



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES DÉPARTEMENT GÉNIE
CIVIL**

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'art

Présenté par :

MIHOUBE MOHAMED

GADER LAHCENE

Sujet du mémoire

**Étude d'un pont en béton armé à Boussemgoun
Wilaya d'El Bayadh**

Soutenu publiquement le 15/10/2020 devant le jury composé de :

T.H. DAOUADJ :

K. BOUAKKAZ :

A. SAOULA :

T. BENSATTALA :

M. ZIDOUR :

Président

Encadreur

Examineur

Examineur :

Examineur

PROMOTION : 2019/2020

Remerciements :

« Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues »

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude pour notre cher encadreur Dr.Bouakez Khaled pour sa disponibilité et sa patience, pour ses encouragements et ses précieux conseils durant toute la période de de préparation de ce mémoire.

Nous remercions aussi les membres de jury qui mon fait l honneur de Juger notre travail.

A tous les enseignants qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir de primaire jusqu'à l'université.

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

Merci à tous

Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail à :

A nos très chers parents

A nos frères et sœurs

A tous nos collègues de travail

A tous nos amis sans exception

A tous nation musulmane



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé

Ce travail a pour but l'étude et la conception d'un Pont en béton armé sur le CC qui relié Bousemghoune et Ain ouerka wilaya d'Elbayedh. On a recherché à travers cette étude la conception optimale qui répond aux exigences techniques et économiques. A partir d'une analyse multicritères, le choix a été porté pour un pont en béton armé.

Ensuite on a défini les matériaux utilisés dans la construction et on a procédé au calcul des charges qui doit supporter l'ouvrage le long de sa durée de vie. Une modélisation a été réalisée par le logiciel « ROBOT » pour déterminer les différents efforts internes.

Enfin l'étude transversale a permis de compléter les résultats obtenus par le ferrailage de la dalle dans le sens transversal.

Mots clés :

Pont en béton arme.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة وتصميم جسر خرساني مسلح على مركز التجميع الذي يربط بوسمغون وعين ورقة بولاية البيض. سعينا من خلال هذه الدراسة إلى التصميم الأمثل الذي يلبي المتطلبات الفنية والاقتصادية. بناءً على تحليل متعدد المعايير ، تم الاختيار لجسر خرساني مقوى. ثم حددنا المواد المستخدمة في البناء وشرعنا في حساب الأحمال التي يجب أن تصمد أمام الميكل طوال عمره. تم تنفيذ النمذجة بواسطة برنامج "ROBOT" لتحديد القوى الداخلية المختلفة. أخيرًا ، أتاحت الدراسة المستعرضة استكمال النتائج التي تم الحصول عليها من خلال تقوية اللوح في الاتجاه العرضي.

الكلمات الدالة :

جسر من الخرسانة المسلحة

Summary

This work aims to study and design a reinforced concrete bridge on the CC which connects Bousemghoune and Ain ouerka wilaya of Elbayedh. We sought through this study the optimal design which meets the technical and economic requirements. Based on a multi-criteria analysis, the choice was made for a reinforced concrete bridge.

Then we defined the materials used in the construction and we proceeded to the calculation of the loads that must withstand the structure throughout its life. Modeling was carried out by the “ROBOT” software to determine the various internal forces.

Finally, the transverse study made it possible to complete the results obtained by reinforcing the slab in the transverse direction.

Keywords:

Reinforced concrete bridge.

SOMMAIRE

<i>Introduction</i>	01
<i>1. Généralités sur les ponts</i>	01
<i>1.1. Définition d'un pont</i>	01
<i>1.2. Différents type de ponts</i>	01
<i>1.2.1. Pont primitif</i>	02
<i>a) Les Ponts avec lianes ou bambous</i>	02
<i>b) Les Ponts en bois</i>	02
<i>1.2.2 Pont métallique</i>	03
<i>1.2.3 Les Ponts en bois</i>	03
<i>1.2.4 Pont en béton armé</i>	03
<i>1.2 .5 Pont en béton précontraint</i>	04
<i>1.2.6 Les ponts suspendus</i>	04
<i>1.3. Les éléments d'un pont (structuraux)</i>	05
<i>1.4. Les équipements d'un pont (non structuraux</i>	06
CHAPITRE I : présentation du projet	
<i>I-1-Introduction</i>	08
<i>I-2- Présentation du projet</i>	08
<i>I-3- Données de l'ouvrage</i>	09
<i>I-3-1 - Données fonctionnelles</i>	09
<i>I-3-1-1- Données géométriques</i>	09
<i>I-3-2-Données naturelles</i>	11
<i>I-3-2-1-Données géotechniques</i>	11
<i>I-3-2-2- Données géologique</i>	12
<i>I-3-2-3-Données sismologiques</i>	12
<i>I-3-2-4--Données climatiques</i>	14
<i>I.3-2-5- Données hydrologique</i>	15
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
<i>II-Conception de l'ouvrage</i>	16
<i>II -1-Choix du type d'ouvrage</i>	16
<i>II-2-Critères de choix du type d'ouvrage</i>	16
<i>II-2-1-Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage</i>	16
<i>II-3-Variante N°1 : pont mixte</i>	16
<i>II-4-Variante N°2 : Ponts à poutres précontrainte</i>	19
<i>II-4-1-Pré dimensionnement de la poutre</i>	20
<i>II-4-1-Les avantages et Les inconvénients de la poutre</i>	21
<i>II-5- Variante N°3 : Pont a poutre en béton armé</i>	22
<i>1) Pré dimensionnement de la superstructure</i>	23
<i>1-1 Poutres</i>	23
<i>1-2 Hourdis ou Dalle</i>	23

<i>1-3 Entretoise</i>	23
<i>II-5-2-Analyse multicritère</i>	25
<i>II-6-L'infrastructure</i>	25
<i>II-6-1-culées</i>	25
<i>II-6-2-Les piles</i>	27
<i>II-6-3-Les fondations</i>	27

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

<i>III-1 : Introduction</i>	29
<i>III-2 Le béton</i>	29
<i>III -2-1-La résistance caractéristique à la compression</i>	29
<i>III-2-2-La résistance caractéristique à la traction</i>	29
<i>III-2-3- Contraintes admissibles</i>	29
<i>III-2-3-1-Contrainte admissibles à la compression (E.L.U</i>	29
<i>III-2-3-2-Contrainte admissibles à la compression (E.L.S)</i>	30
<i>III-2-3-3 -Contrainte admissible à la traction</i>	30
<i>III-2-3-4-Contrainte admissible au cisaillement</i>	30
<i>III-2-4- Coefficient de poisson</i>	30
<i>III-2-5-Module de déformation longitudinale du béton E</i>	31
<i>III-2-6- Déformation transversale du béton</i>	31
<i>III-3-L'acier</i>	31
<i>III-3-1-Aciers passifs</i>	31
<i>III-3-1-1-La limite élastique</i>	31
<i>III-3-1-2-Module d'élasticité longitudinale de l'acier</i>	31
<i>III-3-2-2-Module de Yong</i>	32
<i>III-3-2-1-La limite élastique</i>	32

CHAPITRE IV : PREDIMENTIONNEMENT DU TABLIER EN BA...

<i>IV-1- Introduction</i>	33
<i>IV-2- Dimensionnement des éléments du tablier</i>	33
<i>IV-2-1- Les poutres</i>	33
<i>IV-2-1-1- Dimensionnement de la poutre</i>	33
<i>IV-2-2- La dalle</i>	33
<i>IV-2-2-1 -Définition de la dalle : (l'hourdis</i>	33
<i>IV-2-2-2- Pré dimensionnement de la dalle</i>	33
<i>IV.2.3 Equipment du tablier</i>	34
<i>IV.2.3.1. Les trottoirs</i>	34
<i>IV-3- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre</i>	35
<i>IV-3-1-Caractéristique géométrique de la poutre</i>	35
<i>IV-3-1-1- Poutre seule</i>	35
<i>IV-3-1-2- Poutre avec hourdis</i>	36

CHAPITRE V : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

-Introduction	38
V.1 Calcul des charges	38
V.1.1 Les charges permanentes(CP)	38
V.1.1.1.La poutre (poids propre de la poutre)	38
V.1.1.2. Entretoise.....	38
V.1.1.3. Dalle	39
V.1.1.4.Calcul du complément des charges permanentes (CCP)	39
V.2. Calculs des surcharges	39
V.2.1- Classe de pont.....	40
V.2.2 .Calcul des surcharges routières (fascicule 61 titres II)	40
V.2.4.1. Système de charge A (L)	40
V.2.4.2. Système de charges B	41
V.2.4.2. 1. Sous système B c.....	41
V.2.4.2. 2. Système Bt.....	42
V.2.4.2. 3. Système Br.....	43
V.2.4.3. Système militaire MC 120 t.....	44
V.2.4.4. Convoi D240t.....	45
V.2.4.5. Surcharge sur trottoirs	45
V.2.4.6.Effet dû au vent.....	45
V.2.4.8.Force de freinage	45
V.2.4.7.Effet dû au Séisme.....	45
V.3. Répartition longitudinale des efforts.....	46
V.3.1. Calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes	46
V.3.1.1. Poutre seule.....	46
V.3.1.2. Entretoise.....	47
V.3.1. 3. Dalle	47
V.3.1.4. Superstructure	47
V.3.1.5.Tableau récapitulatif des M, T, R	47
V.3.2.Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges	47
V.3.2.1.Moment fléchissant	47
V.3.2.1.1. Moment fléchissant à $x=0,5L$	47
V.3.2.1.2. Moment fléchissant à $x=0,25L$	50
V.3.2.2.Efforts tranchants dus aux surcharges	52
V.3.2.2.1.Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$	52
V.3.2.2.2.Efforts tranchants dus aux surcharges: Pour $x = 0.25L$	54

CHAPITRE VI : ETUDE DU TABLIER

VI-1- Logiciel de calcul.....	56
VI-1-1 Combinaisons des charges.....	56
VI-2-Etude du tablier	57
VI-2-1-Hourdis.....	57
VI-2-1-1 Évaluation des sollicitations dues aux charges permanentes.....	57
VI-2-1-2 Evaluation des sollicitations dues aux surcharges routières.....	57
VI-2-1-3 Calcul de ferrailage du hourdis.....	62

VI-2-2- Les Poutres.....	63
VI-2-2- 1- Evaluation des charges permanentes et charges permanentes complémentaires..	63
VI-2-2- 2- Combinaisons des sollicitations aux états limites	65
VI-2-2- 3- Calcul des armatures	66
VI-2-3- Entretoise	66
VI-2-3- 1- Sollicitations dues aux charges permanentes.....	66
VI-2-3- 2- sollicitations dues aux charges d'exploitations	66
VI-2-3- 3- Combinaisons des sollicitations aux états limites	67
VI-2-3- 4- Calcul des armatures.....	67

CHAPITRE VII : ETUDE DES EQUIPEMENTS

Etude des appareils d'appui et joint de chaussée	69
VII-1- Introduction.....	69
VII-2- Appareil d'appui	69
VII-2-1- Dimensionnement des appareils d'appuis.....	69
VII -2-1-1- Hauteur totale de l'appareil d'appui	69
VII-2-1-2- Détermination de la section.....	69
VII-2-1-3- Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui.....	70
VII-2-3- Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions	71
VII-2-3-1- Efforts de freinage	71
VII-2-4- Vérification.....	72
VII-2-4-1- Contrainte de cisaillement au niveau du fretage crée par cet effort	72
VII-2-4-2- Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal.....	72
VII-2-5- Sollicitation due à une rotation αT	73
VII-2-6- Condition de non soulèvement	73
VII-2-7- Condition de non flambement.....	73
VII-2-8- Dimensionnement des frettes	73
VII-2-9- Ferrailage de dé d'appui.....	74
VII-3- Calcul du joint de chaussée	74
VII-3-1- Calcul des joints.....	75
VII -3-1-1- Déplacement dû aux variations linéaires	75
VII-3-1-3- Déplacement dû au séisme.....	75
VII-3-1-4- Combinaison	75

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE (PILE ET CULEE)

Etude de la pile	76
VIII-1- Choix de la morphologie	76
VIII-2- Calcule des efforts	76
VIII-2-1- Charges permanentes	76
VIII-2-1-1- Poids propre du chevêtre	76
VIII-2-1-2- Réaction due au poids propres du tablier.....	77
VIII-2-2- Réaction due aux surcharges (calcul des réactions max)	77
VIII-2-2-1- Surcharge A(L)	77
VIII-2-2-2- Surcharge Bc.....	77
VIII-2-2-3- Surcharge Mc120.....	77

