 0.56}{0.9725} \right) = 10.94 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{sup} = 10.94 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV).$$

➤ *En fibre inférieure*

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_{min} \cdot V'}{I} + P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right) < \bar{\sigma}_{ci} ;$$

$$\sigma_{inf} = \frac{-1.22 \times 0.74}{0.9725} + 6.75 \left(\frac{1}{0.53019} + \frac{0.64 \times 0.74}{0.9725} \right) = 15.09 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{inf} = 15.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV).$$

b) En exploitation (Section avec hourdis)

➤ *En fibre supérieure*

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{max} V}{I} + P \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V}{I} \right) < \bar{\sigma}_{ci} ;$$

$$M_{max}(ELS) = 388.34 \text{ t.m} ; \text{moment de } G + D240 ;$$

$$e_0 = -(V' - di) = -(97.09 - 10) \Rightarrow e_0 = -87.09 \text{ cm} ;$$

$$\sigma_{sup} = \frac{3.88 \times 0.53}{0.1633} + 6.75 \left(\frac{1}{0.81519} - \frac{0.87 \times 0.53}{0.1633} \right) = 1.81 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{sup} = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ *En fibre inférieure*

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{max} V'}{I} + P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V'}{I} \right) > \bar{\sigma}_{ci} ;$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{3.88 \times 0.97}{0.1633} + 6.75 \left(\frac{1}{0.81516} + \frac{0.87 \times 0.97}{0.1633} \right) = 20.15 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{inf} = 20.15 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$



VII.4.4.Emplacement des torons

Le BPEL indique que pour favoriser l'adhérence (acier - béton), il est nécessaire d'avoir un espacement entre axes minima des torons, et une distance minimum aux parements :

- L'entraxe minimal D à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieur à trois fois le diamètre des armatures : $D \geq 3.d = 3 \times 2.6 = 7.8 \text{ cm}$,

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} D = 8 \text{ cm horizontalement ;} \\ D = 10 \text{ cm verticalement.} \end{array} \right.$

Distance minimum de l'axe des armatures au parement le plus proche, ne doit pas être inférieur à 2.5 fois son diamètre : $D' \geq 2.5.d = 2.5 \times 2.6 = 6.5 \text{ cm}$,

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} D' = 9 \text{ cm horizontalement ;} \\ D' = 10 \text{ cm verticalement.} \end{array} \right.$

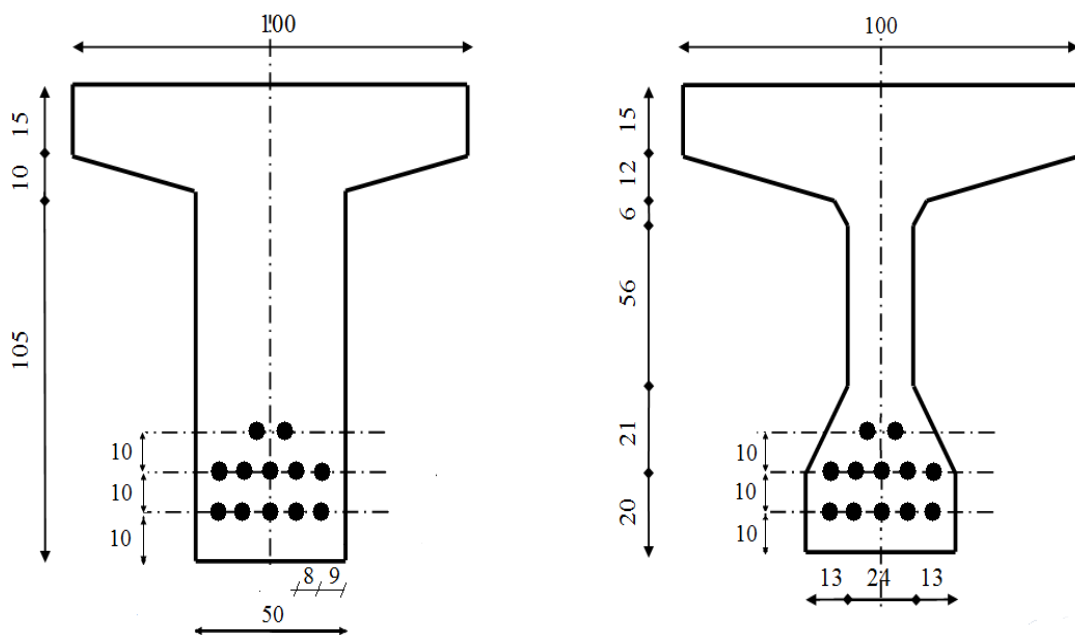


Fig. VII.2 : emplacement des torons.

Tab. VII.2 : Le centre de gravité des différentes armatures actives

Nombre de câbles	5	5	2	12
Distance/r base (cm)	5×10	5×20	2×30	240

$$V' = \frac{\sum(A_i \times Y_{Gi})}{A_i} = \frac{835.79}{47.76} = 17.5 \text{ cm} ;$$



$$V = 30 - 17.5 = 12.5 \text{ cm}.$$

VII.4.5. Caractéristiques géométriques de la section homogénéité

Notation

B_b : Section brute ; B_n : Section nette ; B_c : Section des torons ; B_h : Section homogène ;

I_G : Moment d'inertie des câbles

$$B_h = B_{nette} + B_{acier} \times n \quad \text{avec : } n = 15 ;$$

$$B_h = B_b + B_c \times n ; I_{Gh} = I_{Gb} + I_{Gc} \times n ; S/\Delta_h = S/\Delta_b + S/\Delta_c \times n ;$$

$$B_c = 3 \times 12 \times \pi \frac{D^2}{4} ;$$

$$B_c = 3 \times 12 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^2}{4} = 47.76 \text{ cm}^2 ;$$

$$I_G = I_0 + B \times Z^2 ;$$

$$I_G = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3} ;$$

$$I_{G1} = \left[2 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^4}{64} + 2 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^2}{4} \times (12.5)^2 \right] = 1244.575 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{G2} = \left[5 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^4}{64} + 5 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^2}{4} \times (2.5)^2 \right] = 126.475 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{G3} = \left[5 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^4}{64} + 5 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^2}{4} \times (7.5)^2 \right] = 1121.463 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_G = 2492.513 \text{ cm}^4.$$



Tab. VII.3 : Caractéristique de la poutre d'about

Désignation		B (cm ²)	S/Δ=B.Z (cm ³)	V' (cm)	V (cm)	I/Δ=I ₀ +BZ ² (cm ⁴)	ρ %
sans dalle	brutes	7500	542287.5	72.31	57.69	11793721.57	37.69
	câbles	47.76	835.79	17.5	12.5	2492.513	23.85
	nette	7425.24	541451.71	72.92	57.08	11791229.06	38.15
	homogénéité	8141.64	553988.56	68.04	61.96	11828616.75	34.46
avec dalle	brutes	10500	962287.5	91.64	58.36	21441568.53	38.18
	câbles	47.76	835.79	17.5	12.5	2492.513	23.85
	nette	10452.24	961451.71	91.98	58.02	21439076.02	38.43
	homogénéité	11168.64	973988.56	87.21	62.79	21476463.71	35.11

Tab. VII.4 : Caractéristique de la poutre mi travée

Désignation		B (cm ²)	S/Δ=B.Z (cm ³)	V' (cm)	V (cm)	I/Δ=I ₀ +BZ ² (cm ⁴)	ρ %
sans dalle	brutes	5581	413203.99	74.04	55.96	10805310.15	46.72
	câbles	47.76	835.79	17.5	12.5	2492.513	23.85
	nette	5533.24	412368.20	74.52	55.48	10802817.64	47.38
	homogénéité	6249.64	424905.05	67.99	62.01	10840205.33	41.14
avec dalle	brutes	8581	833203.99	97.09	52.91	18139827.14	41.15
	câbles	47.76	835.79	17.5	12.5	2492.513	23.85
	nette	8533.24	832368.2	97.54	52.46	18137334.64	41.53
	homogénéité	9249.64	844905.05	91.35	58.65	18174722.32	36.67

VII.4.6. Pertes de la précontrainte [15]

VII.4.6.1. Les pertes instantanées de la section mi travée

Qui se produisent dans un temps relativement court ; lors ou juste après la mise en tension des câbles. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre.

➤ Par frottement

Les pertes par frottement sont estimées à 1% de la tension initiale quand les câbles sont rectilignes :



$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \cdot \sigma_{p0} = \frac{1}{100} \times 1413 = \mathbf{14.13 \text{ MPa}} ;$$

$$\Delta\sigma_f = \mathbf{1\% \sigma_{p0}} .$$

➤ **Perte par glissement d'encrage sur le banc de pré-tension**

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes. Ce glissement prend des valeurs de 1 à 12mm suivent les puissances de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé. Il figure dans la fiche d'agrément.

Dans le cas de la pré-tension, il est à tenu compte seulement de la perte qui résulte du glissement éventuelle de l'armature du précontrainte dans son encrage sur le banc. Et la perte vaut alors :

$$\Delta\sigma_g = E_p \times g/L.$$

Avec :

g : glissement sur le banc, fonction de la puissance d'ancrage et du procédé utilisé ;

(On prend $g = 6 \text{ mm}$) ;

E_p : module de Young pour les T13 = 190000 MPa ;

L : longueur totale du fil = 100 m (la longueur du banc de pré-tension égale à 32m) ;

$$\Delta\sigma_g = 190000 \times 0.006/100 = \mathbf{11.45 \text{ MPa}} ;$$

$$\Delta\sigma_g = \mathbf{0,764\% \sigma_{p0}}.$$

➤ **Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention des câbles**

$$\Delta\sigma_p = E_p \frac{\sigma_{bc}}{E_b} (1 + K_i) ;$$

$$E_b = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{35981.729 \text{ MPa}}$$
 (module d'élasticité du béton) ;

$$\sigma_{bc} = \frac{-M_G \times e}{I} + P \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right) ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{-1.22 \times 0.5049}{0.1084} + 6.75 \left(\frac{1}{0.625} + \frac{0.5049^2}{0.1084} \right) ;$$

σ_{bc} = 21.53 MPa : (Contrainte de compression du béton au niveau du câble moyen sous l'action de la précontrainte et des actions permanentes).

$K_i = 4[(\sigma_b/f_{c28}) - 0.5]$ pour :

$$0.5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0.66 \cdot f_{cj} \quad \Rightarrow \quad 17.5 \leq \sigma_{bj} \leq 23.1 \text{ MPa};$$

$$K_i = 0.32.$$

$$\Delta\sigma_p = 190000 \times \frac{21.53}{35981.729} \times (1 + 0.32) ;$$

$$\Delta\sigma_p = \mathbf{150.07 \text{ MPa}}$$
 soit 10.62 % . ;

$$\Delta\sigma_p = \mathbf{10.62\% \sigma_{p0}}.$$

➤ **Pertes instantanées totales**

Les pertes que nous venons de voir se produisent les unes à la suite des autres. Elles se cumulent pour donner une perte instantanée totale désignée aussi par perte à la mise en œuvre, elle se note par : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_p$

$$\Delta\sigma_i = 14.13 + 11.45 + 150.07 = \mathbf{175.65 \text{ MPa}} ;$$

$$\text{Soit : } \Delta\sigma_i = \mathbf{12.43 \% \sigma_{p0}} .$$

VII.4.6.2. Les pertes différées de la section mi travée

Qui se produisent en un temps plus ou moins long après la mise en tension de la poutre, et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

➤ **Perte due 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.

Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_p$$

ε_r : donné forfaitairement par le règlement BPEL en fonction du climat ;

(Pour un climat tempéré sec $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$) ;

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{3 \cdot 10^{-4} \cdot 190000 = 57 \text{ MPa}} ;$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r = \mathbf{4.03\% \sigma_{p0}}.$$

➤ **Perte par relaxation de l'acier**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante :



$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi};$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée ;

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie ;

$$\sigma_{pi} = 1413 - 175.75 = 1237.35 \text{ MPa};$$

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPa};$$

$\mu_0 = 0.43$ pour les aciers TBR (à très basse relaxation) ;

$$\rho_{1000} = 2.5\% ;$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1237.35}{1770} - 0.43 \right) \times 1237.35;$$

$$\Delta\sigma_p = 49.94 \text{ MPa} ;$$

Donc : $\Delta\sigma_p = 3.53\% \sigma_{p0}$.

➤ Perte due au fluage du béton

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps ainsi ou pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané $\langle \varepsilon_i \rangle$ à la mise en charge, on constate que la déformation total augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantané $\varepsilon_t = 3\varepsilon_i$. Le fluage correspond à une déformation du béton dans le temps à l'effort constant de raccourcissement instantané vaut : $\varepsilon_i = \Delta/l$

Le fluage final vaut environ $3\Delta/l$. la part de fluage donc :

$$\varepsilon_{fl} = \frac{K_{fl} \times \sigma_{bc}}{E_i} E_a ;$$

E_a : module d'élasticité des aciers active = 190000 MPa ;

E_i : module d'élasticité longitudinale de béton à 28 jours ;

K_{fl} : coefficient de fluage ;

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{K_{fl} \times \sigma_{bc}}{E_i} \times E_a \times f(t);$$

σ_{bc} = étant la contrainte aux niveau du CDG des armatures de précontraintes ;

$$k_{fl} = k_s [k_e + k_c \cdot k(t)];$$

k_s : coefficient qui répond du pourcentage des armatures adhérent ;

$$K_s = 1 / (1 + 20\rho_s) \quad \rho = A_s / S_b ;$$

A_s = la section d'acier à l'intérieur de l'élément ;

K_e : coefficient qui représente la limite inférieure du coefficient de fluage du béton non armé lorsqu'il est chargé très vieux, il est pris égal à **0.4** ;

K_c : coefficient qui dépend des conditions ambiantes et du rayon de pièce, il est évalué au moyen de la formule suivante :

$$K_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2(100 - \rho_h)}{3(20 + r_m)} ;$$

ρ_h : le pourcentage d'humidité pris comme coefficient on prend $\rho_h = 65\%$;

$r_m = S/p$: rayon moyen ;

P : périmètre de l'élément en contact avec l'aire ;

$r_{m1} = S_{poutre} / P$;

$r_{m2} = S_{poutre+hourdis} / P$;

$K(t_I) = 100 / (100 + t_I)$: coefficient qui dépend du durcissement du béton à la mise en tension ;

T_I : temps de mise en tension.