VIII-2-2-4- Surcharge D240.....	77
VIII-2-2-5- Surcharge trottoirs.....	77
VIII-3- Calcul du chevêtre.....	77
VIII-3-1- Détermination des sollicitations dans le chevêtre	78
VIII-3-2- Combinaison d'action.....	78
VIII-3-3- Ferrailage de chevêtre à la flexion (ferrailage à L'ELU)	78
VIII-3-3-1- Armature Longitudinale	78
VIII-3-3-2- Armature transversal	79
VIII-3-3-3- Calcul de section d'armature minimale	79
VIII-3-3-4- Etude du chevêtre à la torsion	79
VIII-3-3-4-1- Calcul du moment de torsion	80
VIII-3-3-4-2- Ferrailage de chevêtre à la torsion	80
VIII-4-1- Evaluation des charges et surcharges en conditions normales	81
VIII-4- Etude du fût	81
VIII-4-1- Evaluation des charges et surcharges en conditions normales.....	81
VIII-4-2- Calcul des sollicitations	82
VIII-4-3- Ferrailage de fut.....	83
VIII-5- Étude de la semelle	84
VIII-5-1- Les dimensions de la semelle	84
VIII-5-3- Ferrailage de la semelle.....	84
VIII-6- Etude et ferrailage des pieux.....	87
VIII-6-1- Action sur pieux	87
VIII-6-2- Effort tranchant en tête du pieu	87
VIII-6-3- Calcul des pieux par la formule de WARNER.....	88
VIII-6-4- Détermination des moments tout le long du pieu	89
VIII-6-5- Ferrailage des pieux	89
VIII -7- Etude Da La Culee	90
VII-7- 1-1- Introduction.....	90
VIII-7-2- Pré dimensionnement du cule	90
VIII-7-3- Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	91
VIII-7-3-1- Détermination du coefficient de poussée.....	91
VIII-7-3-2- Détermination des différents cas de charge.....	92
XIII-7-3-2-1- Charge permanente	93
VIII-7-5- Ferrailage des éléments de culée	94
VIII-7-5-1- la dalle de transition	94
VIII-7-5-1-1- Evaluation des efforts.....	94
VIII-7-5-1-2- ferrailage	94
VIII-7-5-1-3- Vérification de condition de non fragilité	95
VIII-7-5-1-4- Les armatures de répartition.....	95
VIII-7-5-2- Mure garde grève	95
VIII-7-5-2-1- Evaluation des efforts.....	95
VIII-7-5-2-2- Ferrailage.....	97
VIII-7-5-2-3- Condition de non fragilité.....	97
VIII-7-5-2-4- Le ferrailage horizontal.....	97
VIII-7-5-3- Le mur frontal	97

<i>VIII-6-5-3-1- Evaluation des efforts</i>	97
<i>VIII-6-5-3-1- Condition normale</i>	98
<i>VIII-6-5-3-2- Condition séismique</i>	99
<i>VIII-7- Le mur en retour</i>	100
<i>VIII-7- 1- Evaluation des efforts</i>	100
<i>VIII-7- 2- Ferrailage horizontal</i>	101
<i>VIII-7- 3- Ferrailage vertical</i>	101
<i>VIII-7- 4- Ferrailage de suspension</i>	101
<i>VIII-7- 5- Corbeau</i>	102
<i>VIII-7- 5-1- Evaluation des charges et surcharges</i>	102
<i>VIII-7- 5-2- Ferrailage</i>	102
 <i>CONCLUSION GENERALE</i>	 103

Liste des figures

- Figure .1 : Pont suspendu avec lianes
Figure .2 : Pont en bois
Figure .3 : Pont en maçonnerie
Figure .4 : Pont métallique
Figure .5 : Pont en béton armé
Figure .6 : Pont en Béton précontraint
Figure .7 : Pont suspendu
Figure .8 : Viaduc de Danyang-Kunshan (en Chine)
Figure .9 : Différentes parties du pont
Figure -10: plan de situation
Figure 11: Trace en Plan
Figure 12: Profil en long
Figure .13: Profil en travers
Figure -14 : Sondage en pleins lit d'oued
Figure -15 : Carte de zonage sismique du territoire national
Figure-16 : Coupe transversale de la poutre à mi travée
Figure 17 : Coupe transversale de la poutre sur appui
Figure -18: Profil en travers
Figure -19 : Poutre + hourdis
Figure -20: Profil en travers BP
Figure -21 : Eléments de superstructure de l'ouvrage
Figure -22: Vue panoramique d'une culée remblayée
Figure -23 : Vue en plan De la semelle
Figure -24 : Coupe transversal De la fondation
Figure - 25. diagrammes contraintes déformations
Figure. 26 : Trottoir + corniche
Figure -27: Glissière souple
Figure -28: Garde corps
Figure -29 : Poutre + hourdis
Figure.30 : Vue longitudinal de la poutre en béton arme
Figure.31. Détail de Trottoir
Figure.32 : Système BC
Figure.33 : Système Bt
Figure.34. Système Br
Figure .35. Système MC 120
Figure.36. Convoi D240
Figure .37: interface du logiciel Robot
Figure .38: position de la roue Br sur le hourdis
Figure .39: position des roues du tandem Bt
Figure .40: Une file de deux roues de tandem est centrée sur le panneau (Robot)
Figure .41 : position de chenille sur le panneau
Figure.42. Appareil d'appui
-

Figure.43. Appareil d'appui + dé d'appui
Figure.44. Ferrailage de dé d'appui
Figure.45 Photo réelle d'un joint de chaussée
Figure .46: détail de la pile
Figure. 47. Ferrailage du chevêtre
Figure. 48. Ferrailage du fût
Figure.49 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)
Figure. 50. Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).
Figure. 51. Ferrailage des pieux
Figure.52. Coupe longitudinale
Figure.53. Coupe longitudinal
Figure 54. Schéma de ferrailage
Figure 55. Schéma de ferrailage
Figure 56.coupe horizontal
Figure 57. Ferrailage du mur de front.
Figure 58. Schéma de ferrailage

Liste des tableaux

Tableau .1 : Détail du programme géotechnique du l'ouvrages d'art

Tableau -2: Les coefficients d'accélération (A) sont donnés ci-après

Tableau -3 : Températures moyennes mensuelles

Tableau-4 : Répartition des pluies mensuelle

Tableau-5 : Bassin versant des oueds

Tableau .6 : Débit de crue d'oued Bousemghoune au niveau du projet

Tableau .7: Pré dimensionnement des éléments de la superstructure

Tableau .8: Analyse multicritère

Tableau. 9 : C-G de la poutre sans hourdis

Tableau. 10 : C-G de la poutre avec hourdis

Tableau .11. De Classe de pont

Tableau .12. De Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Tableau .13.la Charge A (L) par voie

Tableau .14.valeur de Surcharge Bc majoré

Tableau. 15. valeur de Surcharge Bt majoré

Tableau. 16. valeur de Surcharge Br majoré

Tableau. 17. moments dus aux surcharges

Tableau .18. efforts tranchants

Tableau 19 : Coefficients de majoration pour les cas de chargements

Tableau .20: charges permanentes sur le hourdis

Tableau .21 : valeurs des moments sur le panneau de l'hourdis sous Br (Robot)

Tableau .22.valeurs des moments combinés pour le hourdis

Tableau 23: évaluation des charges permanentes totales

Tableau .24. Les moments et efforts tranchants max sur les poutres dus aux charges permanentes totales

Tableau. .25. des moments dus aux surcharges :

Tableau .26. des efforts tranchant :

Tableau. 27 : sollicitations pour les calculs de poutres après combinaison

Tableau .28 : sollicitations pour les calculs des entretoises après combinaison

Tableau .29. Les Valeurs des coefficients χ_{OM} , χ_{OP} en fonction de z

Tableau .30. les moments (t.m) en fonction

Tableau .31. Valeurs des paramètres λ_{ah} , K et θ

Tableau .32. Valeurs des moments dus à la charge permanente

Tableau.33. Sollicitations à la base de la voile

Tableau.34. Sollicitations à la base de la voile par un linéaire (ELS)

Tableau.35. Sollicitations à la base de la voile par un linéaire (ELU)



INTRODUCTION GENERAL



Introduction :

Le sujet de notre projet consiste à faire Conception et étude d'un pont viaduc. En premier lieu notre tâche sera basée sur la recherche d'une meilleure conception de ce Pont viaduc, en tannant compte des paramètres de choix et des contraintes du site et du .nous fournit une bonne solution à notre travail, afin de rentrer dans une étude détaillé.

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art, les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisque il est destiné à offrir un service d'usager, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

Dans ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un pont routier à poutres en béton armé qui rentre dans le cadre des projets de la Direction des travaux publics de la Wilaya d'Elbayedh

Donc nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont où en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définis et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde.

1. Généralités sur les ponts :

1.1. Définition d'un pont :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel tel que : route, rivière, vallée, voie ferré, canal.....etc., la vois portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle) ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement une voie d'eau (pont-canal), on distingue les différents types d'ouvrages suivants:

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimensions.
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur généralement constitué de nombreuses travées.
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement aux canalisations.

1.2. Différents type de ponts :

L'histoire de la construction des ponts et leur méta morpho se dépend de l'évolution des nouveaux matériaux qui sont apparus avec le temps et des méthodes et moyens de calculs, ce qui a donné divers ouvrage

1.2.1. Pont primitif :

L'histoire de la construction des ponts remonte très loin (avant Jésus Christ), au début c'était une voie de circulation pour les piétons et devait permettre de franchir des obstacles naturels (rivière, ravin...), les matériaux utilisé était : liane, bambous, bois.

Il existé différent ponts qui sont :

a) Les Ponts avec lianes ou bambous :

Avec les lianes ou de bambous tressés, attachés à chaque extrémité à des roches ou des troncs d'arbres, on a construit les premières passerelles suspendues (figure I.1).



Figure .1 : Pont suspendu avec lianes

b) Les Ponts en bois :

Le bois possède d'excellentes caractéristiques mécaniques et permet des assemblages, ce matériau a donc permis, dès l'antiquité, de construire de véritables ponts, assurant le passage de chariot lourdement chargé. Le système le plus simple consistait évidemment à faire des travées assez courtes, avec des troncs d'arbres en guise de poutre, lié entre eux. Les piles étaient en bois des pieux battus dans le fond (figure I.2).



Figure .2 : Pont en bois

Pour ce type de ponts qui ont une forme en arc, les voûtes sont constituées de pierres taillées et assemblées, ils sont très résistants à la compression mais peu à la traction, ce type d'ouvrage est utilisé depuis l'antiquité (Figure I.3).



Figure .3 : Pont en maçonnerie

1.2.3 Pont métallique :

A sa découverte, la fonte fut le premier matériau moderne employé pour la construction de ponts, sa forme et les techniques employées s'inspiraient par les ponts en maçonnerie, mais ce type de pont eut une très faible durée car la fonte était un matériau fragile (Figure I.4).

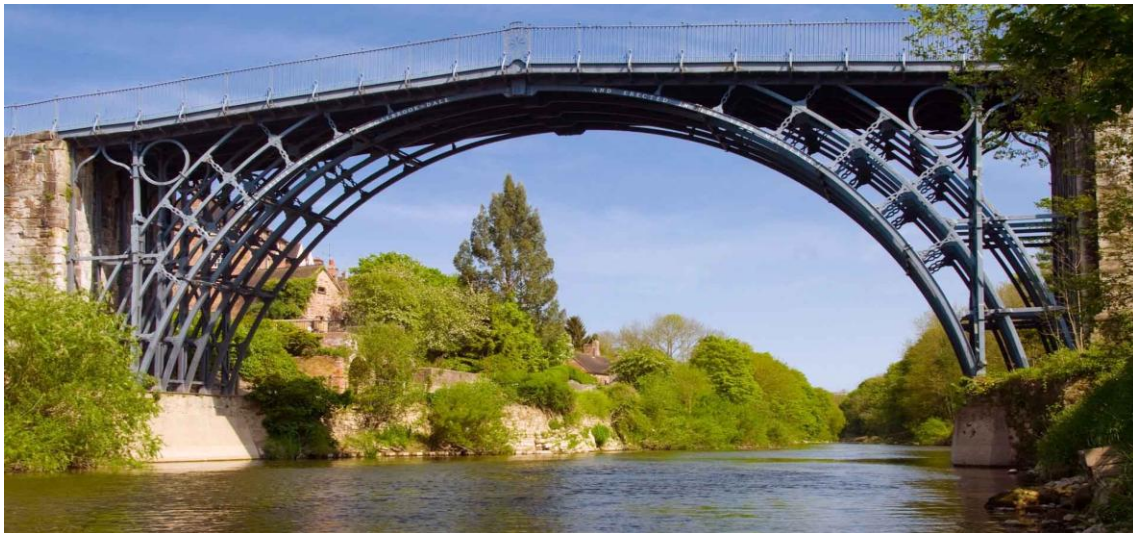


Figure .4 : Pont métallique

1.2.4 Pont en béton armé :

Le ciment qui est l'un des composants les plus importants en béton était utilisée par les romains qui était un mélange de chaux et de cendre volcanique mais la technique disparut avec les grandes invasions des

IV et V siècles, il fut redécouvert à la fin du XVIII siècle avec le principe d'armature ceci donna naissance au béton armé (Figure I.5).

Le pont en béton armé est un pont dans les éléments de structure porteuse (tablier, arc ou poutre) sont en béton armé.



Figure .5 : Pont en béton armé

1.2 .5 Pont en béton précontraint :

En 1928, EUGENE Freyssinet donna les bases et définit les principes essentiels du béton précontraint, ce qui a permis de réaliser des projets avec de plus grande travée et révolutionna la portée que peut avoir les ponts (Figure I.6).



Figure .6 : Pont en Béton précontraint

1.2.6 Les ponts suspendus :

Une nouvelle solution particulièrement économique à était trouver grâce à de nombreux ingénieurs

pour ce qui concerne le franchissement des grandes surfaces, c'était les ponts suspendue (Figure I.7) qui est un ouvrage métallique assez léger et mobile par rapport aux autres ouvrages.