A.N :

$$K_s = \frac{1}{(1 + 20 \times 0.0086)} = 0.852 ;$$

$K_e = 0.4$;

$$K_t = \frac{100}{100 + 0} = 1 ;$$

$$r_m = \frac{5581}{425.5} = 13.11 \text{ cm} ;$$

$$k_c = \frac{120 - 65}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 65}{20 + 13.11} = 2.56 ;$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,852 \times (0,4 + 2,56 \times 1) = \mathbf{2.52} ;$$

On prévoie un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}} ;$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication ;

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{13.11}} ;$$

$f(t) = 0.226 ;$

$\sigma_{bc} = 21.53 \text{ MPa} ;$

$E_i = 35981.729 \text{ MPa}.$

Alors :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{2.52 \times 21.53}{35981.729} \times 190000 \times 0.226;$$

$\Delta\sigma_{fl} = 64.74 \text{ MPa} ;$

$\Delta\sigma_{fl} = 4.58 \% \sigma_{p0} ;$

➤ Pertes différées totales

$\Delta\sigma_d : \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{\rho} = 163.35 \text{ MPa} ;$

$\Delta\sigma_d = 11.56 \% \sigma_{p0}.$

➤ Pertes totales

$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 175.65 + 163.35$

$\Delta\sigma_{tot} = 339 \text{ MPa} ;$

$\Delta\sigma_{tot} = 23.99 \% \sigma_{p0}.$

VII.4.7. Vérification des contraintes

Dans la partie précédente, nous avons déterminé l'emplacement et l'intensité de la force de la précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures de contraintes admissibles. Dans ce que suit, nous allons vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service [15].

$$\text{Construction} \left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} > 0; \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} < \sigma_{ci}. \end{array} \right.$$

$$\text{Service} \left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} < \sigma_{cs}; \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} > 0. \end{array} \right.$$

La vérification des sections se fait en deux phases :

- **Phase de constrictio**n : préfabrication des poutres et stockage provisoire.
- **Phase de service** : après la réalisation des compléments des charges permanentes et mise en service de l'ouvrage.

La force de précontrainte P est le max des deux valeurs caractéristique P₁ ou P₂ :

$$P_1 = 1.02 \times P - 0.8 \times \Delta P ;$$

$$P_2 = 0.98 \times P - 1.2 \times \Delta P ;$$

$$\Delta P_0 = 25\% P ;$$

$$P_1 = 1.02 \times 6.75 - 0.8 \times 6.75 \times 25 \% ;$$

$$P_1 = 5.535 \text{ MN} ;$$

$$P_2 = 4.59 \text{ MN}.$$

Le moment fléchissant d'une poutre isostatique soumise à son poids propre est noté: M_p On note que durant le transport des poutres, et en cas de mouvements et balancement, les règlements du BPEL donnent des coefficients de majoration, dans le cas présent :

A la fin les contraintes calculées doivent être :

a) En construction (section sans hourdis)

➤ **En fibre supérieure**

$$M_{min} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 122.88 \text{ T} \cdot \text{m} : \text{moment de la poutre seul} ;$$

$$e_0 = -(V_h' - V_c') = -(67.99 - 17.5) \Rightarrow e_0 = -50.49 \text{ cm} .$$

Donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{1.22 \times 0.6201}{0.108402} + 5.535 \left(\frac{1}{0.5581} + \frac{-0.5049 \times 0.6201}{0.108402} \right) = 0.91 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{sup} = 0.91 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV).$$

➤ **En fibre inférieure**

$$\sigma_{inf} = \frac{-1.22 \times 0.6799}{0.108402} + 4.59 \left(\frac{1}{0.5581} + \frac{0.5049 \times 0.6799}{0.108402} \right) = 15.10 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{inf} = 15.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V).$$

b) En exploitation (Section avec hourdis)

➤ En fibre supérieure

$$M_{max}(ELS) = 388.34 \text{ T.m} : \text{moment de } G + D240 ;$$

$$e_0 = -(V_h' - V_c') = -(91.35 - 17.5) \Rightarrow e_0 = -73.85 \text{ cm} ;$$

$$\sigma_{sup} = \frac{3.88 \times 0.5865}{0.181747} + 5.535 \left(\frac{1}{0.8581} - \frac{0.7385 \times 0.5865}{0.181747} \right) = 5.78 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{sup} = 5.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V).$$

➤ En fibre inférieure

$$\sigma_{inf} = -\frac{3.88 \times 0.9135}{0.181747} + 4.59 \left(\frac{1}{0.8581} + \frac{0.7385 \times 0.9135}{0.181747} \right) = 2.88 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{inf} = 2.88 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V).$$

VII.5.Ferrailage de la poutre principale

VII.5.1.Ferrailage longitudinale

Détermination de hauteur tendue

$$\sigma_{sup} = 8.64 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{inf} = 5.54 \text{ MPa}.$$

$$\frac{h_t}{\sigma_{inf}} = \frac{h}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}} ;$$

h : hauteur de la poutre ;

$$h_t = \sigma_{inf} \times \frac{h}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}} = 4.17 \times \frac{130}{8.64 + 4.17} ;$$

$$h_t = 42.31 \text{ cm} .$$

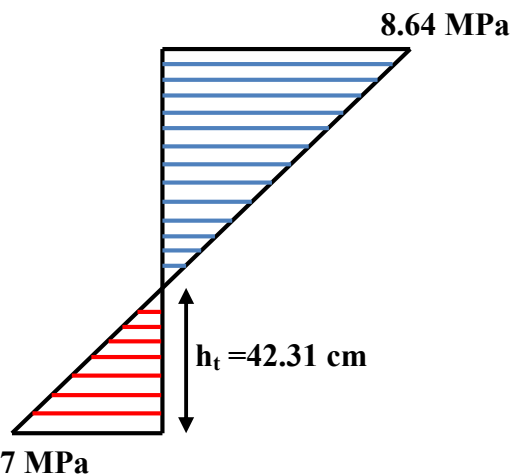


Fig. VII.3 : zone tendue à mi- travée

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

Avec :

B_t : Surface du béton tendu (m^2) ;

N_{Bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu ;

f_{ij} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} ;

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de la traction dans la section ;

$f_{ij} = 2.7 \text{ Mpa}$: la résultante des efforts de traction ;

h_t : correspond au lieu où la contrainte est nulle ;

$F_e = 400 \text{ MPa}$.

La section des armatures longitudinales des zones tendues des éléments précontraints est donnée par :

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{Bt}} ; \quad (\text{BPEL article. 6. 1. 31})$$

$$\sigma_{Bt} = \sigma_{inf} = 4.17 \text{ MPa} ;$$

$$B_t = 1000 + 777 + (1.31 \times 24) = 1808.64 \text{ cm}^2 = 0.1809 \text{ m}^2 ;$$

$$N_{Bt} = \sigma_{Bt} \times \frac{h_t}{2} = 0.883 \text{ MN} ;$$

$$A_S = \left(\frac{0.1809}{1000} + \frac{0.883 \times 2.7}{400 \times 4.17} \right) \times 10^4 ;$$

$$A_S = 16.11 \text{ cm}^2.$$

On prendra **6 HA20** avec une section nominale de **18.85cm²**.

VII.5.2.Armatures de peau

➤ Armatures Longitudinal

Pour les armatures de peau on prend 3 cm² / ml de périmètre de section

$$A_S = \max (P \times 3 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 0.1\% \times B \text{ cm}^2) ;$$

P : périmètre de section de la poutre ;

B : section de la poutre ;

$$A_S = \max (462.55 \times 10^{-2} \times 3 \text{ cm}^2 ; 0.1\% \times 5581 \text{ cm}^2) ;$$

$$A_S = 13.87 \text{ cm}^2;$$

Soit **14 HA12 = 15.84 cm²** réparties sur le périmètre de L'âme.

➤ Armatures transversales

On prendra 3 cm²/ml de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le périmètre de l'âme. Soit un cadre de **4 HA10 (3.14 cm²)** par mètre de parement.



Minimum d'armatures transversales

L'écartement maximal entre les armatures transversales :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0.8 \times h \\ 3 \times b \\ 1 \text{ m} \end{cases} = \begin{cases} 0.8 \times 1.30 \\ 3 \times 0.5 \\ 1 \text{ m} \end{cases} = 1 \text{ m.}$$

On prendra par exemple un écartement de 10 cm au droit des appuis pour atteindre 40 cm au centre.

$$\frac{A_t}{b_r \times s_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})}{0.9 \times f_e} ; \quad \text{BPEL 91 modifié 97}$$

Avec: b_r = largeur réduite ;

$$b_r = 50 - 2.6 \times 5 = 37 \text{ cm} ;$$

Diamètre d'un câble de précontrainte: 2.6 cm ;

Avec :

$$f_{cj} = f_{c7} = 21.65 \text{ MPa} \quad \text{En phase de construction ;}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad \text{En phase d'utilisation ;}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.89}{0.5 \times 0.9 \times 1.5} = 1.32 \text{ MPa} ;$$

$$A_t \geq b_r \times s_t \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})}{0.9 \times f_e} ;$$

$$A_t \geq 0.37 \times 1.00 \frac{1.15 \times (1.32 - 0.14 \times 21.65^{1/2})}{0.9 \times 400} > 0.79 \text{ cm}^2.$$

On choisit les cadres de **HA10** espacés de **10 cm** à l'about jusqu'à **25 cm** au centre.

VII.5.3.Cadres de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre **HA10** et un étrier chaque les **25 cm**.

VII.5.4.Zone d'ancrage des armatures de précontrainte

Les études expérimentales ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Une zone de surface soumise à des tractions ;
- Une zone intermédiaire comprimée ;



- Une zone d'éclatement, soumise à des tractions.

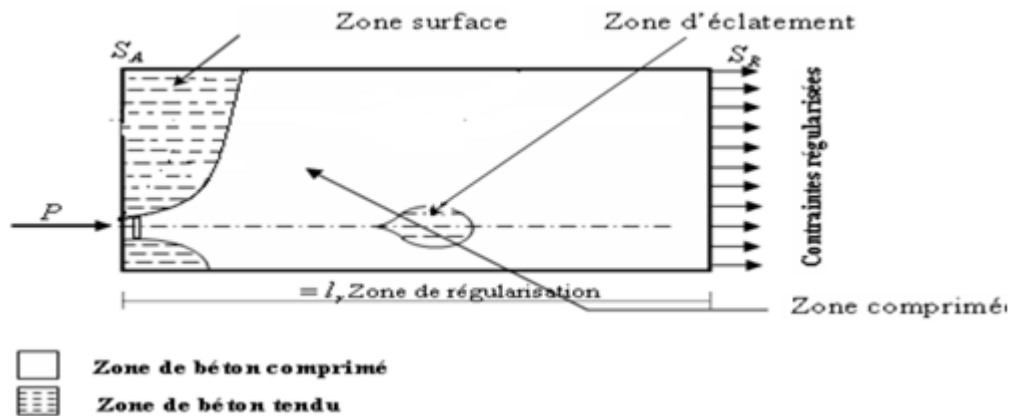


Fig. VII.4 : les trois zones à l’aval d’application de la précontrainte et la zone de régularisation [15].

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 :

$$A_S = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{stim}} \dots \dots \dots [15];$$

F_{j0} : force à l’origine du câble au niveau (j);

$$\sigma_{stim} = \frac{2}{3} f_e \cdot$$

Plan Horizontal

$$F_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 1413 \times 0.0004 = 56.52 \text{ MN} ;$$

$$A_S = 0,04 \times \frac{0.5652}{\frac{2}{3} \times 400} = 0.84 \text{ cm}^2 ;$$

Soit un cadre 2HA12 (= 2.26 cm²).

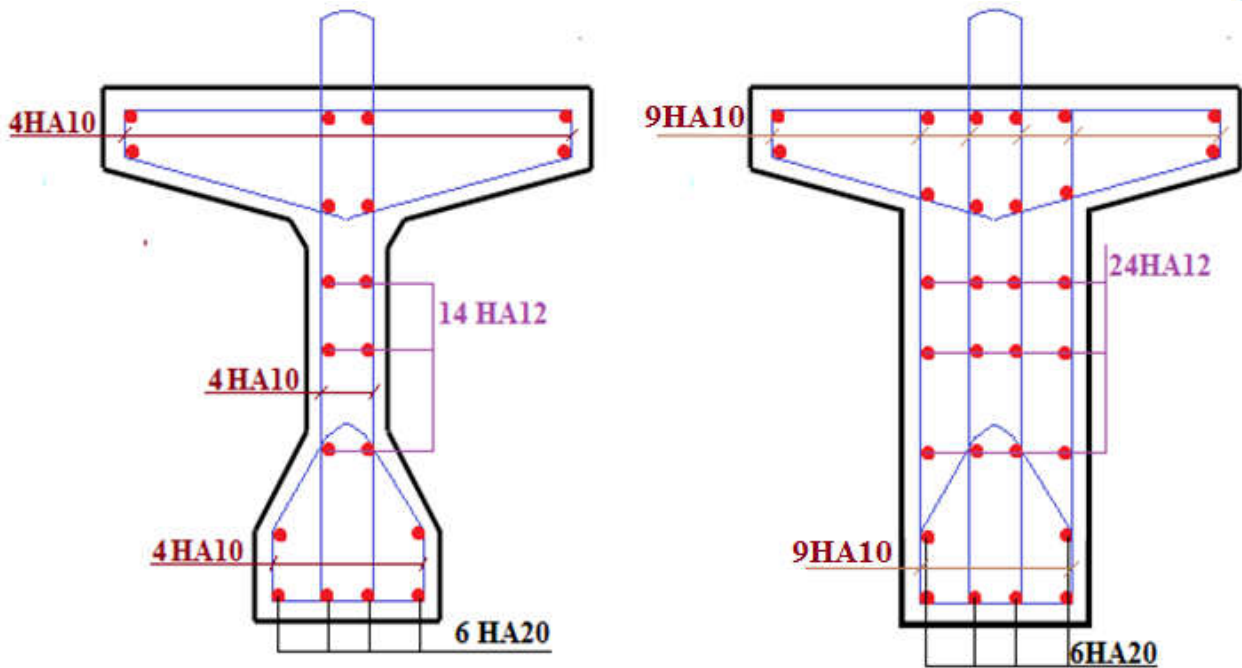


Fig. VII.5 : Ferrailage de la poutre pour bonde de 1 m.