Figure .7 : Pont suspendu

Maintenant, La conception et le développement des ponts continue à s'accélérer et les records des ponts s'enchaînent, pour le moment le plus long au monde est celui en république populaire de Chine son nom est: Danyang-Kunshan avec une portée de 164.80 kilomètre (Figure I.8).



Figure .8 : Viaduc de Danyang-Kunshan (en Chine)

1.3. Les éléments d'un pont (structuraux) :

Le pont se compose des parties suivantes (figure I.9):

- **Le tablier** : Élément résistant portant la voie

- **Les appuis :** Les appuis intermédiaires appelé pile, et les appuis d'extrémités appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol support et les remblais. Les appuis transmettent au sol l'effort dû aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.

Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appuis conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles les efforts verticaux et horizontaux (poids de l'ouvrage, charge d'exploitation, forces de freinage, séisme,...)

- **Les fondations :** Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.
- **Les travées :** C'est la partie du pont comprise entre deux appuis.

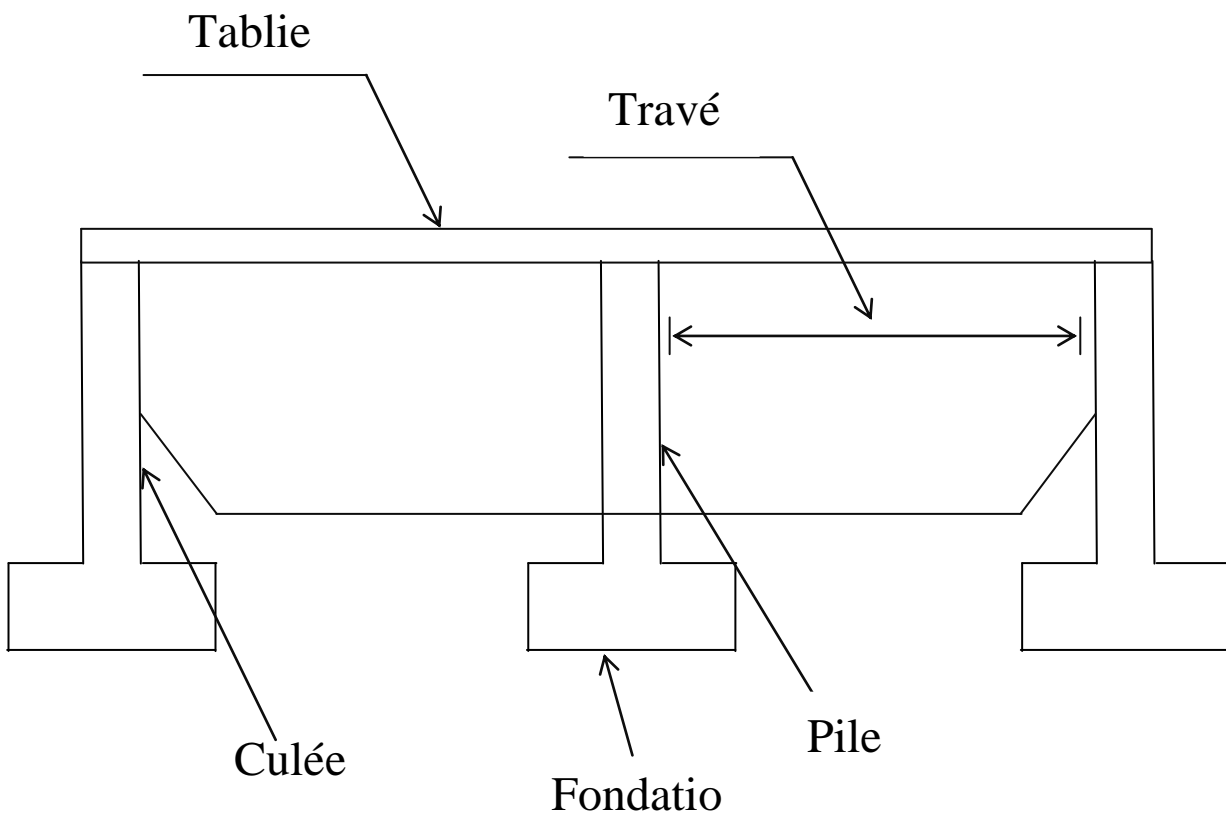


Figure .9 : Différentes parties du pont

1.4. Les équipements d'un pont (non structuraux):

On désigne par "équipements" l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, mais dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa mission, notamment vis-à-vis des usagers

- Assurer la sécurité des personnes et de la circulation : ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières),
- Protéger et maintenir la pérennité de la structure avec l'évacuation des eaux, les perrés sous travées de rive et, surtout, l'étanchéité,

- Permettre un fonctionnement correct de la structure : les appareils d'appui et les joints de chaussée,
- Rendre la circulation confortable avec la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée, ou plus simplement être un élément de confort visuel avec les corniches ou de confort de la vie pour les riverains grâce aux écrans acoustiques.
- Permettre la visite et l'entretien courant du pont : échelles, portes, passerelles, etc.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I-1-Introduction :

L'étude ou la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline, et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leurs pré dimensionnement et problèmes d'exécutions.

Le souci de l'ingénieur est de trouver une solution adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, cette solution doit être aussi économique en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Dans ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un pont routier à qui rentre dans le cadre des projets de la Direction des travaux publics de la Wilaya d'elbayadh, et dans le cadre de l'étude et réalisation de l'ouvrage d'art situe sur la liaison BOUSEMGHOUNE –AIN OUERKA .pour permet à franchir Oued Bousemghoune sur une longueur de 100 ML

I-2- Présentation du projet :

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

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont ; c'est elle qui permet de fixée le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les condition imposées qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles ; elle fait suivent une démarche itérative ;tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité de qualité architecturale.

L'ouvrage, qui fait l'objet de notre étude, s'inscrit dans le cadre de la réalisation du CC reliant BOUSAMGHOUNE à AIN OUERKA.

Au stade de la conception du pont, trois variantes seront proposées et par une analyse multicritère qualitatif, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

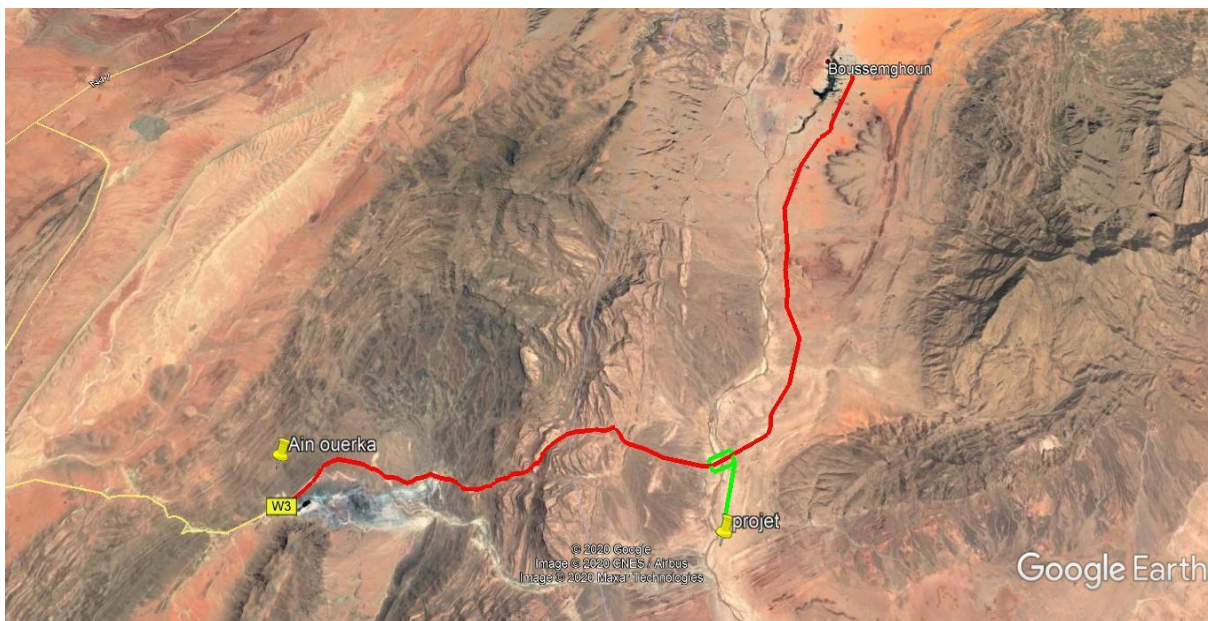


Figure -10: plan de situation

I-3- Données de l'ouvrage :**I-3-1 - Données fonctionnelles :****I-3-1-1- Données géométriques :**

Notre ouvrage est un pont identique en béton armé construit par poutre sa longueur totale est de **100m**.

Est compose de six (05) travées :

- Trois travées centrales de **20 m** de longueur chacune.
- deux travées de rives de **20 m** de longueur chacune.

a. Tracé en plan :

Tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée dessinée sur un plan de situation et repérer par les coordonnées de ces points Caractéristiques.

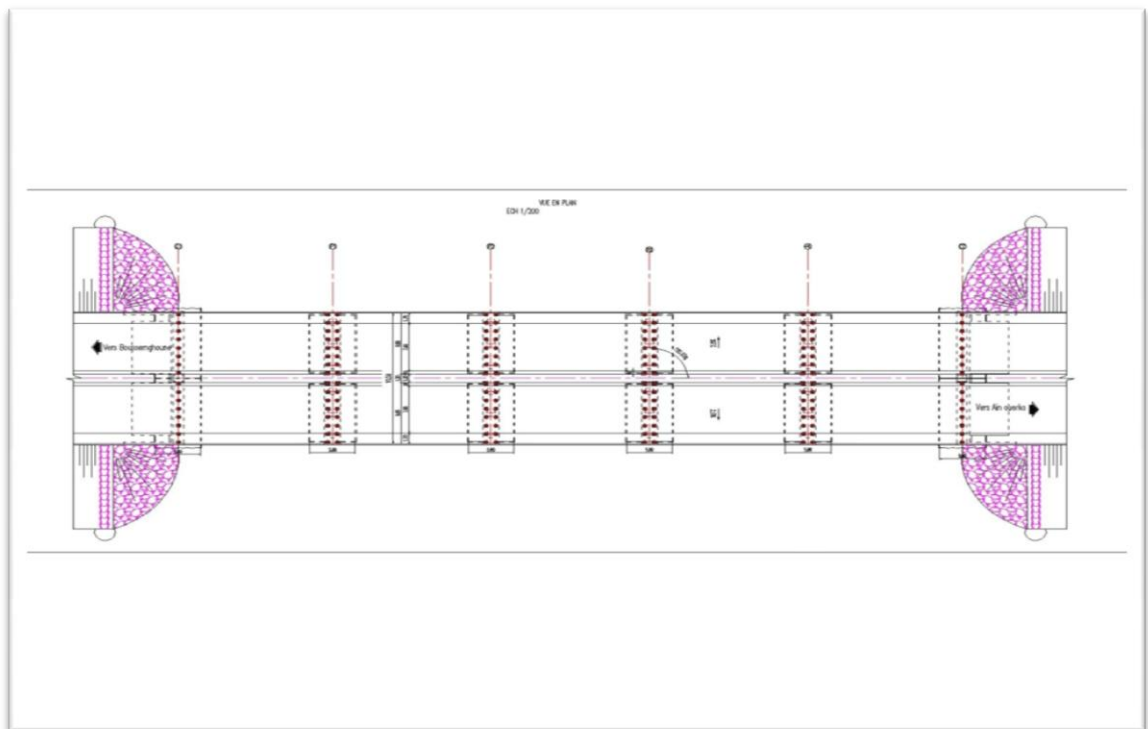


Figure -11: Trace en Plan

b. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise 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.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 0.5 % en partant du niveau **4148.32m** au niveau **4348.32m**.

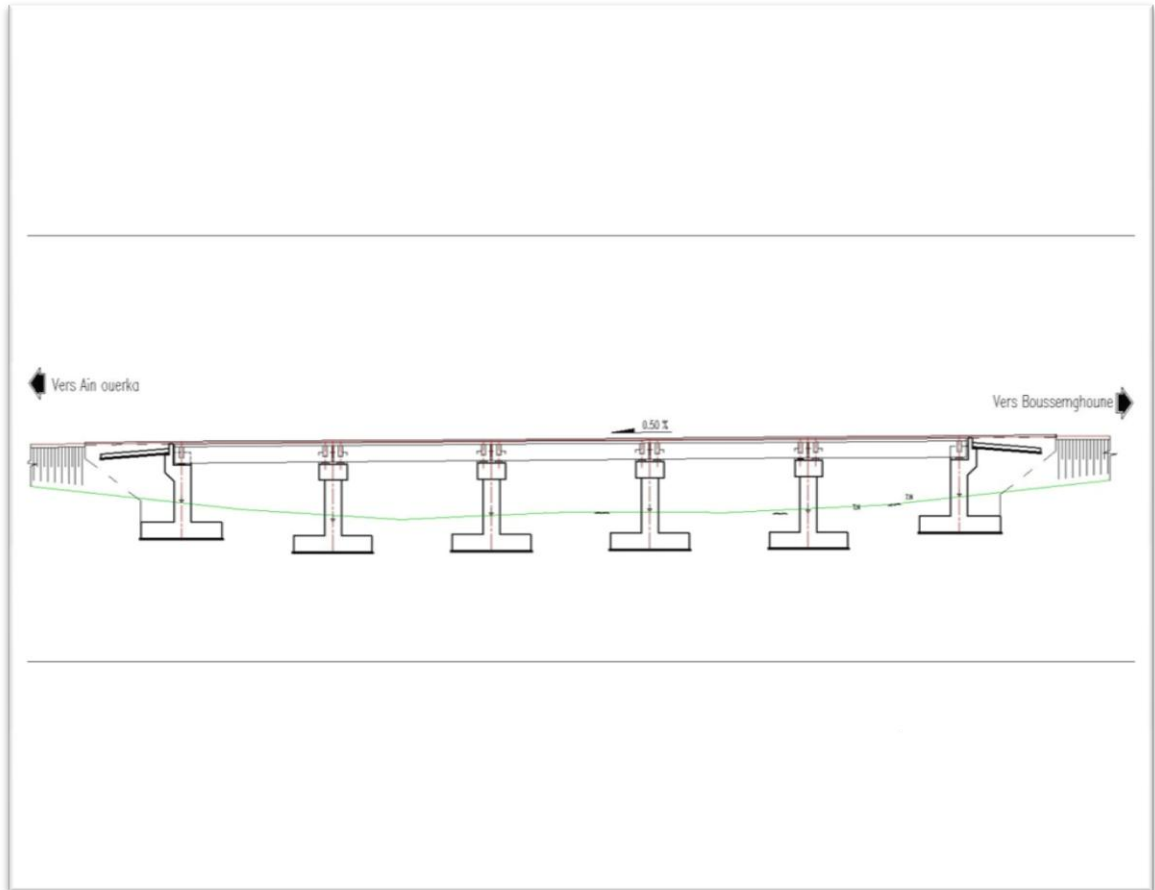


Figure 12: Profil en long

c. Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable : $L_r = 7,6 \text{ m}$
- Nombre de voies = **2 voies.**
- Largeur de trottoir = **1,2m**
- La pente : **0,5%.**

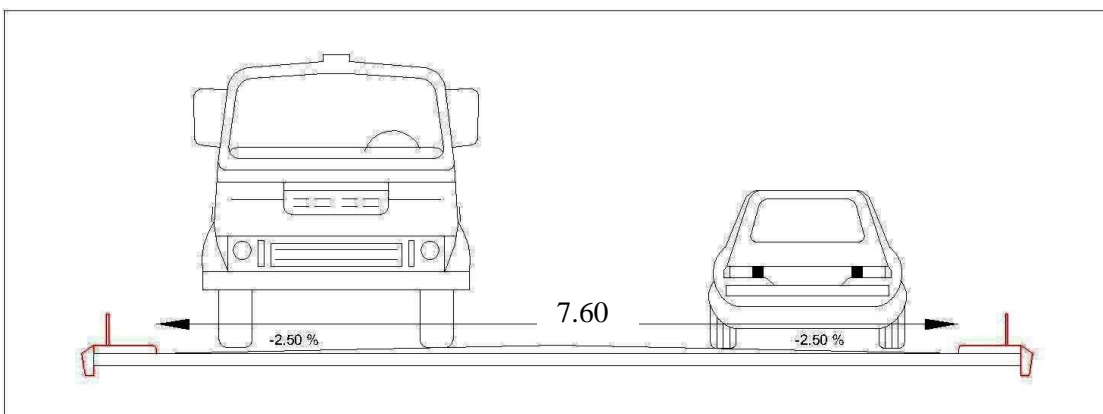


Figure .13: Profil en travers :

I-3-2-Données naturelles :**I-3-2-1-Données géotechniques**

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Pour notre cas Il s'agit de déterminer les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques en place afin de déterminer la portance du sol et le type de fondation adéquat.

Tableau .1 : Détail du programme géotechnique du l'ouvrages d'art

Ouvrage	Essai géotechnique			
	Essais in situ	Prof	Essais au laboratoire	Nbre
Pont sur oued Bousemgh oune	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 01 sondages carottés et prélèvement d'un échantillon paraffiné par couche. ➤ 01 essai pressiométrique (une mesure/2m) 	20 m 20m	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Essais d'identification (Gh, IP, WL Wnat) ➤ Densité apparente ➤ Cisaillement rectiligne ➤ Oedomètre. 	04 04 04 04

La campagne d'investigation géotechnique consistera en l'exécution d'un sondage carotté et autant d'essais statique, à raison d'un sondage carotté et d'un essai pénétrométrique en plein lit d'oued.

Il sera prélevé des échantillons intacts paraffinés pour la détermination des paramètres intrinsèques et de comportements du matériau en place (teneur en eau, densité, cohésion, angle de frottement, paramètres de compressibilité et de consolidation).

Les échantillons feront l'objet des essais suivants :

- Essais d'identification (Granulométrie, Limites d'Atterberg, teneur en eau naturelle, densité apparente),
- Essais mécaniques (Cisaillement rectiligne, essai de compressibilité à l'odomètre).

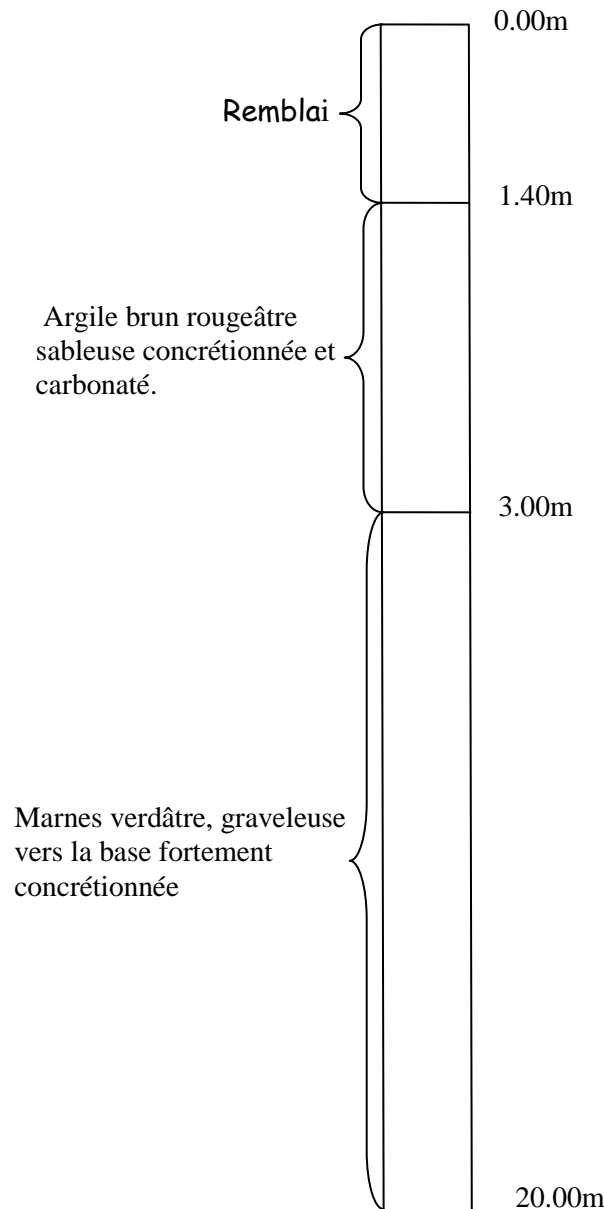


Figure -14 : Sondage en pleins lit d'oued

I-3-2-2- Données géologique:

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc.

La zone du tracé est caractérisée par une discontinuité matérialisée par la limite entre la couche de dépôts alluvionnaires du quaternaire continental, qui constitue la vallée d'oued Sur le plan géologique, la zone du projet est localisée à la limite de la vallée d'oued Bousemghoune .

La géologie de la liaison Bousemghoune-Ain ouerka et le substrat constitués par des poudingues et calcaires lacustres du Pliocène continental, constituant le massif montagneux.

I-3-2-3-Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un

ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

D’après le RPA99/version 2003 du centre national de la recherche appliquée en génie-parasismique et la révision « court terme » du RPA99 intitulée ADDENDA au RPA99 (suite au séisme du 21 mai 2003), les régions BOUSEMGHOUNE et AIN OUERKA sont classées zones «I» c’est-à-dire zones à sismicité faible.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d’application des règles parasismiques algériennes RPA 99 doit être classé dans l’un des quatre groupes définis ci-après

- **Groupe 1A** : Ouvrages d’importance vitale
- **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d’importance moyenne
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance

Tableau -2: Les coefficients d’accélération (A) sont donnés ci-après :

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

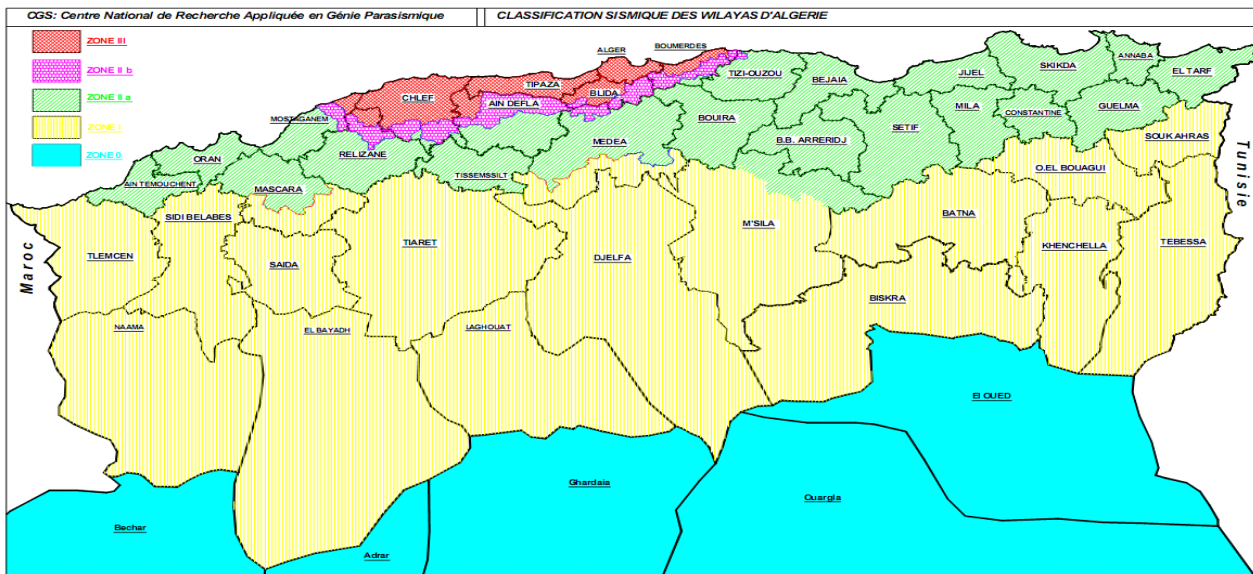


Figure -15 : Carte de zonage sismique du territoire national

Notre ouvrage se situe dans la wilaya d’ELBAYEDH (la région de BOUSEMGHOUNE et AIN OUERKA) elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) en **Zone I** (Sismicité faible).

I-3-2-4--Données climatiques :

Les conditions climatiques dans la région sont du type semi-aride avec des gradients de température relativement importants. Le climat est caractérisé par un hiver très froid et un été chaud et sec entrecoupé par des orages forte et localisés.

a. La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appui.

Tableau -3 : Températures moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T °c	7,3	9,2	11,8	16,2	19,9	26,1	29,7	28,9	23,3	17,3	12,2	7,8

Le gradient de température moyenne du mois le plus froid au mois le plus chaud varie, de 7,3°C à 29.7°C pour la région.

Les mois les plus chauds correspondent à juillet et août, la température moyenne est supérieure à 29 °C. Les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février. Les moyennes du mois varient de 7,3 à 9,2 °C.

b. Pluviométrie**➤ Acquisition des données**

Les données de la région d'étude ont été recueillies auprès de l'Agence Nationale des Ressources en eau (A.N.R.H). Il s'agit d'observations journalières reportées sur des tableaux de cumuls mensuels (T.C.M). A partir de ces données mensuelles nous avons reconstitué les valeurs de pluies annuelles.

➤ Pluie moyenne dans la région :

La pluie annuelle moyenne dans la région est comprise entre 100 et 200 mm d'après la carte des pluies de l'Algérie du sud de l'ANRH, nous prenons en considération la valeur de: **Pmoy= 150 mm.**

➤ Précipitations Mensuelles

Les pluies moyennes mensuelles représentées par le tableau traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle. La station prise en considération dans la région d'étude, fait ressortir deux mois distinctes, le mois le plus sèche est juillet avec 14 mm et le mois le plus humide est octobre avec 41 mm.

Tableau-4 : Répartition des pluies mensuelle

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août
P en mm	26	41	29	21	21	22	32	27	23	17	14	15

c. Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, Titre II) (2 KN/m²)

d. La neige :

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

1.3-2-5- Données hydrologique :

Comme notre pont franchir (Oued bousemghoune), il est nécessaire de connaître le régime hydraulique c'est-à-dire le niveau des eaux, le débit, le tracé d'Oued pour éviter le phénomène de débordement des eaux pluviales (crues)

1- Etude des apports d'oued Bousemghoune:

Le projet traverse Oued Bousemghoune dont le bassin versant est très vaste .

Diverses méthodes sont utilisées pour le calcul des débits de crues se basant sur les paramètres climatiques et pluviométriques de la zone du bassin, ainsi que les caractéristiques physiques du bassin jusqu'à l'exutoire.