VII.6.Conclusion

Après les vérifications des contraintes on a atteint à ferrailer les poutres du notre pont, afin d'assurer que la flèche des poutres en service reste sous la valeur admissible exigée par le **BAEL**, **BPEL** et par ce chapitre, l'étude du tablier été entamé.

On à noter que la somme des pertes du précontraint égale à **23.99%** de la tension à l'origine et les contraintes du béton dans les fibres supérieur et inferieur sont inferieur de la contrainte admissible.

Chapitre VIII :
Etude des culées

Projet de fin d'étude



CHAPITRE VIII

ETUDE DES CULEES

VIII.1.Introduction

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle est appelée aussi l'appui d'extrémité, partiellement ou totalement enterrée elle assure une liaison entre le pont et les remblais, chose qui les rend particulièrement sensibles à une mauvaise conception, Ainsi, on s'oriente toujours vers une conception raisonnablement surabondante et des formes aussi simples que possible, Une culée bien conçus doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction de culée qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique, Cette conception doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- 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.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la stabilité de la culée et le ferrailage de ses différents éléments.

VIII.2.Choix du type de la culée

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- ❖ La nature et le mode de construction du tablier ;
- ❖ Les contraintes naturelles du site ;
- ❖ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Dans notre cas, et compte tenu de ces conditions, on adopte une culée remblayée, Une culée remblayée est constituée d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé, qui sont :

- ❖ Un mur frontal qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai ;
- ❖ Deux murs en retour, son rôle est assure le soutènement du remblai mais latéralement ;
- ❖ Un mur garde grève, il doit remplir les taches suivantes :
 - résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition ;
 - Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.
- ❖ Un corbeau arrière, pour assure l'appui de la dalle de transition ;



- ❖ La dalle de transition, elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois ;
- ❖ Une fondation, semelle reposant sur deux files de pieux (4pieux par files), de 1,00m de diamètre.

VIII.3.Dimensionnement des éléments de la culée

VIII.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).

Pour la longueur du sommier : elle dépend directement de la largeur du tablier ;

$$L_s = 6 \times 1.5 + 2 \times 0.75 = \mathbf{10.5 m.}$$

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.

$$d' = \frac{b}{2} + 20 ;$$

$b = 40\text{cm}$: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal ;

$$\Rightarrow d' > \frac{35}{2} + 20 = 37.5 ;$$

On adopte: $d' = 50\text{cm}$.

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$$d = 40\text{cm} .$$

Donc : l'épaisseur du sommier ; $e_s = d + d' = 90\text{cm}$.

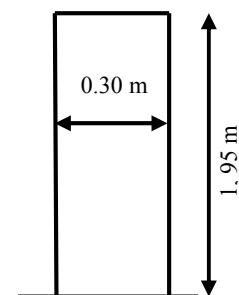
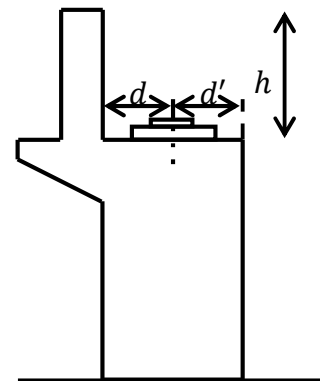
VIII.3.2.Le mur garde grève

La hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

On fixe la hauteur $h = 1.95 m$;

Longueur = 10.5m ;

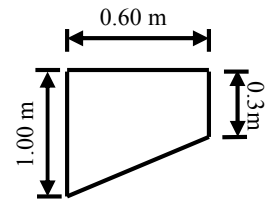
$$\text{selon setra ; } e = \text{Max} \left(0.30 , \frac{h}{8} \right) e = \text{Max} \left(0.30 , \frac{1.95}{8} \right) = 30\text{cm} .$$





VIII.3.3.Le corbeau

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition, L'épaisseur courante du corbeau est 30cm sa laisse aura une pente de 0.65 pour augmenter sa résistance.

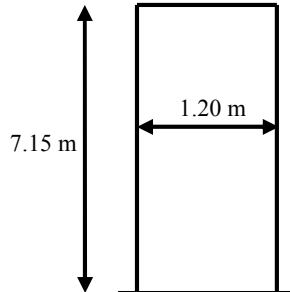


VIII.3.4.le mur frontal

Hauteur = 7.15 m ;

Épaisseur = 1.20 m ;

Longueur = 10.5 m.



VIII.3.5.Le mur en retour

Longueur = 7.00 m ;

Hauteur = 9.1 m ;

Épaisseur = 0.4 m.

VIII.3.6.La dalle de transition

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

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 ;

On adopte $L = 5.5 m$;

Épaisseur = 0.3 m.

VIII.3.7.La fondation

La semelle :

\varnothing pieu = 1 m ;

Épaisseur: $E \geq 1.2\varnothing = 1.2 \times 1 = 1.2 m$;

On prend $E = 1.5 m$;

Largeur = $2\varnothing + 3\varnothing = 5\varnothing$;

On adopte $L = 6 m$;

Longueur = 11 m.

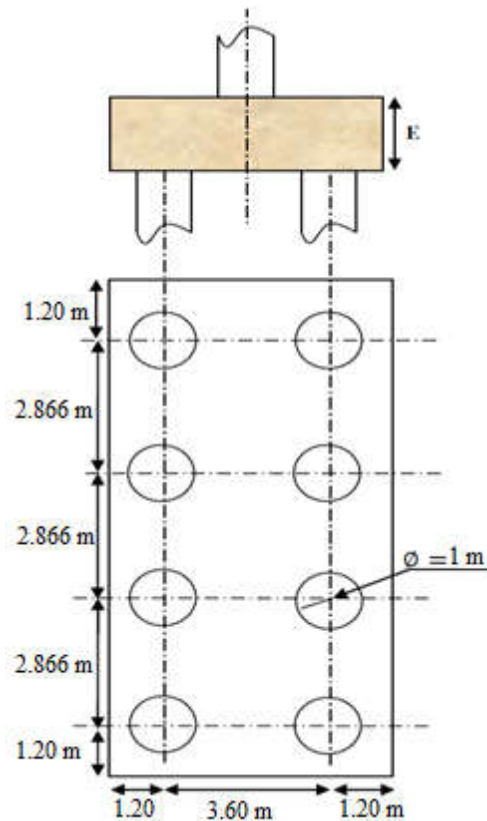


Fig. VIII.01 : dimensionnement de la semelle.

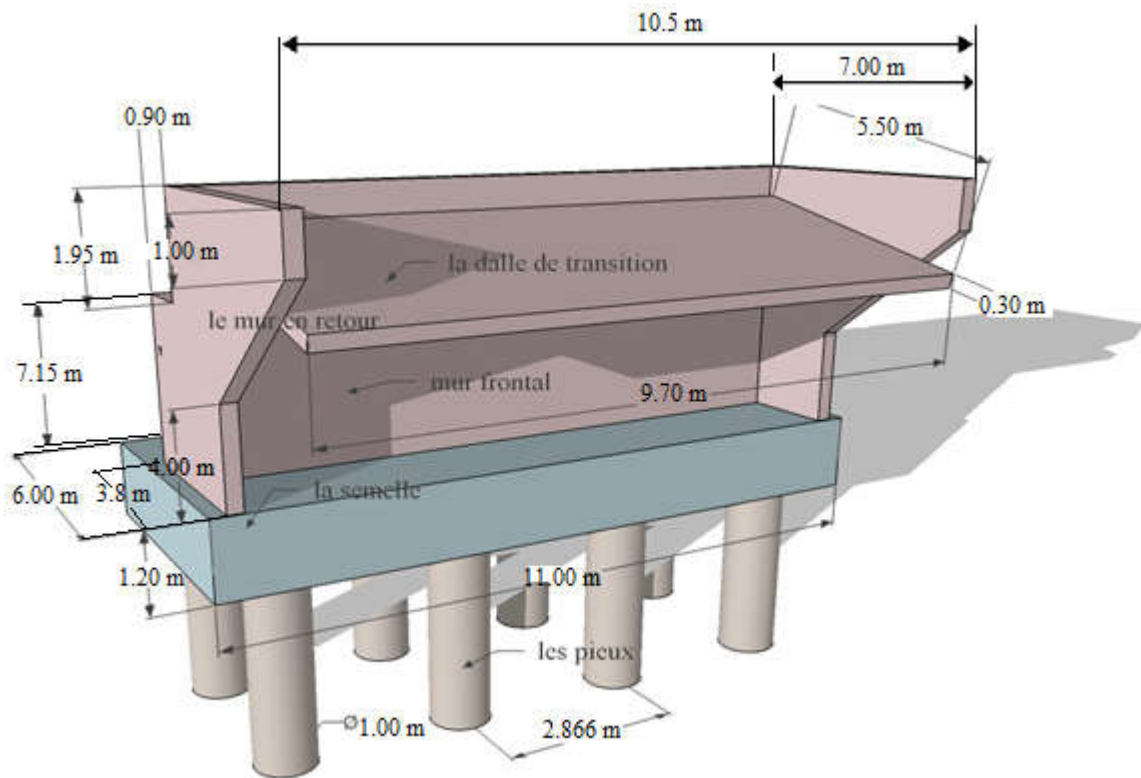


Fig. VIII.02 : les dimensions de la culée.

VIII.4. Etude de la stabilité

La culée du pont a un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part.

Comme le montre la répartition des efforts, elle est l'un des éléments d'appui les plus sollicités et l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage.

La culée du pont est sollicitée suivant deux sens : verticalement et horizontalement

❖ Les sollicitations verticales

- Poids du tablier ;
- Poids de l'élément constitutif ;
- Les surcharges.

❖ Les sollicitations horizontales

- Forces de freinage ;
- Poussées des terres ;
- La surcharge $Q=1t/m^2$ « d'après fascicule 61 titre 2 ».

L'étude de la culée consiste à vérifier la stabilité de l'ensemble avant et après la mise en service, en tenant compte des différentes étapes de construction de la culée, et les différents cas de chargement.

Avant d'aborder l'étude de la stabilité de la culée, chose que l'on fera en conditions normales et sismiques, il est utile de définir le coefficient de poussée dans les conditions normales et sismiques, il est utile de définir le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles.



VIII.4.1. Calcul de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

Calcul du coefficient de poussée :

❖ dans les conditions normales : $K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$;

❖ Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE [16] :

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}} \right)^2} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$\kappa = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$$

φ : Angle de frottement interne du remblai $\varphi = 30^\circ$;

α : Angle du talus avec l'horizontale $\alpha = 0$;

β : Angle du talus avec l'horizontale $\beta = 0$;

δ : Angle de frottement béton –sol (remblai-culée) $\delta = 0$.

Après simplification l'équation devient :

$$k_{ah} = \frac{k \times \cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta}} \right)^2}$$

$$\text{tg}\theta = [\varepsilon_H \times G / (1 \pm \varepsilon_V) G] ;$$

avec θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale, $\theta = \text{arctg} [\varepsilon_H / (1 \pm \varepsilon_V)]$;

$\varepsilon_H = A=0.2 \rightarrow$ zone IIa Groupe 2 : Coefficient sismique horizontal ;

$\varepsilon_V = \varepsilon_H \times 0.3 = 0.06$: Coefficient sismique verticale ;

$$M_R = \varepsilon_H \times P \times X_H ;$$

$$M_S = \varepsilon_V \times P \times Y_V ;$$

Tab. VIII.01 : L'ensemble des paramètres K_{ah} , ε_H et ε_V pour les trois cas existants

Désignation	ε_H	ε_V	κ	θ	K_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0.3333
Condition sismique	0.2	0.06	1.048	10.68	0,464
	0.2	-0.06	0.989	12.01	0,484



La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de la largeur L :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \times K_{ah} \times H \times L \quad (\text{Triangulaire}) ;$$

La poussée due aux surcharges $\gamma = q = 1.00 \text{ t/m}^2$:

$$F_p = \gamma \times K_{ah} \times H \times L \quad (\text{Rectangulaire}).$$

VIII.4.2. Détermination des C.D.G des éléments de la culée

Pour un élément présentant différentes sections on a :

$$X_G = \sum (A_i \times X_{Gi}) / A_i ;$$

$$Y_G = \sum (A_i \times Y_{Gi}) / A_i .$$

Avec : A_i : surface élémentaire ;

X_G, Y_G : coordonnées du C.D.G de chaque section.

En attribuant un repère (A, X, G) pour le calcul, avec A le point de référence de 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 [16].

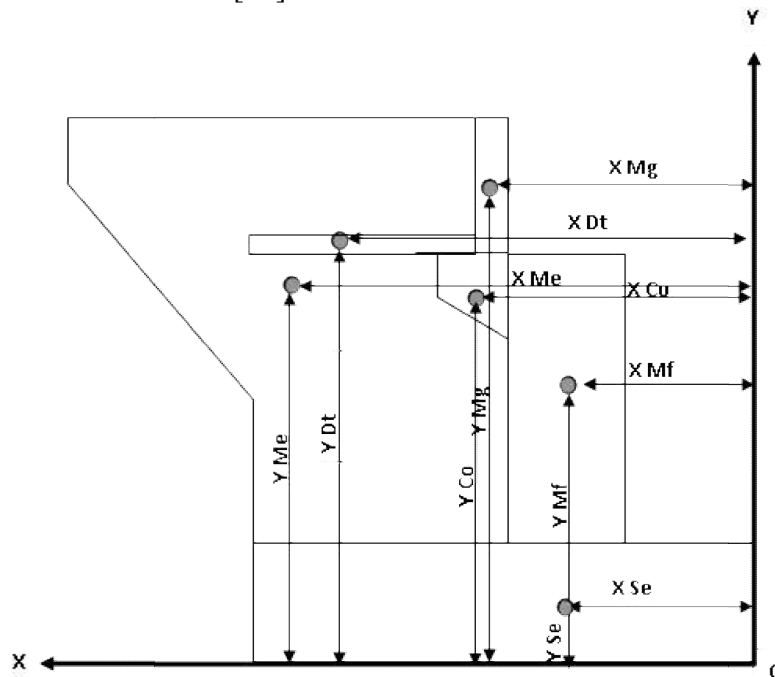


Fig. VIII.03: détermination du C.D.G des éléments de la culée.

VIII.4.3. calcul des moments et efforts agissant sur la culée

Les tableaux suivant représentent l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :



Tab. VIII.02 : les sollicitations agissantes sur la culée

désignation	Conditions	P(t)	$\epsilon_H \times P$	$(1 \pm \epsilon_v) \times P$	$Y_V(m)$	$X_H(m)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$
Mur garde grève	CN	15.35	0.00	15.35	3.25	9.32	0.00	49.88
	CS H+V+		3.07	16.27			28.61	52.87
	CS H+V-		3.07	14.43			28.61	46.89
Corbeau	CN	9.45	0.00	9.45	3.76	9.75	0.00	35.53
	CS H+V+		1.89	10.01			18.42	37.67
	CS H+V-		1.89	8.88			18.42	33.39
Mur en retour	CN	94.34	0.00	94.34	6.32	6.37	0.00	596.22
	CS H+V+		18.86	100.00			120.14	632.00
	CS H+V-		18.86	88.68			120.14	560.44
Mur de front	CN	225.22	0.00	225.22	2.8	4.77	0.00	630.61
	CS H+V+		45.04	238.73			214.84	668.44
	CS H+V-		45.04	211.70			214.84	592.76
Semelle	CN	198.00	0.00	198.00	0.75	3	0.00	118.8
	CS H+V+		39.60	209.88			118.80	125.92
	CS H+V-		39.60	186.12			118.80	111.67
Dis d'appuis	CN	1.57	0.00	1.57	2.45	8.5	0.00	3.84
	CS H+V+		0.31	1.66			2.63	4.07
	CS H+V-		0.31	1.47			2.63	3.60
Poids des terres sur DDT	CN	67.22	0.00	67.22	5.94	9.35	0.00	399.28
	CS H+V+		13.44	71.25			125.66	423.22
	CS H+V-		13.44	63.18			125.66	375.29
Dalle de transition	CN	40.01	0.00	40.01	5.85	8.71	0.00	234.05
	CS H+V+		8.00	42.41			69.68	248.09
	CS H+V-		8.00	37.60			69.68	219.96
La surcharge Q (t/m ²)	CN	64.02	0.00	64.02	5.94	9.35	0.00	380.27
	CS H+V+		12.84	67.86			120.05	403.08
	CS H+V-		12.84	60.18			120.05	357.47
Poids des Terre patin Arrière	CN	733.86	0.00	733.86	5.85	5.25	0.00	4293.08
	CS H+V+		146.77	777.89			770.54	4550.65
	CS H+V-		146.77	689.82			770.54	4035.44



Poids des Terre patin Avant	CN	311.44	0.00	311.44	1.1	4.77	0.00	342.58
	CS H+V+		62.29	330.12			297.12	363.13
	CS H+V-		62.29	292.75			297.12	322.02
Poids propre de tablier	CN	263.77	0.00	263.77	1.55	9.55	0.00	408.84
	CS H+V+		52.75	279.59			503.76	433.36
	CS H+V-		52.75	247.94			503.76	384.30
Surcharge sur Tablier	CN	154.11	0	154.11	3.1	10.30	0.00	477.74
	CS H+V+		30.82	163.35			317.44	506.38
	CS H+V-		30.82	144.86			317.44	449.06
freinage du à Bc	CN	15	15	0	3.1	10.30	154.5	0
	CS H+V+		/	0			0	0
	CS H+V-		/	0			0	0
Totale	CN	/	15	2178.26	/	/	154.5	7970.72
	CS H+V+		384.16	2516.32			2730.94	8457.94
	CS H+V-		384.16	2496.81			2730.94	7492.29

VIII.4.4.Calculs des poussées dues aux terres

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$F_p = P \times K_{ah} ; \quad P = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times L ; \quad M_R = F_p \times Y_V.$$

Tab. VIII.03 : poussée de terre due aux terres

Désignation	Conditions	P(t)	K_{ah}	F_p	$Y_V = 1/3 H$ (m)		M_R (t.m)
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	722.93	0.3333	240.95	1/3×9.1+1.5	4.53	1019.21
	CS H+V+		0,464	335.43			1418.86
	CS H+V-		0,484	349.89			1480.03
Poussée de la terre sur la semelle	CN	130.68	0.3333	43.55	1/3×1.5	0.5	17.42
	CS H+V+		0,464	60.63			24.25
	CS H+V-		0,484	63.24			25.29
Totales	CN	/	/	284.5	/	/	1036.63
	CS H+V+		/	396.06			1443.11
	CS H+V-		/	413.13			1505.32



VIII.4.5.Calculs des poussées dues aux Surcharges

$$F_p = H \times L \times K_{ah}$$

Tab. VIII.04 : poussées dues aux Surcharges

Désignation	Conditions	P(t)	K _{ah}	F _p	Y _v = 1/3 H (m)		M _R (t.m)
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	88.2	0.3333	29.39	1/2×9.1+1.5	6.05	168.99
	CS H+V+		0,464	40.92			235.29
	CS H+V-		0,484	42.68			245.41
Poussée de la terre sur la semelle	CN	13.2	0.3333	4.4	1/2×1.5	0.75	2.64
	CS H+V+		0,464	6.12			3.67
	CS H+V-		0,484	6.38			3.82
Totales	CN	/	/	33.79	/	/	171.63
	CS H+V+		/	47.04			238.96
	CS H+V-		/	49.06			249.23

Tab. VIII.05 : les moments et efforts globaux

Désignation	Conditions	ε _H × P	(1±ε _v) × P	M _S (t.m)	M _R (t.m)
Totales	CN	333.29	2178.26	7970.72	1362.76
	CS H+V+	827.26	2516.32	8457.94	4413.01
	CS H+V-	846.35	2496.81	7492.29	4485.49

VIII.5.Vérification de la stabilité

➤ Vis-à-vis le renversement

$$\lambda = \frac{M_S}{M_R} \geq 1.50 \dots \dots \dots \text{condition normale ;}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_R} \geq 1.00 \dots \dots \dots \text{condition sismique ;}$$

M_S: moment stabilisant du à F_v ;

M_R: moment renversant du à F_h.



➤ **Vis-à-vis le glissement**

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \times \mu \geq 1.50 \dots \dots \dots \text{condition normale ;}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \times \mu \geq 1.00 \dots \dots \dots \text{condition sismique ;}$$

μ : coefficient de frottement terres – béton ;

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\right) \varphi = 0.363 \quad \text{avec } \varphi = 30^\circ ;$$

Donc :

Tab. VIII.06 : Vérification de la stabilité de la culée

Conditions	F _H	F _V	M _S (t.m)	M _R (t.m)	M _S /M _R	F _V /F _H ×μ
CN	333.29	2178.26	7970.72	1362.76	5.84	2.37
CS H+V+	827.26	2516.32	8457.94	4413.01	1.91	1.10
CS H+V-	846.35	2496.81	7492.29	4485.49	1.67	1.07

Dans les trois cas, on remarque bien que les deux conditions : (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

VIII.6. Le ferrailage de la culée

VIII.6.1. Le mur garde grève

Selon document SETRA PP73 appuis des tabliers, le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres.

- Poussée de terres ;
- Poussée la surcharge de remblai ;
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastrer dans le mur frontal, et étudier pour un mètre linéaire.

VIII.6.1.1. Evaluation des efforts agissant sur mur garde grève

- *Poussée des terres*

Le moment à l'encastrement : $M_T = p.h/3$;

$$P = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times L \times K_{ah} ;$$

$$K_{ah} = 0.3333 ;$$

$$H = 1.95 \text{ m} ;$$

$$L = 1 \text{ m} ;$$



$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 ;$$

$$P = 1.14 \text{ t} ;$$

$$\text{Donc : } M_t ELU = 1.35 \times M_p ;$$

$$M_T = 0.74 \text{ t.m} \Rightarrow \begin{cases} M_T ELU = 1.00 \text{ t.m/ml} ; \\ M_T ELS = 0.74 \text{ t.m/ml} . \end{cases}$$

➤ *Poussée d'une charge locale située en arrière du mur*

D'après les " documents "SETRA"PP73 appuis de tabliers", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t/m}^3 .$$

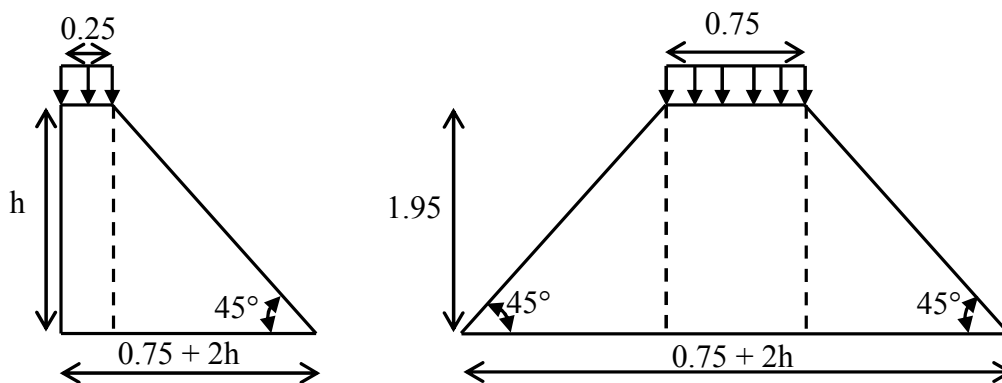


Fig. VIII.04 : les charges situées en arrière de mur.

Le moment fléchissant en A , à la profondeur h a pour expression générale:

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0.25 - 0.25}{0.25 + x} dx .$$

Avec : $K = K_a \times b \times c \times \delta \times \mu$

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

$$\mu : \text{coefficient de pondération: } \begin{cases} \mu = 1.2 \text{ à l'ELS} ; \\ \mu = 1.6 \text{ à l'ELU} . \end{cases}$$

Tab. VIII.07 : les valeurs de M_p/K est données par SETRA PP73

h (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
M_p/K (t.m/ml)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

$b_c = 1.1$ (Pont premier classe avec deux voies charges) ;

$H=1.95$ m ;

$K_{ah} = 0.3333$;

Donc :

$M_p/K = 7.32$ t.m/ml ;

$M_p = 7.32 \times K_{ah} \times \mu$;

$$M_p = 2.44 \mu \text{ t.m} \Rightarrow \begin{cases} M_p ELU = 3.90 \text{ t.m/ml} ; \\ M_p ELS = 2.93 \text{ t.m/ml} . \end{cases}$$

➤ **Force de freinage B_c**

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0.25 + 2h} \right) \mu ;$$

$$M_F = \left(\frac{6 \times 1.95}{0.25 + 2 \times 1.95} \right) \mu ;$$

$$\begin{cases} M_F ELU = 4.51 \text{ t.m/ml} ; \\ M_F ELS = 3.38 \text{ t.m/ml} . \end{cases}$$

➤ **Combinaison d'action**

$$M_{TU} = 1.35M_t + 1.6(M_p + M_F) \text{ à } ELU ;$$

$$M_{TS} = M_t + 1.2(M_p + M_F) \text{ à } ELS.$$

D'où :

$$M_{TU} = 1 + 3.90 + 4.51 = 9.41 \text{ t.m/ml} ;$$

$$M_{TS} = 0.74 + 2.93 + 3.38 = 7.05 \text{ t.m/ml}.$$

VIII.6.1.2. Le ferrailage du mur de grève

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, est la fissuration est considérée préjudiciable $n = 1.6$ [15].

➤ **Le ferrailage Vertical**

Supposent section rectangulaire $b=1$ m, $d=0.3$ m, $d'=0.05 = 5$ cm

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$



$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.49 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.27^2 \times 19.83} = 0.066 ;$$

$\mu_{bu} = 0.066 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow$ Section sans acier comprimé ($A's=0$) ;

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.084 ;$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.965 ;$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} ;$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{9.49 \times 10^{-2}}{0.965 \times 0.27 \times 348} ;$$

$$A_{su} = 10.45 \text{ cm}^2.$$

➤ La condition de non fragilité

$$A_{s \min} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e} ;$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 30 \frac{2.7}{400} = 4.65 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{su} = 10.45 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

On prend 7HA14 avec une section de 10.78 cm² et un espacement e=12 cm

➤ Le ferrailage horizontal

$$A_t = A_s / 3 = 10.78 / 3 = 3.59 \text{ cm}^2 ;$$

Soit : 5HA12, A_t=5.65 cm².

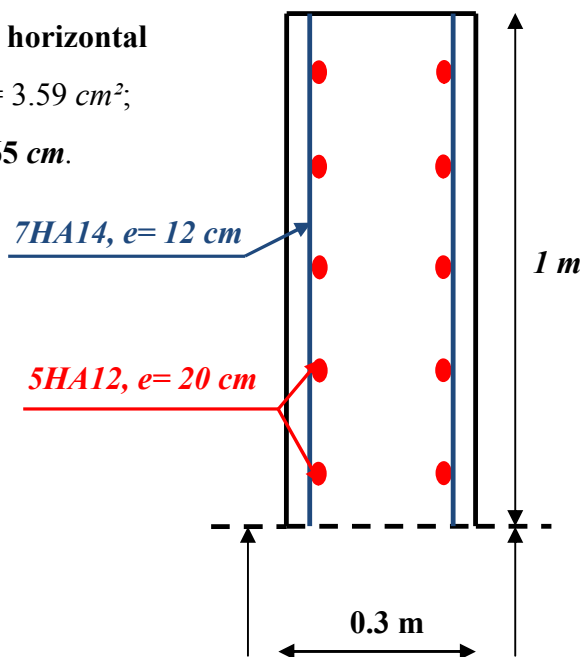


Fig. VIII.05 : schéma de ferrailage.



VIII.6.2. La dalle de transition

La dalle de transition est appuie sur le corbeau (appui double) et sur le sol *appui élastique*.

Elle se calcul comme une dalle rectangulaire *supposée simplement appuyée*, sachant que réellement elle est reposé sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte directe avec le sol).