Toute fois, les observations et mesures effectuées lors des différentes crues représentent des informations très fiables.

A cet effet, on déterminera le débit de crue d'oued Bousemghoune à partir des observations faites au niveau de la Direction d'hydrologie d'elbayadh, à partir du quel on déduira, par la méthode des débits spécifiques, son débit de crue dans la zone de franchissement du projet.

Les caractéristiques des paramètres de bassins versants des oueds sont données par le tableau récapitulatif suivant :

Tableau-5 : Bassin versant des oueds

BV	S (km ²)	P (km)	L (km)	Lr(km)	Kc	H.max(m)	H.min(m)
CHLEF	25351	79097	131	113	1,84	1052	894

- S (km²) : Surface
- P (km) : Périmètre
- L (km): Longueur du cours d'eau principal
- Kc: Indice de compacité
- Lr (km) : Longueur du rectangle équivalent
- H.max(m) : Altitude max
- H.min(m) : Altitude min

- Précipitations enregistrées sur le bassin :

Les données du bassin versant d'oued Bousemghoune ont été recueillies auprès de la direction d'hydrologie de la wilaya d'elbayadh. Il s'agit d'observations journalières reportées sur des tableaux de cumuls mensuels (T C M). A partir de ces données mensuelles nous avons reconstitué les valeurs de pluies annuelles

Tableau-6 : Bassin versant des oueds

Station	Décennale Humide	Moyenne interannuelle	Décennale Sèche
Elbayadh	255,24mm	185,37 mm	105,50 mm

Tableau .6 : Débit de crue d'oued Bousemghoune au niveau du projet

Station	Superficie du bassin	Débit de crue centennale
Projet	25 351 km ²	1282 m ³ /s

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II-Conception de l'ouvrage

II -1-Choix du type d'ouvrage

Pour franchir une brèche donnée, on recherche la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, pour obtenir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétion, leur limites et leurs couts, Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

II-2-Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

II-2-1-Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

Nous proposons trois variantes suivantes :

1. Variante 1 : pont mixte
2. Variante 2 : Pont à poutre précontrainte
3. Variante 3 : Pont a poutre en béton armé

II-3-Variante N°1 : pont mixte : (Pont à cinq travées de 20 m de longueur)

a) Introduction

Dans les ponts métalliques, le tablier est formé par un hourdis et des poutres métalliques, par contre dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques, dans les deux cas la dalle est connecté à la semelle supérieur des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

b) Pré dimensionnement de la poutre :

1) Nombre des poutres (N) :

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et L'espacement.

$$N = \frac{L_a}{d} \quad L_a : \text{est la largeur du tablier égale à } 10,20 \text{ m.}$$

On fixe l'espacement : **d = 1,5 m**

$$N = \frac{10,20}{1,5} = 6,66 \text{ On a : } N = 7 \text{ poutres}$$

2) **Elancement des poutres (h)** : l'élancement économique (hauteur de la poutre)

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $L/22 \leq h \leq L/20$

$$20/22 \leq h \leq 20/20 \quad \& \quad 0,90 \leq h \leq 1$$

Donc On prend: **h = 1 m.**

3) **Epaisseur de l'âme des poutres (e)**:

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical.
- Fatigue.

L'épaisseur de l'âme : a mi travée $8 \leq e_a \leq 14 \text{ mm}$

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

On prend $e_a = 14 \text{ mm}$ sur appui.

$e_a = 20 \text{ mm}$ à mi travée

4) **Largeur et épaisseur de la Semelle :(L_s, e_s)**

- Semelle supérieure en travée :

$$200\text{mm} \leq L_s \leq 500\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 50\text{mm}$$

Donc on prend : **L_s = 400 mm**

e_s = 30 mm

- Semelle inférieure en travée :

$$300\text{mm} \leq L_s \leq 600\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 50\text{mm}$$

Donc on prend: **L_s = 500 mm**

e_s = 40 mm

- Semelle supérieure sur appui :

$$400\text{mm} \leq L_s \leq 900\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 40\text{mm}$$

Donc on prend : **L_s = 500 mm**

e_s = 30 mm

- Semelle inférieure sur appui :

$$400\text{mm} \leq L_s \leq 900\text{mm}$$

$$30\text{mm} \leq e_s \leq 60\text{mm}$$

Donc on prend : **L_s = 600mm**

e_s = 50mm

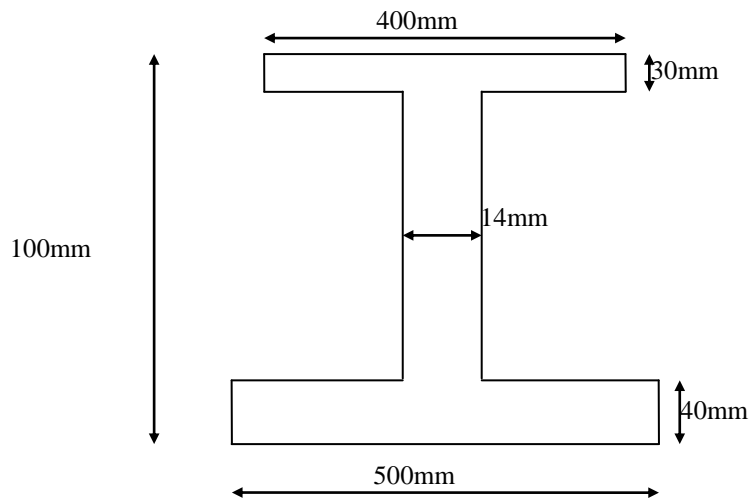


Figure -16 : Coupe transversale de la poutre à mi travée

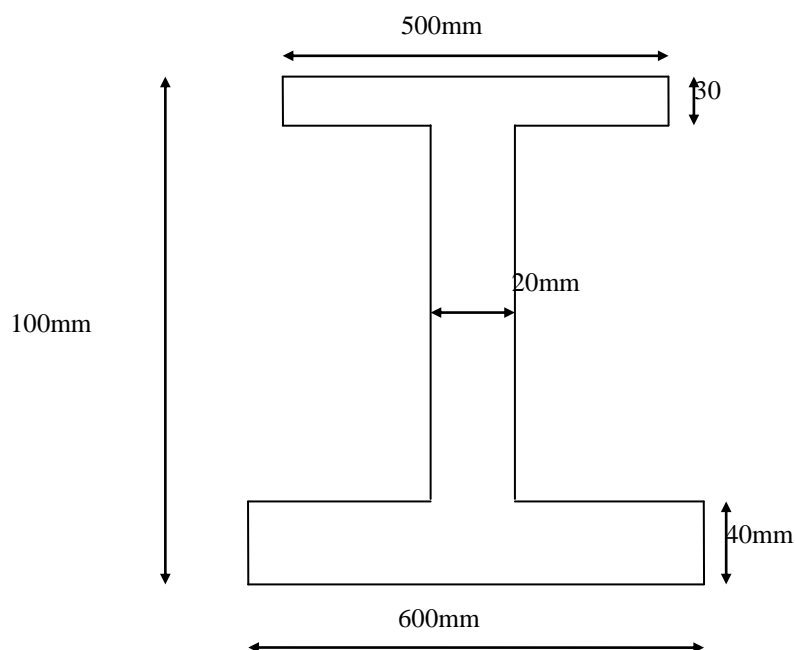


Figure -17 : Coupe transversale de la poutre sur appui

c) Les avantages et les inconvénients

1) Les avantages

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.

- La précision dimensionnelle des structures

2) Les inconvénients:

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Stabilité des 10.20 membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

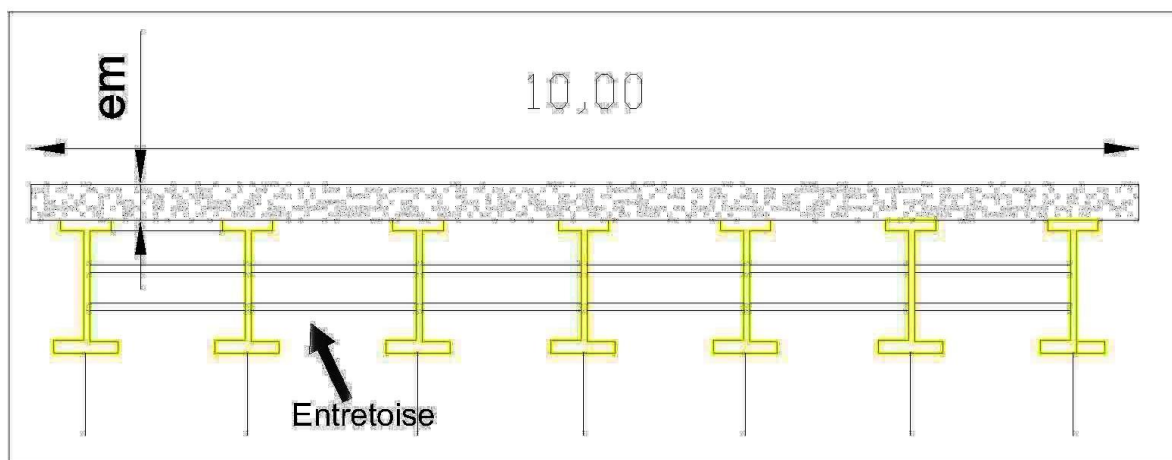


Figure -18: Profil en travers :

II-4-Variante N°2 : Ponts à poutres précontraintes : (Pont à cinq travées de 20 m de longueur)

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé.

Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite précontrainte .La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à 50m.

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil.

On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

1. **Choix .1** - Les ponts à poutres précontraintes par pré tension : qui occupent une gamme de portées allant de 10m à 35m.)
2. **Choix -2** - les ponts à poutres précontraintes par post-tension

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50mètres.

II-4-1-Pré dimensionnement de la poutre :

Le pré dimensionnement de la poutre se fera à l'aide du document (S.E.T.R.A)- Cours ouvrage d'art

➤ *Elancement de poutres :*

$$\frac{L}{22} \leq h_t \leq \frac{L}{16}$$

$$L = 20 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{h_t = 1,2 \text{ m}}$$

➤ *Nome de poutre (N):*

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et

$$L' \text{ espacement} : N = (La/d)+1$$

La : est entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à 9m

d : entraxe des poutres : $1,1 \leq d \leq 2,1$

On fixe l'espacement à $d = 1,5 \text{ m}$

$$N = \frac{9}{1,5} + 1 = 7 \text{ poutres.} \Rightarrow \mathbf{N = 7 \text{ poutres.}}$$

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

$$0,6 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Rightarrow 0,66 \leq b \leq 0,77 \quad \text{On prend : } \mathbf{b = 0,70 \text{ m}}$$

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

$$12 \leq e \leq 19 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$\text{Donc : } \mathbf{e = 17 \text{ cm}}$$

➤ *Epaisseur de l'âme en travée (b0):*

$$\text{On fixe : } \mathbf{b_0 = 46 \text{ cm}}$$

➤ *Hourdis (la dalle) h0:*

$$\text{En général } 30 \leq h_0 \leq 20$$

$$\text{On fixe : } \mathbf{h_0 = 20 \text{ cm}}$$

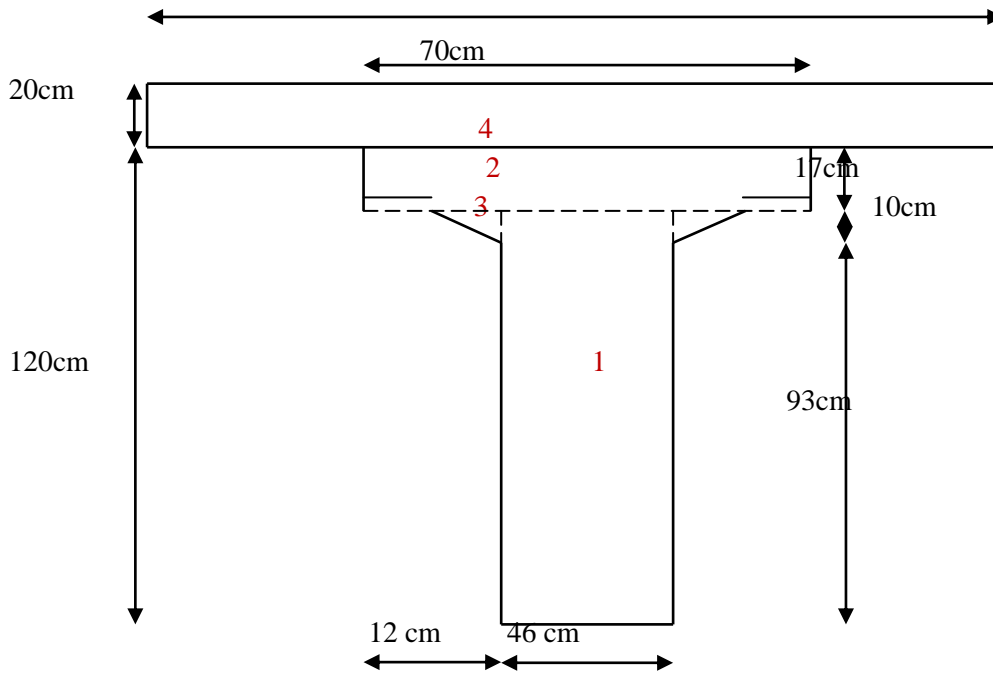


Figure -19 : Poutre + hourdis

II-4-1-Les avantages et Les inconvénients de la poutre :

a. Les avantages :