VIII.6.2.1 Evaluation des efforts

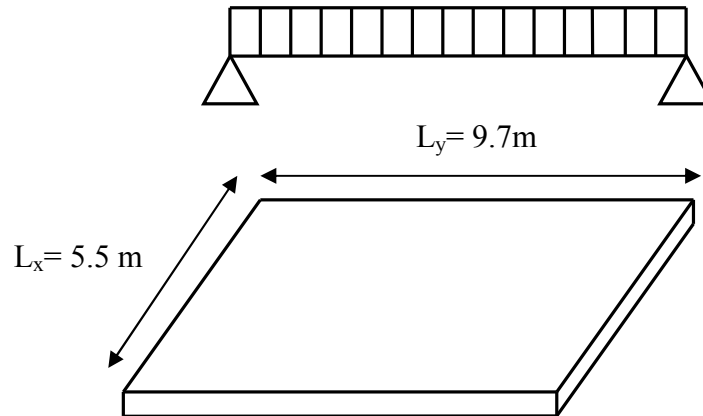


Fig. VIII.06 : la dalle transition.

➤ **Charge permanente**

- Remblai : $\gamma_r \times 0.70 \times 1 = 1.26 \text{ t/ml}$;
- Poids propre de la dalle : $0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$;
- Revêtement : $2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/ml}$;
- Surcharges : $1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/ml}$ (surcharges sur remblai).

Tab. VIII.08 : les efforts sur dalle transition

Type de charge	Q (t/ml)	Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t)
Poids propre	0.750	2.83	2.06
Revêtement	0.176	0.66	0.48
Remblai	1.260	4.46	3.46
Surcharges	1.200	4.53	3.30

➤ **Combinaison des charges**

À l'E.L.U :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q = 1.35 \times (2.83+ 0.66 + 4.46) + 1.6 \times (4.53) = 17.80 \text{ t.m/ml} ;$$

$$V_u = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 1.35 \times (2.06+0.48+3.46) + 1.6 \times (3.30) = 13.38 \text{ t/ml}.$$



A l'E.L.S :

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q = (2.83 + 0.66 + 4.46) + 1.2 \times (4.53) = 13.38 \text{ t.m/ml};$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2 V_Q = (2.06 + 0.48 + 3.46) + 1.2 \times (3.30) = 9.96 \text{ t/ml}.$$

VIII.6.2.2. Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicité par une flexion simple, est la fissuration est considérée préjudiciable [15].

➤ **Le ferrailage vertical**

Les dimensions de la section est : $b = 1 \text{ m}$; $h = 0.3 \text{ m}$.

Fissuration préjudiciable ($n = 1.6$) ;

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.80 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.27^2 \times 19.83} = 0.123;$$

$$\mu_{bu} = 0.123 < \mu_{lu} = 0.186 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 ;$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues,

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.164 ;$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.800 ;$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 20.28 \text{ cm}^2 .$$

➤ **La condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e} ;$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 30 \frac{2.7}{400} = 4.65 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{su} = 20.28 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V.$$

On prend 5HA25 de section 24.54 cm² avec un espacement de $e=20 \text{ cm}$.

➤ **Le ferrailage horizontal**

$$A_t = A_s / 3 = 24.54 / 3 = 8.18 \text{ cm}^2 ;$$

Soit 6HA14 $A_t = 7.70 \text{ cm}^2$.

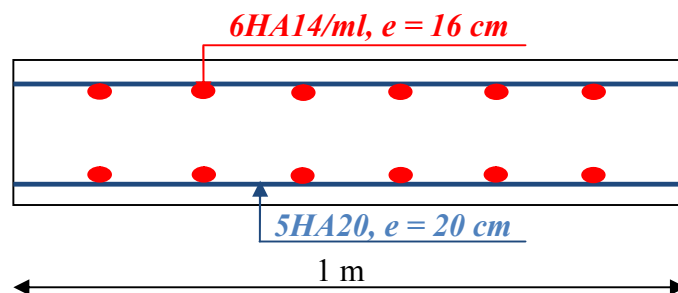


Fig. VIII.07 : Le ferrailage de la dalle transition.



VIII.6.3. Corbeau

Le corbeau est un d'appui de dalle de transition, il soumise à la réaction de cette dalle :

$R_u = 13.38 \text{ t} ; R_{ser} = 9.96 \text{ t}$

On suppose que le corbeau comme une console encastree dans le mur garde grève.

$M_u = \frac{[(0.3 + 1) \times 0.6 \times 2.5 \times 0.6]}{2} + 13.38 \times 0.3 = \mathbf{4.60 \text{ t.m}} ;$

$M_{ser} = 3.45 \text{ t.m} ;$

$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.60 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.27^2 \times 19.83} = 0.032 ;$

$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{tu} = 0.186 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 ;$

La section sera ferraillee uniquement par les armatures tendues, donc :

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.041 ;$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.836 ;$

$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = \mathbf{5.85 \text{ cm}^2} ;$

➤ **La condition de non fragilité**

$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e} ;$

$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times 100 \times 30 \frac{2.7}{400} = 4.65 \text{ cm}^2 ;$

$A_{su} = 5.85 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 4.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$

On prend **6HA12** de section **6.79 cm²**.

➤ **Le ferrailage horizontal**

$A_t = A_s/3 = 6.79/3 = 2.26 \text{ cm}^2 ;$

Soit **5HA12** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 ;$

➤ **La vérification au cisaillement**

$V_u = 13.38 \text{ t} = 13.38 \times 10^{-2} \text{ MN} ;$

$\tau_U = \frac{V_U}{d \times b_0} = \frac{13.38 \times 10^{-2}}{0.9 \times 1.00} = 0.15 \text{ MPa} ;$

$\bar{\tau}_U = \min(0.15 f_{c28}/\gamma ; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} ;$

$\tau_U = 0.15 < \bar{\tau}_U = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V.$

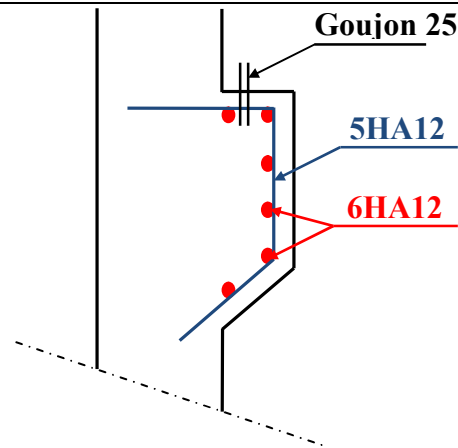


Fig. VIII.08 : Le ferrailage de corbeau.

VIII.6.4. Mur frontal

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

Tab. VIII.09 : Evaluation des efforts sur mur frontal

Désignation	Conditions	P(t)	$\varepsilon_H \times P$	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	Z_h (m)	Z_v (m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Mur garde grève	CN	15.35	0.00	15.35	0.45	8.12	0.00	6.91
	CS H+V+		3.07	16.27			24.93	7.32
Corbeau	CN	9.45	0.00	9.45	0.96	8.55	0.00	9.01
	CS H+V+		1.89	10.01			16.16	9.61
Mur en retour	CN	94.34	0.00	94.34	3.52	5.17	0.00	332.08
	CS H+V+		18.86	100.00			97.50	352.00
Mur de front	CN	225.22	0.00	225.22	0.00	3.58	0.00	0.00
	CS H+V+		45.04	238.73			161.24	0.00
Dis d'appuis	CN	1.57	0.00	1.57	-0.35	7.3	0.00	-0.55
	CS H+V+		0.31	1.66			2.26	-0.58
Tablier + surcharge	CN	417.88	0.00	417.88	0.3	8.72	0.00	125.36
	CS H+V+		83.57	442.95			728.73	132.88
DDT+ PDT surcharge	CN	171.25	0.00	64.02	3.05	7.93	0.00	195.26
	CS H+V+		12.84	67.86			101.82	206.97
Freinage	CN	15	15	0.00	0.00	9.1	136.5	0.00



Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	722.93	240.95	0.00	0.00	3.03	730.07	/
	CS H+V+		335.43	0.00			1 016.35	/
poussé de surcharge	CN	88.2	29.39	0.00	0.00	4.55	133.72	/
	CS H+V+		40.92	0.00			186.18	/
Total	CN	/	285.34	707.12	/	/	1000.29	677.68
	CS H+V+		541.93	512.47			2335.17	708.20

Le ferrailage à la flexion composée :

➤ **L'effort normal**

$$N_{ser} = 707.12 \text{ t} ;$$

$$N_u = 707.12 \times 1.6 / 1.2 = 942.82 ;$$

$$N_u = \frac{942.82}{10.5} = 89.79 \text{ t/ml} .$$

➤ **Le moment**

$$M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q ;$$

$$M_u = 285.91 \text{ t.m/ml} ;$$

Les dimensions de la section est : $b = 1\text{m}$; $h = 1.20\text{m}$; c' (enrobage)= 5cm et $d = 90\% h = 1.08 \text{ m}$.

L'excentricité égale : $e = Mu/Nu = 3.18 \text{ m}$;

$$M_{uA} = Mu + Nu (d-h/2) = 280.52 \text{ t.m/ml} ;$$

$$a = (0.337 h - 0.81c') b h f_{bu} = 8.66 \text{ MN.m} ;$$

$$b = Nu (d-c') - M_{uA} = - 1.88 \text{ MN.m} . \text{ Donc : } a > b ;$$

Alors : **Section partiellement comprimé** .

Le calcule soumise à la flexion simple :

➤ **Le ferrailage vertical**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{280.13 \times 10^{-2}}{1.00 \times 1.08^2 \times 19.83} = 0.121 ;$$

$$\mu_{bu} = 0.121 < \mu_{lu} = 0.186 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 ;$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues,

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.161 ;$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.935 ;$$



$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} - \frac{N_U}{f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 53.89 \text{ cm}^2 .$$

➤ **La condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e} .$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times 100 \times 1.08 \frac{2.7}{400} = 16.76 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{su} = 53.89 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 16.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

On prend 11HA25 de section 54.00 cm² avec un espacement de e=9 cm.

➤ **Le ferrailage horizontal**

$$A_t = A_s/3 = 54.00/3 = 18.00 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 9\text{HA}16 \text{ } A_t=18.10 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } e=11 \text{ cm} .$$

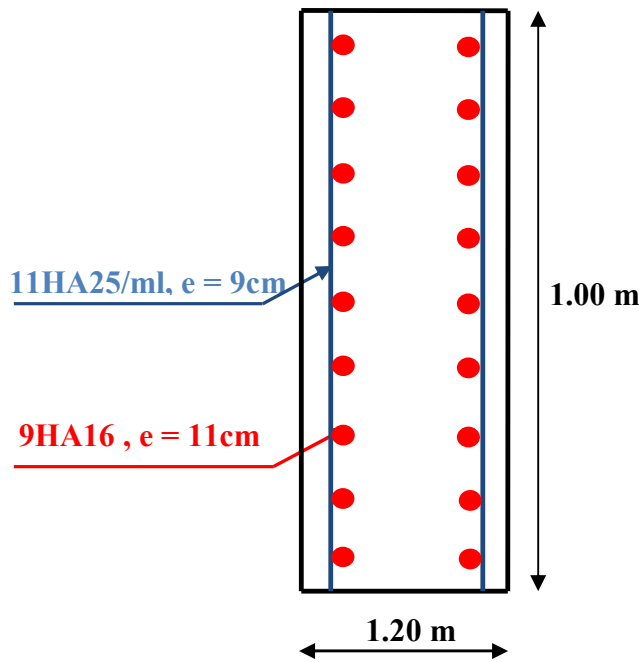


Fig. VIII.09 : Le ferrailage de mur front.

VIII.6.5.Mur retour

Le mur en retour a pour rôle d’assurer le soutènement des terres du remblai d’accès au pont.

Selon document SETRA PP73 (1.3.2) : il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure ;
- Les poussées horizontales répartir ;
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l’extrémité théorique du mur et comporte une charge verticale de 4t. et une charge horizontale de 2t.

$$L=7 \text{ m} ; H=9.1 \text{ m} ; e=0.4 \text{ m} .$$



✓ **Efforts horizontaux**

Poussée de terres : $P_t = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times L \times K_{ah}$;

Avec coefficient de poussée K_{ah} ;

$$P_t = \frac{1}{2} (1.8 \times 9.1^2 \times 1 \times 0.3333) = \mathbf{24.84 \text{ t}} ;$$

Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = H \times L \times K_{ah} \times 1.2$;

$$P_{sr} = 9.1 \times 1 \times 0.3333 \times 1.2 = \mathbf{3.64 \text{ t}} ;$$

Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1.2 = \mathbf{2.4 \text{ t}}$.

✓ **Les moments**

Poussée de terres : $M_t = P \times \frac{H}{3} = 24.84 \times \frac{9.1}{3} = \mathbf{75.35 \text{ t.m}}$;

Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = P \times \frac{H}{2} = 3.64 \times \frac{9.1}{2} = \mathbf{16.56 \text{ t.m}}$;

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = P \times H = 2.4 \times 9.5 = \mathbf{22.8 \text{ t.m}}$.

✓ **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = \mathbf{164.70 \text{ t.m}}$;

ELS : $M_{EL} = M_t + 1.2(M_{sr} + M_{sc}) = \mathbf{122.58 \text{ t.m}}$.

✓ **Efforts verticaux**

Poids propre du mur : $P_t = 1 \times 9.1 \times 0.4 \times 2.5 = \mathbf{9.1 \text{ t}}$;

Poids propre de la superstructure : $P_{su} = 0.3 \times 7 = \mathbf{2.1 \text{ t}}$;

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1.2 = \mathbf{4.8 \text{ t}}$.

✓ **Les moments**

Poids propre du mur : $M_G = 9.1 \times \frac{7}{2} = \mathbf{31.85 \text{ t.m}}$;

Poids propre de la superstructure : $M_{su} = 2.1 \times 0.5 = \mathbf{1.05 \text{ t.m}}$;

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{sc} = 4.8 \times \frac{7}{2} = \mathbf{16.80 \text{ t.m}}$.

✓ **Les combinaisons**

ELU : $M_{ELU} = 1.35(M_G + M_{su}) + 1.6M_{sc} = \mathbf{71.30 \text{ t.m}}$;

ELS : $M_{EL} = (M_G + M_{su}) + 1.2M_{sc} = \mathbf{53.03 \text{ t.m}}$.