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

b. Les inconvénients :

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

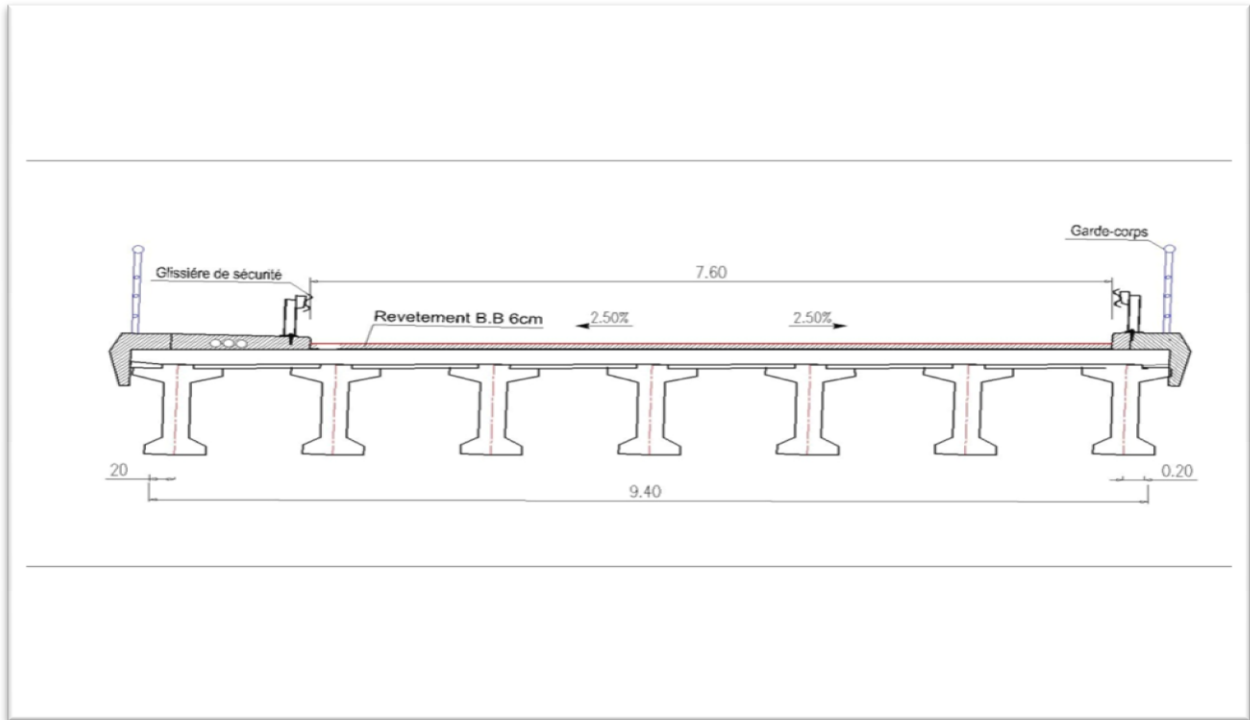


Figure -20: Profil en travers BP :

II-5- Variante N°3 : Pont a poutre en béton armé

Les dalles élégies sont des dalles dont en 7.60 réduit le poids propre en disposant à l'intérieur du coffrage, des buses longitudinales réalisées en matériaux divers (carton, fibrociment, béton comprimé, bois, polystyrène expansé, feuillard métallique).

Ces élégissement diminuent assez sensiblement les efforts de poids propre sans modifier notablement l'intensité de la section droite puisqu'on enlève de la matière dans la zone de la fibre moyenne

Les dalles élégies permettent de franchir des portées déterminantes allant jusqu'à 25m en hauteur constante et jusqu'à 20 m avec inertie variable au voisinage des appuis intermédiaire.

a) Avantages

- Mise en œuvre et entretien faciles .
- Bonne résistance à la compression .
- Echafaudage réduit.
- Utilisation des éléments préfabriqués.

b) Inconvénients

- Portée limitée
- Risque de fissuration

Conception de l'ouvrage

La même démarche utilisée précédemment pour le pont en BP par post-tension a été reconduite pour cet ouvrage. On a choisi des travées indépendantes de longueur identique de 20 m pour les 5 travées.

1) Pré dimensionnement de la superstructure :

1-1 Poutres :

- a) **Hauteur de la poutre:** La hauteur des poutres est considérée comme économique lorsque l'élanement des poutres (hauteur à la portée) est compris entre $L/20$ et $L/15$ (J.A.Calgaro). Ce qui nous permet de fixer la hauteur totale du tablier à $h_p=1.10\text{m}$ pour notre porté isostatique de $L=20\text{m}$.
- b) **La largeur de la poutre :** La largeur des poutres est généralement comprise entre 20cm et 60cm (J.A.Calgaro), cette largeur peut être variable linéairement à partir des appuis sur le quart de la portée, et resté constante dans la zone centrale. Mais pour notre projet, nous avons opté pour la forme constante sur toute la section, également en T. alors la largeur choisie est égale $b_0=0.40\text{m}$ soit 40cm.
- c) **Nombre des poutres :** Le nombre de poutres, qui dépend essentiellement de la largeur du tablier, de l'entraxe de poutres de rive est déterminé par la formule suivante :

$$N = (L_a/d) + 1$$

L_a : l'entraxe entre les poutres de rive, égale à 9 m.

d : entraxe des poutres : $1.5 \leq d \leq 2.5$.

Pour notre cas $d=1,5\text{m}$.

$$N = 9/1,5 + 1 = 7 \Rightarrow N = 7 \text{ poutres.}$$

1-2 Hourdis ou Dalle :

L'épaisseur du hourdis doit vérifier la relation suivante : $20\text{cm} \leq e_h \leq 30\text{cm}$ (J.A.Calgaro).

Choisissons une hauteur $e_h = 25\text{cm}$.

1-3 Entretoise :

Les ponts à poutres en béton armé sont généralement dotés d'entretoises sur appui et en travée pour assurer une meilleure répartition des charges entre les poutres dans le sens transversal. Cependant, compte tenu de mode de réalisation actuel des ponts, donc l'ouvrage sera doté uniquement d'entretoises d'about pour jouer le rôle d'encastrement à la torsion mais aussi pour le vérinage. Les entretoises ont approximativement la même hauteur que les poutres il faudrait laisser des réservations pour le vérinage lors de changement de l'appareil d'appui.

Donc, pour des raisons esthétiques justement la hauteur sera retranchée de 50cm pour ainsi les rendant invisible entre les poutres. En fin, la section retenue est de 50 cm de hauteur et 40cm de largeur.

La figure ci-après représente l'ensemble des éléments de la superstructure :

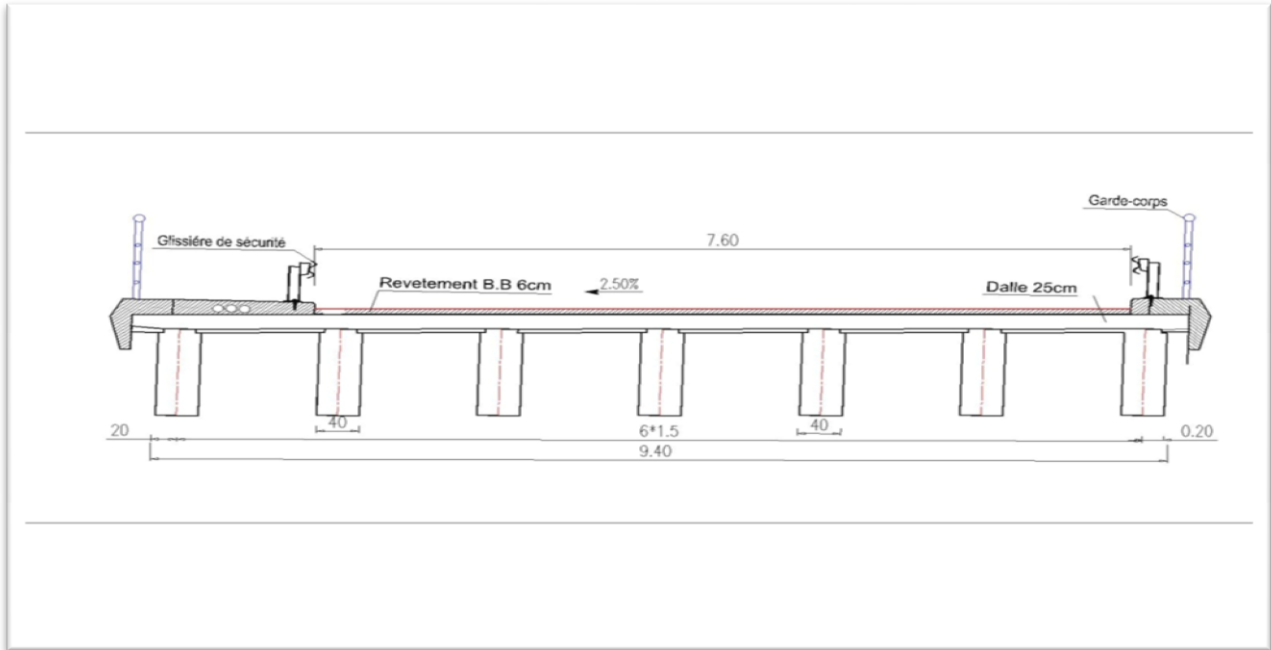


Figure -21 : Eléments de superstructure de l'ouvrage.

Le Tableau ci-dessous regroupe les dimensions des éléments de superstructure :

Tableau .7: Pré dimensionnement des éléments de la superstructure

Eléments	Dimensions (m)		
	Poutres	Nombre	N_p
Hauteur		h_p	1.10
Largeur		b_o	0,4
Espacement		E_p	1,5
Hourdis	Epaisseur	e_h	0.25
Entretoise	Hauteur	h_e	0.50
	Largeur	b_e	0,30

*II-5-2-Analyse multicritère**Tableau .8: Analyse multicritère*

	Pont mixte	Pont a poutre en béton précontrainte	Pont a poutre en béton armé
Economie	Chère (-)	Chère (-)	moins chère (+)
Entretien	très difficiles(-)	très difficiles(-)	Facile (+)
Esthétique	Mauvaise (-)	Bonne (+)	Bonne (+)
Exécution	Facile (+)	Facile (+)	difficile (-)
Délais (chantier)	8mois	10 mois	12mois

Le signe : (-) peu favorable
(+) favorable

Conclusion :

Le type d'ouvrage qui sera retenu est donc le Pont à poutre en béton armé

II-6-L'infrastructure :

Les Cinq travées s'appuient sur deux culées et quatre (4) piles en fût conçus en béton armée et fondés sur des pieux forés.

*II-6-1-culées**a. Généralité*

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.

On distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées
- Les culées remblayées
- Les culées creuses
- Les culées en terre armée
- Les culées contrepoids

b. 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.

1. 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.

2. 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.

c. 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 au cour des retouches successives, pour des raisons ou pour une autre, il lui parait souhaitable de limiter la longueur du tablier, il pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas 10m.

Dans notre ouvrage la hauteur des culées sont de l'ordre de 8m, et notre ouvrage est en remblai donc il est préférable de choisir les culées remblayées.

C.1. Culée remblayée :

De l'ouvrage La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé 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

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.

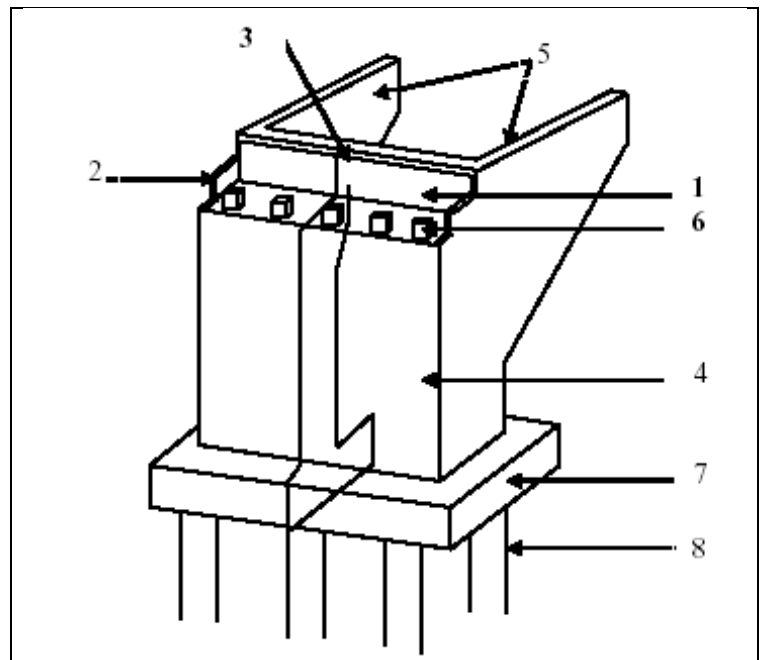


Figure -22: Vue panoramique d'une culée remblayée

II-6-2-Les piles :**a. Généralité :**

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur.

On peut classer à deux familles:

- Les piles constituées des éléments larges (voiles).
- Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonne).

Elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou de poteaux et elles sont plus favorables mécaniquement. Piles poteaux ou colonnes.

Elles peuvent être libre en tête si elles sont placées au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liées par un chevêtre dans le cas contraire.

b-Critères de choix des piles:

Le choix du type des piles fait appel à quatre critères:

- Critères géométriques.
- Critères mécaniques.
- Critères économiques.
- Critères esthétiques.