➤ **Ferraillage horizontal**

Le ferraillage se fait en flexion simple :

$$M_{ELU} = \frac{164.70}{9.1} = 18.10 \text{ t.} \frac{\text{m}}{\text{ml}};$$

$$M_{ELS} = \frac{122.58}{9.1} = 13.47 \text{ t.} \frac{\text{m}}{\text{ml}};$$

$$F_{c28} = 35 \text{ MPa}; b = 1 \text{ m}; h = 0.40 \text{ m}; d = 90\% h = 0.36 \text{ m};$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.10 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.36^2 \times 19.83} = 0.070;$$

$$\mu_{bu} = 0.070 < \mu_{lu} = 0.186 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0;$$

La section sera ferraillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.091;$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.963;$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 15 \text{ cm}^2.$$

➤ **La condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e};$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 36 \frac{2.7}{400} = 5.59 \text{ cm}^2;$$

$$A_{su} = 15 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 5.59 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

On prend 5HA20 de section 15.71 cm^2 avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Ferraillage vertical**

$$M_{ELU} = \frac{71.30}{7} = 10.18 \text{ t. m/ml};$$

$$M_{ELS} = \frac{62.51}{7} = 8.93 \text{ t. m/ml};$$

$$F_{c28} = 35 \text{ MPa}; h = 0.4 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d = 90\% h = 0.36 \text{ m};$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.18 \times 10^{-2}}{1 \times 0.36^2 \times 19.83} = 0.039;$$

$$\mu_{bu} = 0.0439 < \mu_{lu} = 0.186 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0;$$



La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.050 ;$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98 ;$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 8.29 \text{ cm}^2 ;$$

On prend **6HA14** de section **924 cm²** avec un espacement de **e=17 cm**.

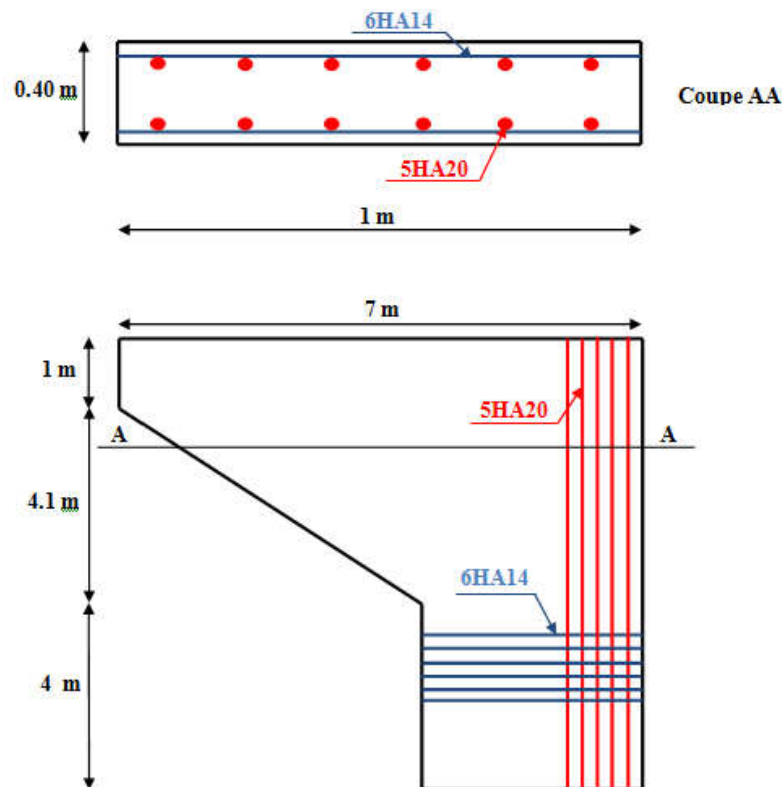


Fig. VIII.10 : Le ferrillage de mur de retour.

VIII.6.6. La semelle

La semelle est sollicitée par les éléments de la culée, la terre au-dessus d'elle, plus le poids de la semelle, enfin le tablier et ses efforts de freinage.

Puisque on à calculer ces sollicitations lors de la vérification de la stabilité de la culée, on donne sur un tableau récapitulatif en notant que :

- ✓ Toutes les désignations sont permanentes (G) sauf celles de la charge (Q) (Poids et poussées de terres) et la surcharge du tablier ;
- ✓ La surcharge (Q) est : q plus la surcharge du tablier ;
- ✓ L'effort de freinage est une surcharge.



• Caractéristique de la semelle

Longueur : $L = 11 \text{ m}$;

Largeur : $B = 6 \text{ m}$;

Epaisseur : $E = 1.50 \text{ m}$.

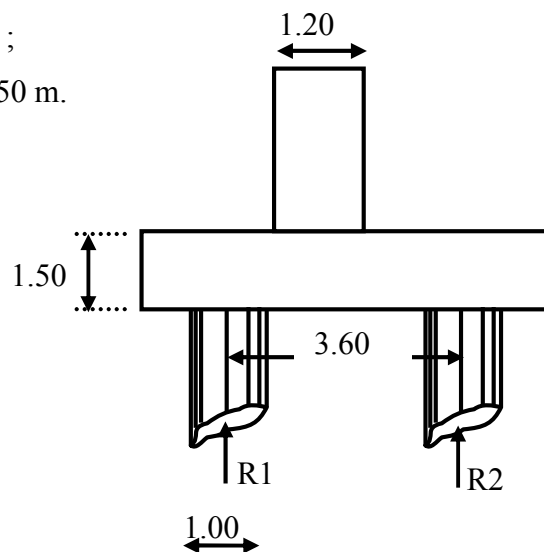


Fig. VIII.11 : la dimension de la semelle.

D'après les tableaux précédents on a évalué l'effort et les moments agissent sur la semelle :

Tab. VIII.10 : Evaluation des efforts et les moments sur la semelle

Désignation	Conditions	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$
totale culée + remblai(G)	CN	0.00	697.36	0.00	1892.75
	CS H+V+	202.69	739.20	751.44	2006.27
la surcharge (Q)	CN	0.00	64.02	0.00	380.27
	CS H+V+	12.84	67.68	120.05	403.08
poussée de terre (G)	CN	284.40	/	1036.63	/
	CS H+V+	396.06	/	1443.11	/
poussée de la surcharge (Q)	CN	33.79	/	171.63	/
	CS H+V+	47.04	/	238.96	/
Tablier (G)	CN	0.00	273.77	0.00	408.84
	CS H+V+	52.75	279.59	503.76	433.36
surcharge sur tablier(Q)	CN	0.00	154.11	0.00	476.74
	CS H+V+	30.82	163.35	317.44	506.38
farinage (Q)	CN	15	/	154.50	/
	CS H+V+	/	/	/	/



Tab. VIII.11 : Les combinaisons de charges

Condition normal				
Etat	F _H (t)	F _V (t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
ELU (1.35G+1.6Q)	413.40	1660.03	1399.45	4478.36
ELS (G+1.2Q)	342.95	1232.88	1393.66	3330.01
Condition sismique				
Etat	F _H (t)	F _V (t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
CS H+V+ (G+Q)	742.20	1249.82	3374.76	3349.09

- Les résultats le plus défavorable à condition normale

Le moment net

$$M_{nette} = M_s - M_r = 4478.36 - 1399.45 ;$$

$$M_{nette} = 3078.91 \text{ t.m} ;$$

$$N_{max} = 1660.03 \text{ t.m.}$$

VIII.6.6.1. Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

Chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donne par la formule suivante :

$$R_{i_{min}}^{max} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} ;$$

R : l'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule précédente ;

M_x : moment suivant l'axe x ;

M_y : moment suivant l'axe y ;

x_i, y_i: l'entre axe suivant x, et y ($x_i = 3.6/2 = 1.8$) ;

n : nombre de pieux ;

$$n = \frac{\text{effort normal maximale}}{\text{capacité portante de pieux}} ;$$



La capacité portante d'un pieu est calculée d'après la formule de TERZAGHI :

$$Q_p = \frac{A \times q_p}{f_p};$$

Avec : A : la section de pieu ;

q_p : La résistance a la pointe ;

f_p : facteur de pointe en générale égal a 2 ;

$$q_p = (0.3\gamma \times D \times N_\gamma) + (\gamma \times L \times N_q) + (1.3 \times c \times N_c).$$

D'après le rapport géotechnique on à un sol **cohérent frottant** ayant les caractéristique suivant :

$$\gamma = 1 \text{ t/m}^3.$$

$D = 1 \text{ m}$: diamètre de pieu.

D'après le tableau de (Caquot – Kerisel).

$$\varphi = 30^\circ \begin{cases} N_\gamma = 21.8 \\ N_q = 18.4 \\ N_c = 30.1 \end{cases} \quad (\text{Les facteurs de capacité}) ;$$

$C = 0.8 \text{ bar} = 8 \text{ t/m}^2$: la cohésion de sol ;

$$q_p = (0.3 \times 1 \times 1 \times 20.1) + (1 \times 15 \times 18.4) + (1.3 \times 8 \times 30.1) ;$$

$$q_p = 595.07 \text{ t} ;$$

$$\text{D'où : } Q_p = \frac{0.785 \times 595.07}{2} ;$$

$$Q_p = 233.56 \text{ t} ;$$

$$n = \frac{1660.03}{233.56} = 7.11 ;$$

Donc : $n = 8 \text{ pieux}$;

$$R_{i \max} = \frac{1660.03}{8} + \frac{3078.91 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 421.31 \text{ t} ;$$

Tab. VIII.12 : les résultats des efforts normaux R_{\max} et R_{\min}

		F_V (t)	M_{net} (t.m)	R_{\max} (t)	R_{\min} (t)
ELU	CN	1660.03	3078.91	421.31	-6.31



VIII.6.6.2. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

Les Conditions de la méthode est:

$$\theta \geq 45^\circ;$$

$$\tan \theta = \frac{h}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.50}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}} = 1;$$

$$\theta = \arctan 1 = 45^\circ \dots \dots \dots C.V.$$

$$h \geq \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4}\right) = 1.5 \dots \dots \dots C.V.$$

Donc : La méthode des bielles est applicable.

- **Armatures transversales**
- ✓ **inférieures**

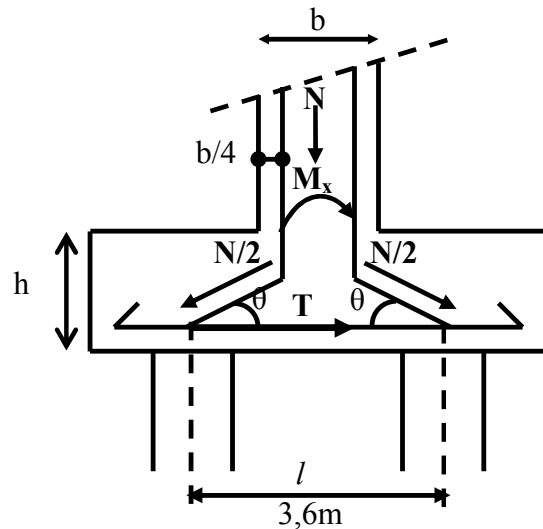


Fig. VIII.12 : sollicitation des efforts.

$$f_a = \frac{2}{3} \times f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266.66 \text{ MPa};$$

$$A_{S \text{ inf}} = \frac{R_{max}}{f_a} \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{421.31 \times 10^{-2}}{266.66} \times \frac{\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}}{1.5} = 160 \text{ cm}^2;$$

On prend **20HA32** de section **160.84 cm²**.

L'espacement est de :

$$S_t = \frac{\varnothing + H - e}{n - 1} = \frac{100 + 150 - 5}{20 - 1} = 12.89 \text{ cm};$$

On prend **S_t = 12 cm**.

Avec : **n** : Nombre des barres = 20 barres ;

e : Enrobage = 5 cm ;

∅ : Diamètre des pieux ;

L = h + ∅ = 2.5 m : Une bande.

- ✓ **Supérieures**

$$A_{S \text{ sup}} = \frac{A_{S \text{ inf}}}{10} = 16.84 \text{ cm}^2;$$

On prend **12HA14** de section **18.00 cm²**;

Avec : **S_t = 22 cm**.



- Armatures longitudinales
- ✓ inférieures

$$A_{S\ inf} = \frac{160.84}{3} = 53.61\ cm^2;$$

On prend 11HA25 de section 54.00 cm² ;

Avec : $S_t = 22\ cm$.

- ✓ Supérieures

$$A_{S\ sup} = \frac{54.00}{3} = 18.00\ cm^2;$$

On prend 12HA14 de section 18.47 cm² ;

Avec : $S_t = 20\ cm$.

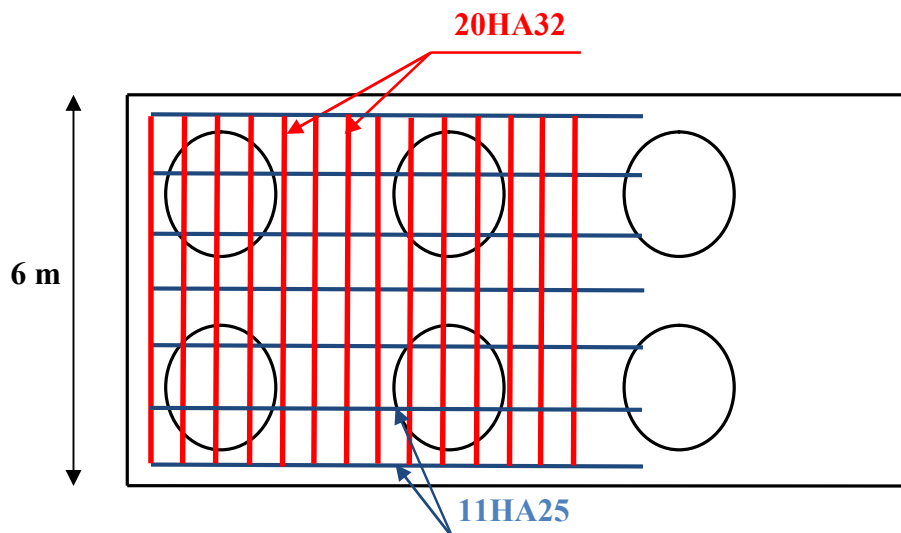


Fig. VIII.13 : Le ferrailage de la semelle (nappe inférieure).

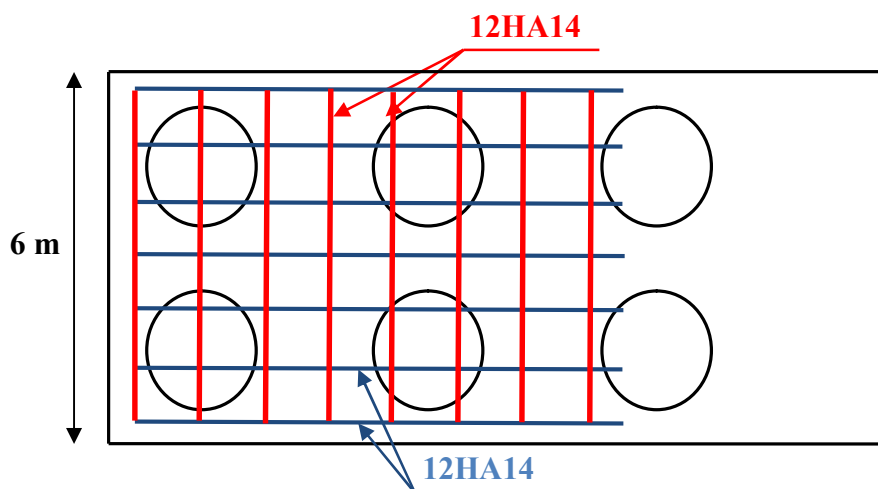


Fig. VIII.14 : Le ferrailage de la semelle (nappe supérieure).



VIII.6.7. Etude et ferrailage des pieux

VIII.6.7.1. Action sur les pieux

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, mais, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle et libre à la base.

Le comportement d'un *élément flexible* dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0 ;$$

b : Diamètre du pieu ;

C_U : Module de réaction du sol ;

y : Déplacement en tête du pieu ;

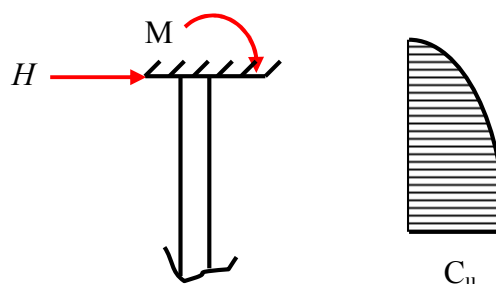


Fig. VIII.15 : action des efforts sur pieux

Une solution de cette équation est de la forme $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bC_U}}$.

α : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

➤ Calcul de λ

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1.00 \text{ m} ;$$

$$C_U = 2550 \text{ t/m}^3 \text{ (voir le rapport géotechnique) ;}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3.59 \times 10^4 \text{ Mpa} \text{ Module d'élasticité du béton ;}$$

I : Moment d'inertie du pieu ;

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.00)^4}{64} = 0.0491 \text{ m}^4 ;$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.00 \times 2550 \times 10^{-2}}{4 \times 3.59 \times 10^4 \times 0.0491}} = 0.245 \text{ m}^{-1} ;$$



λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

D'où :

$\lambda L = 0.245 \times 15 = 3.678$ avec : L la longueur de pieu $L=15$ m.

VIII.6.7.2. Effort tranchant en tête du pieu

a) Condition normale

Freinage : **15 t** ;

Poussées des terres et surcharges : **318.29 t** ;

D'où :

$$H = 333.29 \text{ t donc : } \bar{P} = \frac{H}{8} = \mathbf{41.66 \text{ t/pieu}} ;$$

b) Condition sismique

L'effort séismique est calculé par la combinaison à l'E.L.A :

$G + E + 0.2Q$;

$E = KH \times G$; La charge séismique (selon le RPOA 2008) ;

$KH = A = 0.2$; Coefficient d'accélération de la zone IIa ;

$29.43 + 5.88 + 30.82$;

Séisme : 66.13 t ;

Poussées des terres et surcharges : 462.19 t ;

$$\text{D'où } H = 528.32 \text{ t donc } \bar{P} = \frac{H}{8} = \mathbf{66.04 \text{ t/pieu.}}$$

VIII.6.7.3. Calcul des pieux par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} ;$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, et le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P} ;$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu ;

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$;

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL ;

H : Effort tranchant en tête de pieu ;



$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 ;$$

$$\Rightarrow M(z) = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}.$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16 & \chi_{\theta M} = 1.43; \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26 & \chi_{\theta M} = 1.54. \end{cases}$$

$$\lambda L = 3.678 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.227 \quad \chi_{\theta M} = 1.483.$$

a) Condition normale

$$\bar{P} = 41.06 \text{ t / pieu} \Rightarrow \bar{M} = -138.66 \text{ t.m.}$$

b) Condition sismique

$$\bar{P} = 66.04 \text{ t / pieu} \Rightarrow \bar{M} = -223.02 \text{ t.m.}$$

VIII.6.8. Ferrailage des pieux

VIII.6.8.1. Détermination des sollicitations

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

$$N_{\max} = 1660.03 \text{ t} ;$$

$$M_{\max} = - 223.02 \text{ t.m} ;$$

$$N_{\min} = \frac{N_{\max}}{8} - \frac{M_{\max}}{8L_p} ;$$

D'où :

$$N_{\min} = 205.64 \text{ t.}$$

VIII.6.8.2. Détermination de la section d'armature

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de WALTHER. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\min} = 205.64 \text{ t} ;$$

$$M_{\max} = - 223.02 \text{ t.m} ;$$

$$\frac{N_{\min}}{\pi \times R^2 \times \beta_W} = \frac{2.0564}{3.14 \times 0.5^2 \times 35} = 0.074 ;$$

$$\beta_W = f_{c28} = 35 \text{ MP} ;$$

$$\frac{M_{\max}}{\pi \times R^2 \times D \times \beta_W} = \frac{2.2302}{3.14 \times 0.5^2 \times 1 \times 35} = 0.081.$$

On tire ω à partir de l'abaque de Walther :



$$\omega = 0.26$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot \omega}{f_e}$$

D'où :

$$A_s = 142.28 \text{ cm}^2$$

On prend : 29HA25 ($A = 142.39 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{29} = 10.82 \text{ cm on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

Pour l'armature transversale : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}$

Donc on prend des cercles ϕ_{10} , avec un espacement de 20 cm.

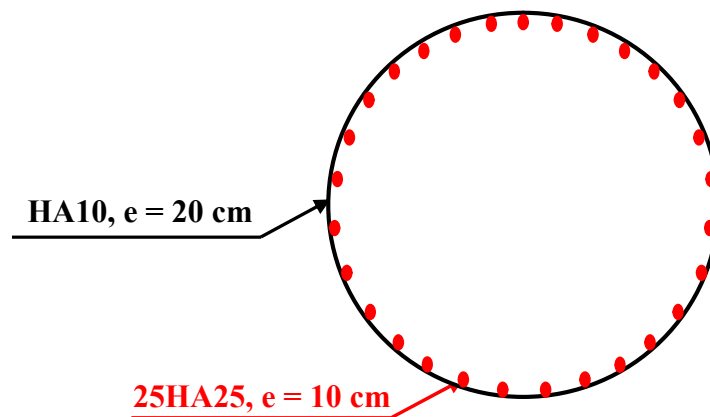


Fig. VIII.16 : ferrailage des pieux.

VIII.7.Conclusion

Les fondations étant le point faible des ouvrages, il faut donc les élaborer avec soin. Différentes méthodes permettent déjà de bien percevoir les caractéristiques du terrain sur lequel on souhaite fonder.

On se rend compte qu'à chaque terrain peut correspondre une fondation mais que globalement, les terrains les plus stables sont les plus aptes à servir de base.



CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin d'étude qui consiste à étudier la conception et le calcul d'un pont multi-poutre, d'une part, à donner une bonne expérience de mettre en pratique les notions théoriques fondamentales concernant la conception et le pré-dimensionnement des ponts sur un cas réel et d'envisager des solutions techniques lors de rencontres des problèmes et des difficultés sur terrain et l'étude de ce genre d'ouvrage, d'approfondir les connaissances et le savoir-faire dans plusieurs domaines tels que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte et aussi le calcul numérique par ordinateur ainsi que l'influence de la variation et le changement de types des poutres utilisés dans notre ouvrage, et d'autre part, se préparer mon intégration à la vie professionnelle.

A l'issue de ce qui se passe, on peut déduire certain point essentiel dans un projet d'ouvrage d'art :

- L'élaboration et l'exécution d'un projet d'ouvrage d'art nécessitent une bon reconnaissance de site ainsi la nature d'obstacle franchi ;
- La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées ;
- Un projet de pont ne peut être établi que par ou avec un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de modélisation des structures, des normes et des conception et de calcul et de propriété physique et mécanique des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthode d'exécution ;
- Le béton et l'acier sont les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont ;
- Le recours à la fabrication permet de faciliter l'exécution, de gain le délai et nécessite moins de mains d'œuvre toute en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes.

Pour cela, la culture technique de domaines des ouvrages d'arts constitue une source d'information indispensable à chacune des étapes de la naissance d'un pont. A cet effet, cette reconnaissance permet:

- au stade d'étude : de bien définir le projet (recherche sur les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural, pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur le plan technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possible, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts ;
- au stade de l'exécution : de réaliser les travaux avec des minimum de financement possible (choix des moyens et des matériels adaptés à la conception choisie, et les techniques de procédées...etc.).

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il propose des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie, la qualité et le temps d'exécution.



En perspectives, elle est très judicieuse de faire suivre ce travail par la proposition des études suivantes :

- L'étude modale (vibration libre) par un système dynamique avec degré de liberté qui permet de calculer avec des équations d'équilibre par des forces physiques ou mécaniques ;
- L'étude dynamique ou bien l'évaluation dynamique qui permet d'être utile pour la détermination des caractéristiques mécaniques et de performance d'un ouvrage sous les charges mobiles ;
- L'étude de la répartition transversales des charges dans le pont sous la méthode des éléments finis (GYON-MASSONET), et les forces des chocs ou accidentelles ;
- L'étude comparative avec des autres variantes (pont caisson, béton armé....ect) avec travées isostatiques ou continues,...ect ;
- L'étude pour définir les zones où se localisent les contraintes critiques (Plastification) afin d'estimer la durée de vie du pont ;
- Des essais expérimentaux permettant de juger de la pertinence, du modèle numérique par des mesures in situ.

Enfin, il est évident que la connaissance et la recherche n'ont pas de limites, la raison pour laquelle nous espérons bien avoir la chance d'explorer les autres domaines de travaux publics et contribuer au développement de ce domaine en Algérie.

Bibliographie

I. Livres et règlements :

- [1] **Jean-Marie Savet** «Les ponts d'hier et d'aujourd'hui», Editions Mae-Erti – 2006.
- [2] **Matthieu Le Guen, Jean-Paul Pruvost et Pascal Pujades** « document –ressource les ponts», Académie Versailles, Année 2007-2008, 9 p.
- [3] **D. Bennett**, « Les ponts, histoire et techniques », Editions Eyrolles - 2000, 232 p.
- [4] **Guide S.E.T.R.A.** Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes « pont-cadre et portique », 157 p.
- [5] **Yazid A.** Béton Précontraint : cours et exercices. Centre Universitaire de Bechar, institue de génie civil.
- [6] **Didier RAUCH - Jean Pierre DEGIRAL et Jacques CROZIER n-** « Constructions Modernes », « Memotech Génie civil » de Dominique LEFAIVRE et Jean Marc DESTRAC.
- [7] **Guide S.E.T.R.A.** Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes «la conception générale des tranchées couverts », 151 p.
- [8] **BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.)**. « Conception des ponts. Presses des Ponts et Chaussées », Editions Eyrolles-(1994).pp 27.
- [9] **S. Bounab, A. Medjoudj**, Etude d'un pont caisson courbe construit par encorbellement successif au niveau de la pénétrante Guelma – autoroute Est-Ouest, mémoire de fin d'étude, encadré par **Taki Mohamed**, ENSTP 2013.
- [10] **RPOA 2008** : Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art, **RPO** Ministère Des Travaux Publics, 2008.
- [11] **Fascicule 61 - Titre II -** : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art -Programme de charges et épreuves des ponts-routes, 1993, 78 p.
- [12] **D.T.R.** : Règles Définissant Les Charges a Appliquer Pour Le Calcul et Les epreuves Des Ponts Routes. Ministère Des Travaux Publics, 2009.
- [13] **BAEL 91 MODIFIE 99** : Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Arme Suivant La Méthode Des Etats-Limites, Eyrolles, 2000.
- [14] **Eurocode 3** : Calcul Des Structures Métallique, Eyrolles, 1993.
- [15] **BPEL 91 révisé 99** : Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Précontraint Suivant La Méthode Des Etats Limites, Ministère De L'équipement Des Transport Et Du Logement , 1999.

[16] Fascicule 62 - Titre V - : Règles Technique de Conception et de Calcul des Fondation des Ouvrages DE génie civil, 1993, 189 p.

II. Les logiciels utilisés :

- ♣ ROBOT 2013modalisation et Analyse des ouvrages.
- ♣ AUTOCAD 2009Dessin.
- ♣ WORLD 2007Traitement de texte.

III. Sites web :

[I]http://www.saintjocaudan.fr/les_ressources/technologie/habitat_et_ouvrages/evolution_historique_pont.pdf.

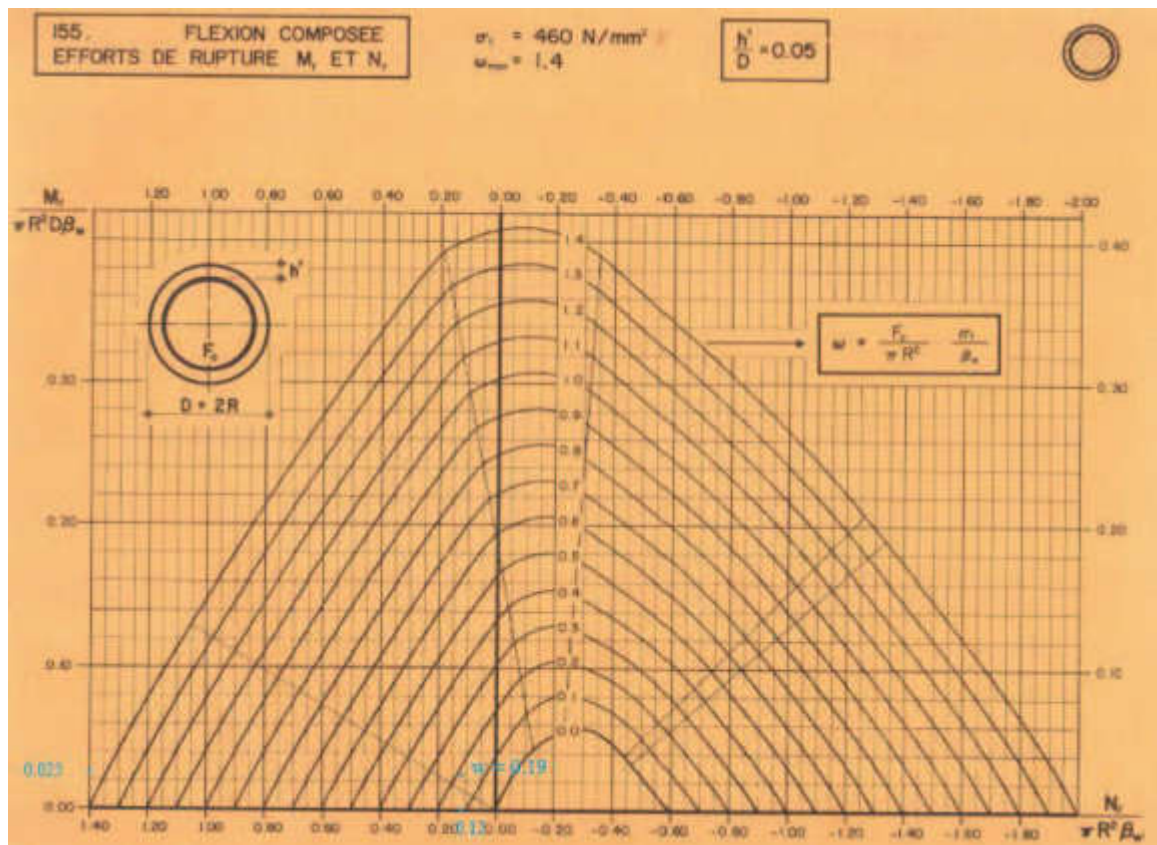
[II]http://www.febelcem.be/fileadmin/user_upload/autres_publications/fr/histoires_de_beton_arme.pdf.

ANNEXE

Tableaux I (caout – kerisel)

Degrés sexagesimaux ψ	N_{γ}	N_{α}	N_c	Degrés sexagesimaux ψ	N_{γ}	N_{α}	N_c
0	0	1,00	5,14	30	21,8	18,4	30,1
5	0,2	1,56	6,47	31	25,5	20,6	32,7
10	1,00	2,49	8,45	32	29,8	23,2	35,5
11	1,20	2,71	8,80	33	34,8	26,1	38,7
12	1,43	2,97	9,23	34	40,5	29,4	42,2
13	1,69	3,26	9,80	35	48,0	33,3	46,1
14	1,99	3,59	10,4	36	56,6	37,8	50,0
15	2,33	3,94	11,0	37	67,0	42,9	55,7
16	2,72	4,33	11,6	38	79,5	48,9	61,4
17	3,14	4,77	12,3	39	94,7	56,0	67,9
18	3,69	5,25	13,1	40	113,0	64,5	75,4
19	4,29	5,60	13,9	41	133,0	73,9	83,9
20	4,97	6,40	14,8	42	164,0	85,4	93,7
24	5,76	7,07	15,8	43	199,0	99,0	105,0
27	6,68	7,83	16,9	44	244,0	115,0	118,0
23	7,73	8,66	18,1	45	297,0	135,0	135,0
24	8,97	9,60	19,3	46	366,0	159,0	152,0
25	10,4	10,7	20,7	47	455,0	187,0	174,0
26	12,0	11,8	22,2	48	570,0	223,0	199,0
27	13,9	13,2	24,0	49	718,0	265,0	230,0
28	16,1	14,7	25,8	50	914,0	319,0	267,0
29	18,3	16,4	27,9				

L'abaque de WALTHER



L'abaque de WARNER

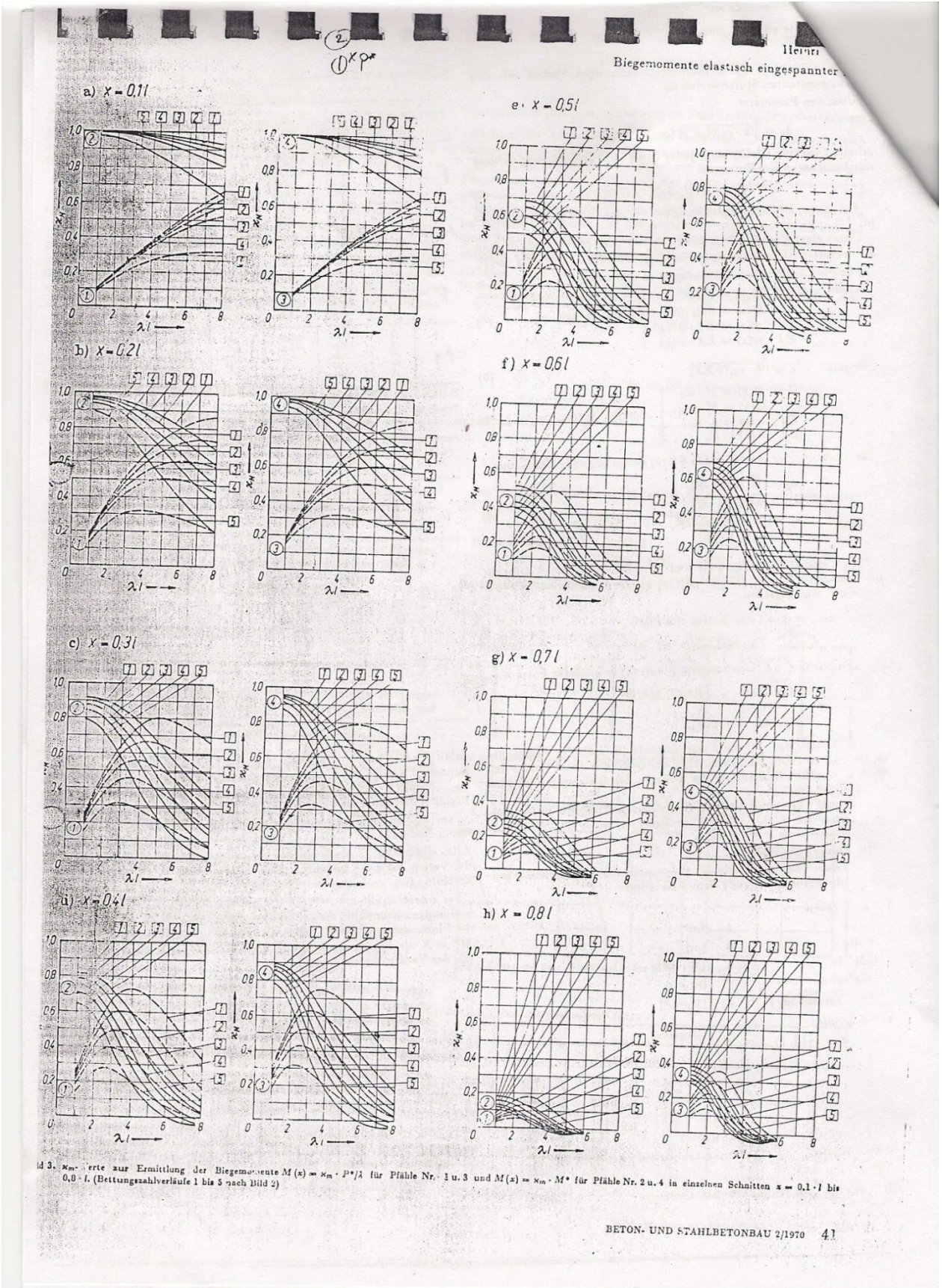


Tableau de WARNER

20/11

Pfahl-Nr.	Bettung-Nr.	$\lambda = 1$					
		1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0
1 <i>P</i>	1	-1.52	-3.09	2.47	2.19	2.42	-1.03
	2	-2.86	-1.97	-1.61	1.50	-1.68	2.09
	3	-1.85	-1.29	1.07	-1.03	1.16	-1.41
	4	-1.39	-0.97	-0.80	-0.77	-0.84	-
	5	1.01	-0.70	-0.57	-0.50	0.50	-0.50
2 <i>M</i>	1	6.09	2.89	-1.91	-1.50	-1.61	-1.81
	2	4.03	1.96	-1.32	-1.16	-1.26	2.15
	3	2.75	-1.37	-0.98	-0.90	-0.91	-1.11
	4	2.1	-1.0	-0.78	-0.72	0.78	-0.87
	5	1.55	-0.78	-0.57	0.50	0.50	-0.50
3 <i>P</i>	1	3.04	2.16	-1.86	-2.00	-2.30	-3.05
	2	-1.91	-1.39	-1.25	-1.4	1.68	-2.00
	3	-1.26	0.93	-0.86	-1.00	-1.16	-1.41
	4	-0.99	-0.73	0.67	0.75	-0.84	0.50
	5	-0.77	-0.50	0.50	-0.50	-0.50	-0.50
4 <i>M</i>	1	3.14	-1.66	1.31	1.40	-1.61	-1.81
	2	2.01	-1.13	0.90	-1.11	-1.26	-1.45
	3	1.34	-0.81	-0.75	-0.88	-0.91	-1.11
	4	1.07	0.6	-0.62	-0.71	-0.78	-0.87
	5	0.84	-0.5	-0.5	-0.50	-0.50	-0.50

Table III. x_{φ} für Pfahlkopferdrehung: $E I \varphi(0) = x_{\varphi} \cdot n^2 / \lambda^2$ und $E I \varphi'(0) = x_{\varphi} \cdot \lambda$

Sup

Pfahl-Nr.	Bettung-Nr.	$\lambda = 1$					
		1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0
1 <i>P</i>	1	6.09	2.89	1.91	1.50	1.61	1.81
	2	4.03	1.96	1.32	1.16	1.26	2.15
	3	2.75	-1.37	-0.98	-0.90	-0.91	-1.11
	4	2.1	-1.0	-0.78	-0.72	0.78	-0.87
	5	1.55	-0.78	-0.57	0.50	0.50	-0.50
2 <i>M</i>	1	9.46	3.31	2.00	1.68	1.74	1.81
	2	6.70	2.51	1.61	1.18	1.31	1.61
	3	5.05	1.92	1.23	1.32	1.31	1.45
	4	4.29	1.73	1.27	1.19	1.23	1.29
	5	3.37	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00
3 <i>P</i>	1	3.14	1.66	1.31	1.40	-1.61	-1.81
	2	2.01	1.13	0.90	-1.11	-1.26	-1.45
	3	1.34	0.81	0.75	-0.88	-0.91	-1.11
	4	1.07	0.60	0.62	-0.71	-0.78	-0.87
	5	0.84	0.5	0.5	-0.50	-0.50	-0.50
4 <i>M</i>	1	3.14	1.66	1.31	1.40	1.61	1.81
	2	2.01	1.13	1.30	1.16	1.26	2.15
	3	1.70	1.16	1.17	1.31	1.31	1.45
	4	1.40	1.04	1.07	1.19	1.23	1.29
	5	1.20	0.92	0.95	1.00	1.00	1.00

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر متعدد العوارض بخرسانة مسبقة الإجهاد بالشّد السابق مع امتداد طوله 26 م من دون دعامة وسطية، يقع على محور الطريق الولائي رقم 42 جنوب الرابط بين مقر ولاية برج بوعريّيج و مدخل بلدية بليمور في النقطة الكيلومترية ن ك 12 + 100.

بدأنا عملنا ببحث حول التصميم العام لمختلفة أنواع الجسور الأكثر استخداما في العالم مع نظرة حول طرق انجاز في المقام الأول، ثانيا تم تخصيص العمل للوصف و التصميم المسبق للمنشأة، ثم تم تقسيم الأحمال و الأحمال الزائدة و دراسة الإجهاد المسبق للعوارض باستخدام متغير ثاني مع الأخذ بعين الاعتبار نوع العوارض (معدنية)، مع ملاحظة النتائج المتحصل عليها بين الحالتين المدروستين.

و أخيرا أنهينا بدراسة البنية التحتية للمشروع. تم إجراء النمذجة باستخدام برنامج روبوت.

الكلمات المفتاحية : جسر بخرسانة مسبقة الإجهاد، سطح الجسر، عوارض متعددة، الشّد المسبق، دعامة.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont routier multi-poutre en béton précontraint par prétention avec une seule travée de 26 m de longueur sans appuis intermédiaire, implanté sur l'axe du chemin de wilaya **CW 42 sud** reliant le chef lieu de la wilaya de **BBA** et la rentrée de la commune de **BELIMOUR** au **PK 12+100**. Nous avons débuté notre travail par une recherche bibliographique sur la conception générale des différents types des ponts les plus utilisés dans le monde et une brève aperçu sur les procédés de réalisation en premier lieu , en second lieu le travail est consacré à la description et la prédimensionnement de l'ouvrage, ensuite on a évalué les différentes charges et surcharges et l'étude de la précontrainte des poutres avec une deuxième variante en tenant compte la variation de type des poutres en **PRS** à âme pleine et on essaye de voir les résultats obtenus entre les deux cas étudiées, et enfin on termine par l'étude de l'infrastructure du projet . La modélisation est faite en exploitant le logiciel **ROBOT** Structural.

Mots clés : Pont en Béton précontraint, tablier, multi poutres, prétention, culée.

Abstract

The purpose of this work is the design and study of road bridge a prestressed concrete multi-beam with a single span of 26 m in length without intermediate supports, located on the axis of wilaya road **CW 42 south** connecting the chief place of the wilaya of **BBA** and the return of the municipality of **BELIMOUR** at **PK 12 + 100**. We started our work by a bibliographic research on the general design of the different types of the most used bridges in the world and a brief overview on the realization processes in the first place, secondly the work is devoted to the description and the pre dimensioning of the structure, then the different loads and overloads and the study of the prestressing of the beams were evaluated with a second variant, taking into account the type variation of the solid-core **PRS** beams, and we try to see the results obtained. Between the two studied cases, and finally we finish by studying the project infrastructure. Modeling is done using the **ROBOT** Structural software.

Keywords: Bridge in prestressed concrete, deck, multi beams, pretension, abutment.