Cet ouvrage franchit un oued BOUSEMGHOUNE donc on a opté pour une pile portique pour les raisons suivantes :

Cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts puis la semelle.

II-6-3-Les fondations :**1. Introduction :**

Lorsque la capacité du sol de surface est trop faible, les tassements prévus sont préjudiciables à la construction, on fait appel à des fondations profondes.

Les fondations, sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

2. Classification des fondations :➤ **Fondation superficielle**

Elles sont mise en œuvre lorsque 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 :**

Lorsque 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 travail par frottement et des pieux résiste par pointe. Les pieux forés et les pieux battus.

Dans notre cas on utilise les pieux profonds forés qui travaillent par frottement à cause de notre mauvais sol.

- Des caractéristiques du sol sous-jacent.
- De la configuration du terrain.

3. Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est déterminé d'après le rapport de sol (la portance des pieux) et la décente de la charge ramenée par l'ouvrage.

4. Semelle de liaison :

Quel que 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.

a- Dimensionnement de la semelle :

a-1-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,

$$L_s = (n-0,2).e$$

Avec : n : est le nombre d'éléments porteurs, dans notre cas n = 3

e : la distance entre les axes : e = 3 m

$$\text{Donc } L_s = (3 - 0,2).3 = 10.20\text{m,}$$

a-2-L'épaisseur de la semelle :

L'épaisseur de la semelle est généralement égale à $1,2\Phi$

$h_s \geq 1,2 \Phi = 1,2 \text{ m}$ On fixe : $h_s = 1,5\text{m}$

a-3-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

$B = (3 \times 2 - 1) \times 1.2 = 6\text{m}$ on fixe: $B = 6\text{m}$

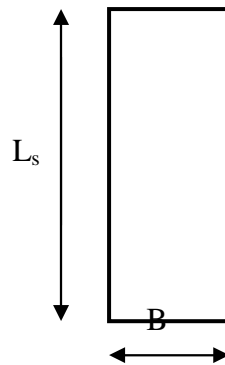


Figure -23 : Vue en plan De la semelle

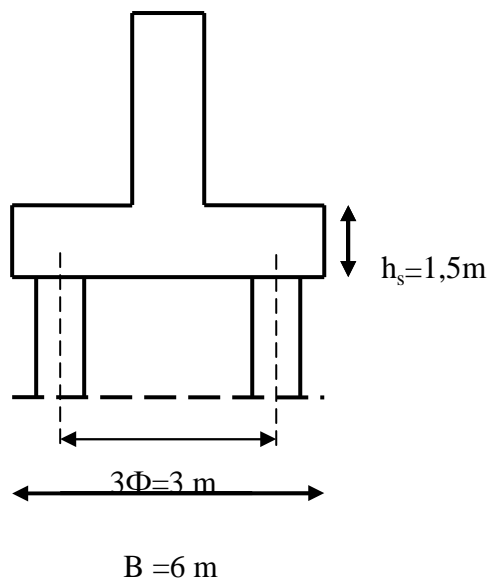


Figure -24 : Coupe transversal De la fondation

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III-1 : Introduction :

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

Les règlements **B.A.E.L91** et **B.P.E.L91** utilisant les états limites,

- ✓ E.L.U : concernant le nom ruine de l’ouvrage.
- ✓ E.L.S : concernant la durabilité.

Dans nos calcule, on se base sur Ces deux règlement donne les caractéristique des matériaux dépendent de ces lois.

III-2 Le béton :

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

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

Le dosage du ciment pour le B.A est de l’ordre de 350 à 400 kg/m³ et ces valeurs peuvent atteindre 350 kg/m³ (pour notre cas ...

- ✓ Le béton est défini par la valeur de sa résistance ce à la compression à l’âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .
- ✓ Le béton est dosé à 350 kg/cm^3 de ciments CPA 325.
- ✓ Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2.5t/ m^3$
- ✓ Contrôle strict béton vibré avec utilisation d’adjuvant

III -2-1-La résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de j jours et pour notre projet, on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35MPa & \text{si } j \geq 28 \text{ j.} \\ 30MPa & \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ j.} \end{cases}$$

Avec :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35MPa. & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 30MPa. & \text{Pour le béton d’appuis et la fondation.} \end{cases}$$

III-2-2-La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{t28} = 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+ 0,06(35) = 2,7MPa. \text{ (Pour } f_{c28} = 35MPa).$$

III-2-3- Contraintes admissibles :

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l’ouvrage, cette Contrainte est appelée contrainte admissible.

III-2-3-1-Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta. \gamma_b$$

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83\text{Mpa.} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35\text{MPa.} \\ 25,86\text{Mpa.} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28}=35\text{MPa} \end{cases}$$

III-2-3-2- Contrainte admissibles à la compression (E.L.S):

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

III-2-3-3 -Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, $1.5 f_{tj}$ ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :

0 dans la section d'enrobage.

III-2-3-4-Contrainte admissible au cisaillement :

Les essais effectués sur des poutres, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux mode de rupture de béton :

- 1ere par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est données par :

$$\overline{\tau}_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

- 2éme par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau}_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis a des fortes compressions longitudinales.

(Si $\sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj}$)

Avec : $\tau = \min(\overline{\tau}_1 + \overline{\tau}_2)$

En cas de traction donc le béton, on applique la 1éreformule avec $\sigma_x=0$, et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale $\sigma_t=0$ $\tau_1=0,4 f_{tj} (f_{tj})$

III-2-4- 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.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quand au cas d'un béton <fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

III-2-5-Module de déformation longitudinale du béton E :

➤ Module de déformation **instantanée** (courte durée <24 heures) :

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

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

III-2-6- Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1+\nu)$$

III-3-L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé

III-3-1-1-La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE40 type 2**, sa limite élastique égale à **400MPa**.

Dans les calculs relatifs à l'**ELU** on introduit un coefficient γ_s tel que :

- $\gamma_s = 1$ —————> Situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1.15$ —————> Situation durable ou transitoire.

III-3-1-2-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

a) Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$.
 - En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2})$.
 - En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2})$.
- Avec : $n = 1$ —————> Treillis soudés et ronds lisses.
 $n = 1,6$ —————> Aciers à haute adhérence.

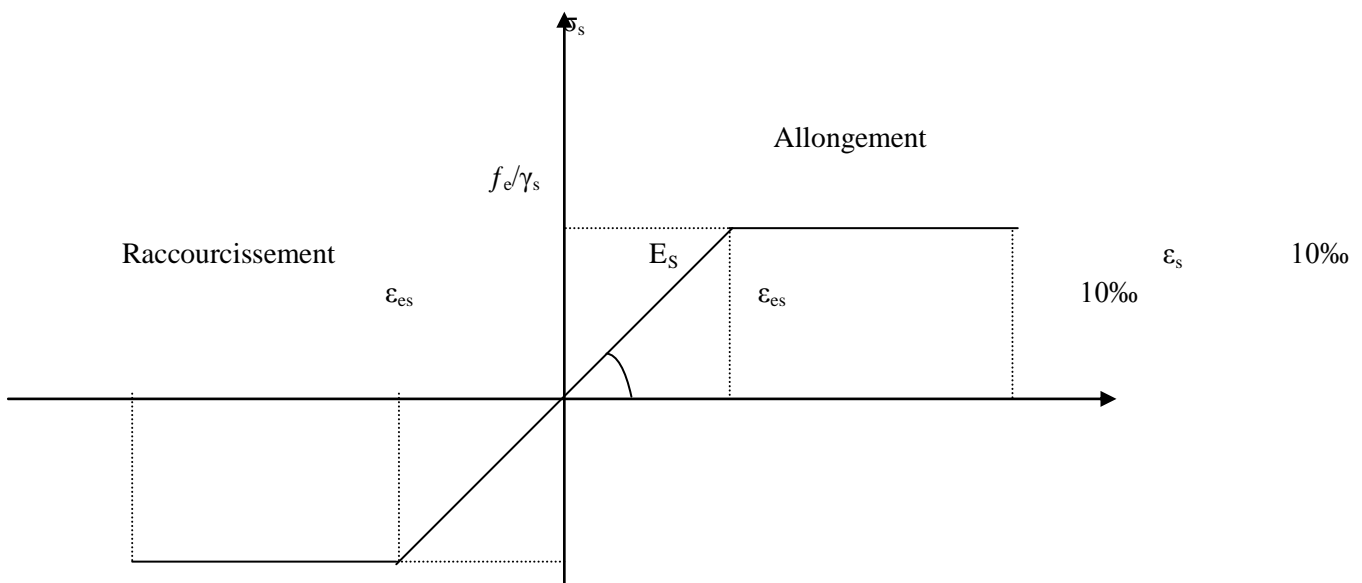


Figure - 25. diagrammes contraintes déformations

III-3-2-1-La limite élastique :

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

III-3-2-2-Module de Yong :

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

$E_p = 200\ 000$ MPa pour les barres.

$E_p = 195\ 000$ MPa pour les torons

CHAPITRE IV



PREDIMENTIONNEMENT DU TABLIER EN BA

IV-1- Introduction :

Les ponts à poutres en béton armé sont souvent très économiques, pour des portées inférieures à 20m.

Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section rectangulaire avec un espacement (en axes des poutres) très réduits pour éviter l'emploi de dalle à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dans ce chapitre on va déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps).

IV-2- Dimensionnement des éléments du tablier :**IV-2-1- Les poutres :****IV-2-1-1- Dimensionnement de la poutre:**

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième; ou d'une autre façon, la poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de support un plancher (Dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

➤ **Hauteur de la poutre :** On a : **ht = 1,1 m**

➤ **Nombre de poutre (N) :**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement on a trouvé **N=7 poutres**

➤ **Largeur de la poutre:**

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur du hourdis.

On prend : **b = 0,40m.**

IV-2-2- La dalle :**IV-2-2-1 -Définition de la dalle : (l'hourdis) :**

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

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

IV-2-2-2- Pré dimensionnement de la dalle :**a) Longueur de la dalle :**

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à longueur des poutres. Donc: **Ld = 20 m**

b) Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Pour notre cas la voie roulable est de 7,6 m et pour le trottoir une largeur de 1,2m

Donc : **ld = 10,2 m**

c) : Epaisseur de la dalle :

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversales; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m Pour notre cas l'espacement entre

axes des poutres est 1,5 m, et la largeur de la dalle est 10,2 m on va prévoir une épaisseur de 0,25m.

Donc : $e_d = 0,25\text{m}$

IV.2.3 Equipement du tablier :

IV.2.3.1. Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant, en générale par simple surélévation, de la circulation automobile; sur les ponts des autoroutes il y a un simple passage de service, dont la largeur ne dépasse pas 1,25m qui longe des bords du tablier encadre par une glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour relier une national la largeur des trottoirs sera Donc : $LT = 1,2\text{m}$

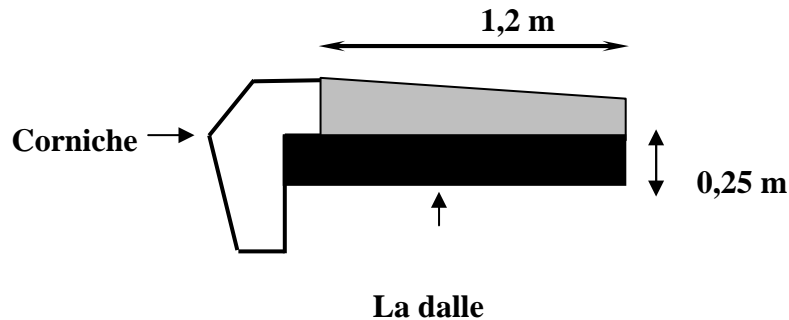


Figure. 26 : Trottoir + corniche

a. Les corniches :

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

b. Les glissières de sécurité :

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

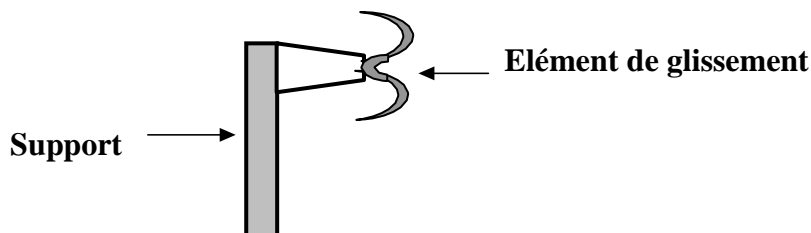


Figure -27: Glissière souple

c. Les garde-corps :

Sont des barrières à hauteur de poitrine, de chaque côté du tablier, formant protection devant un vide. En plus de leur fonction de retenue des piétons les garde-corps ont souvent une fonction esthétique; pour notre pont ont va employer des garde-corps Standardiser en Algérie. Donc : $h_{GC} = 1,1m$

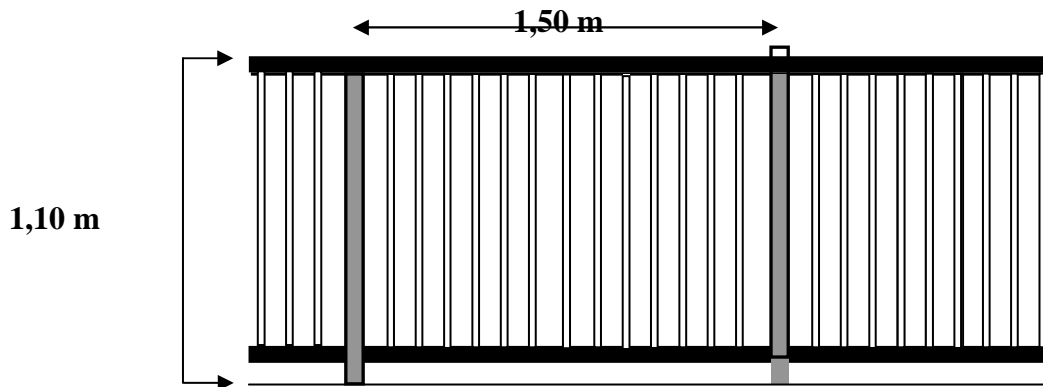


Figure -28: Garde corps

❖ Caractéristiques de pont (résumé)

- La portée : la portée des poutres est de 20 m
- Profil en travers : un devers toit de 2,5%.
- Les poutres : 7 poutres de 20m de hauteur et de 1,1 m et d'entre axe de 1,50 m.
- La dalle : une largeur droite de 10,2 m et une épaisseur de 0,25m.
- Trottoir avec corniche : une largeur de 1,20m
- Dispositifs de retenus : un garde-corps plus glissière de sécurité
- Chaussée : deux voies de 3,8 m
- Revêtement : en béton bitumineux de 6 cm d'épaisseur

IV-3- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

IV-3-1-Caractéristique géométrique de la poutre

IV-3-1-1- Poutre seule :

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

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ telle que I/Δ (nette) = I/Δ (brute) - 10% I/Δ (brute)

S/Δ : Moment statique telle que S/Δ (nette) = S/Δ (brute) - 5% S/Δ (brute)

$V = S/\Delta / B$: distance du centre de gravité de la fibre inférieure

I_0 : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité

Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$.

Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$.

B : c'est la section de la poutre telle que $(B \text{ nette}) = B \text{ (brute)} - 5\%B \text{ (brute)}$

$V' = S/\Delta / B$

$V = Ht - V'$

$IG = I/\Delta - B * V'$

Tableau. 9 : C-G de la poutre sans hourdis

Désignation	Dim		S (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=S * Z	I0 (cm ⁴)	I/Δ=I0+S*Z
	X	y					
<i>Ix1</i>	40	110	4400	55	242000	4436666,66	4678666,66
<i>B brute</i>			4400				
<i>B nette</i>			4180				
<i>S/Δ brute</i>					242000		
<i>S/Δ nette</i>					229900		
<i>I/Δ brute</i>							4678666,66
<i>I/Δ nette</i>							4210799,99

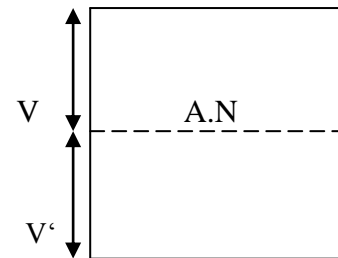
$V' = S/\Delta/B=57,89\text{cm.}$

$V = h - V' =52,11\text{cm.} / h=110\text{cm}$

$IG=I/\Delta - B \times V'^2 =9797433,788 \text{ cm}^4.$

$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.476$

$\rho = 47.6 \%$. Donc correspond à une section moyennement légère.



IV-3-1-2- Poutre avec hourdis :

Tableau. 10 : C-G de la poutre avec hourdis

Désignation	Dim		S (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=S*Z	I0 (cm ⁴)	I/Δ =I0+S*Z ²
	x	y					
<i>Section poutre</i>			4400	55	620609,5		66152848,36
<i>Section hourdis</i>	150	25	3750	122,5	459375	195312,5	56468749,5
<i>B brute</i>			8150				
<i>B nette</i>			7742,5				
<i>S/Δ brute</i>					1079984,5		
<i>S/Δ nette</i>					1025985,275		
<i>I/Δ brute</i>							122621597,86
<i>I/Δ nette</i>							110359438,10

2554637,1

$V' = S/\Delta / B=132,51 \text{ cm}$

$V = h - V' = 2,49 \text{ cm} / h=135\text{cm}$

$IG=I/\Delta - B \times V'^2 =110311433,8 \text{ cm}^4.$

$$\rho = IG / (V \times V' \times B) = \mathbf{0.4310}$$

$\rho = 43.1 \%$. Donc correspond à une section moyennement légère.

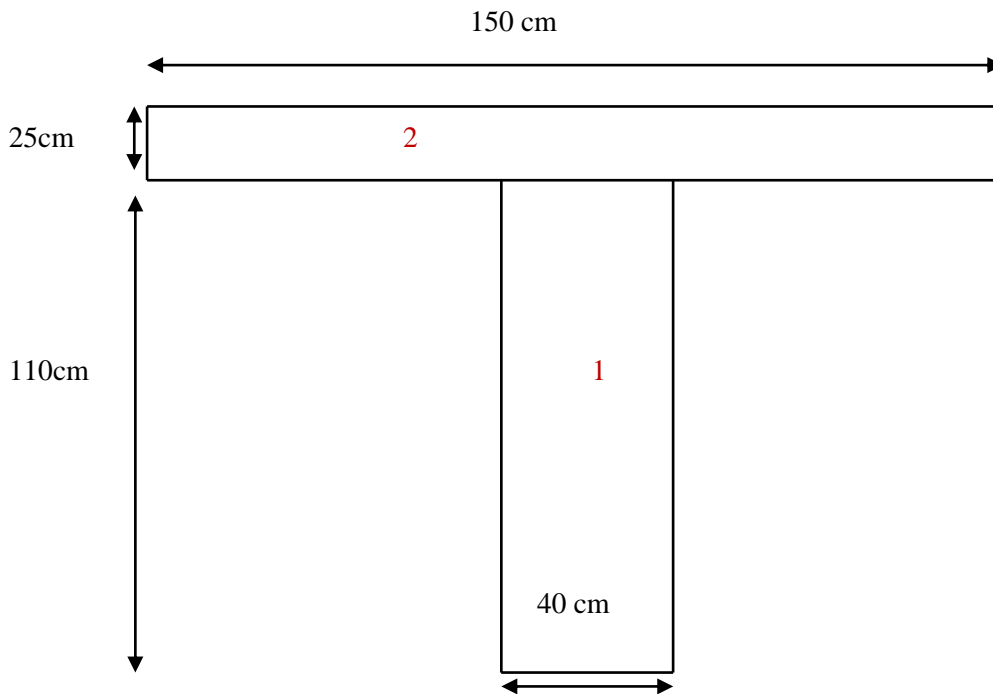


Figure -29 : Poutre + hourdis

CHAPITRE V



REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

-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 a un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

a. Les actions permanentes comprennent :

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

b. Les actions variables, de leur cote, comprennent :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II); ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon a satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien ((RPA 99)).

L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul a la rupture selon

L'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité des ouvrages

V.1 Calcul des charges :**V.1.1 Les charges permanentes(CP) :**

Ces charges sont appelées CP ; et concernent :

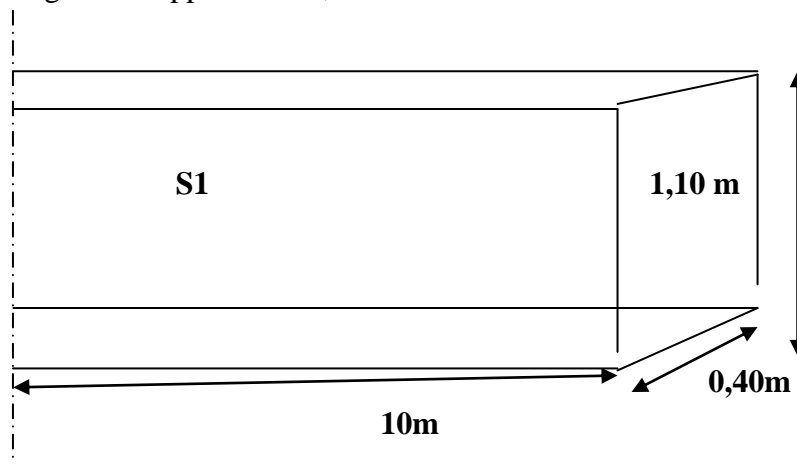


Figure.30 : Vue longitudinal de la poutre en béton armé

V.1.1.1.La poutre (poids propre de la poutre):

- $P_p = 2,5 \times 1,1 \times 0,4 = 1,1 \text{ t/ml}$
- $P_p = 2,5 \times 1,1 \times 0,4 \times 7 = 7,7 \text{ t/ml}$

V.1.1.2. Entretoise :

$$Pe = 0.30 \times 0.50 \times 2.5 \times 12 = 3.75 \text{ t/ml.}$$

V.1.1.3. Dalle :

Épaisseur de la dalle est de 25cm.

$$PD = 0.25 \times 10.2 \times 2.5 = 6.37 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Donc : } CP = Pp + Pe + Pd = 7.7 + 3.75 + 6.37 = 17.82 \text{ t/ml.}$$

$$CP = 17.82 \text{ t/ml.}$$

V.1.1.4. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

Ces charges sont appelées CCP; et concernent :

- ✓ Le revêtement.
- ✓ Les trottoirs + corniche.
- ✓ Les gardes corps + les glissieur.

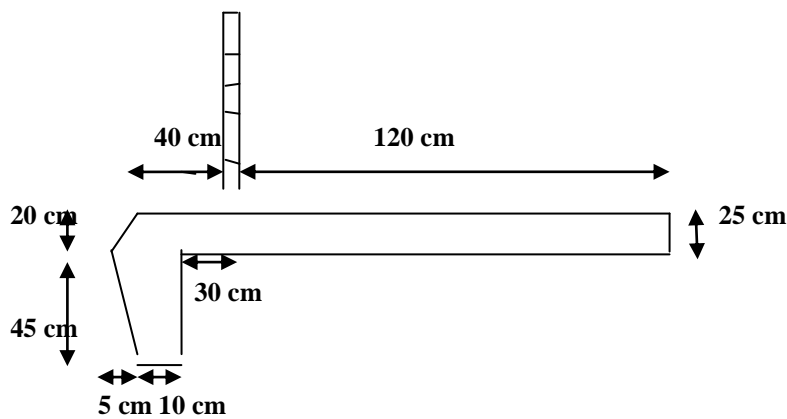


Figure.31. Détail de Trottoir

a. Le poids de revêtement :

Poids des revêtements + chapes d'étanchéité :

$$Pr = 0.06 \times 2.4 \times 7.60 = 1.094$$

$$Pr = 1.094 \text{ t/ml.}$$

b. Trottoir :

Les deux trottoirs ont les mêmes dimensions $Pt(02) = Pt(01)$

$$St = (0.25 \times 1.2) + ((0.4 + 0.45) \times 0.25 / 2) + ((0.15 + 0.1) \times 0.45 / 2) = 0.46 \text{ m}^2$$

$$Pt = (0.462 \times 2,5) \times 2 = 2.31 \text{ t/ml.}$$

c. Garde corps + Glissières : 0,20 t/ml

Donc le poids total :

$$CCP = \text{poids de revêtement} + 2 \times (\text{poids de trottoir} + \text{Garde corps}).$$

$$CCP = 1.094 + 2.31 + 0.2 = 3.60 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = 3.60 \text{ t/ml.}$$

❖ Poids total propre du tablier :

$$G/\text{ml} = CP + CCP : 17.82 + 3.60 = 21.42 \text{ t/ml.}$$

$$G = G/\text{ml} \times L : 17.14 \times 20 = 428.48 \text{ t}$$

$$G = 428.48 \text{ t}$$

V.2. Calculs des surcharges :

V.2.1- Classe de pont :

- ✓ Largeur chargeable : $LC = LR = 7.6 \text{ m}$
- ✓ Nombre des voies : est déterminé comme suit : $LC / 3$

Donc le nombre de voies = 2

- ✓ Classe du pont : tous les ponts supportant des chaussées roulables satisfaisant la condition suivante : $LR \geq 7\text{m}$ sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II) , donc le pont est de 1ere classe car : $LR = 7.6 \text{ m}$.

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

Tableau .11. De Classe de pont

V.2.2 .Calcul des surcharges routières (fascicule 61 titres II):

On distingue :

- ✓ La surcharge de type **A (L)**.
- ✓ Système **B (Bc : camions types, Bt : groupe de 2 essieux tandems)**
- ✓ La surcharge militaire **Mc 120**.
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.
- ✓ Les surcharges exceptionnelles **D240**

V.2.4.1. Système de charge A (L) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤ 200 doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (Kg / m²) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

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

Avec:

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

Avec : $L = 20 \text{ m} \Rightarrow A (l) = 1,355 \text{ t} / \text{m}^2$

A (L) est multipliée par le coefficient a₁ en fonction de la classe du pont pour le nombre de voies chargées.

a₁ : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant

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

Tableau .12. De Coefficient de dégressivité transversale de la charge

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

Avec $v_0 = 3,5$ m (pont de 1ère classe)
 v : largeur d'une voie
 $v = 7.6/2$
 $v = 3.8$ m

Dans notre projet on a

Tableau .13.la Charge A (L) par voie

Nbre de voies	a1	a2	A(l)	Largeur des voies	A (L) t/m ²	A (L) t/ml
1	1	0.92	1.355	3,8	1.247	4.737
2	1	0.92	1.355	7.6	1.247	9.474

V.2.4.2. Système de charges B :

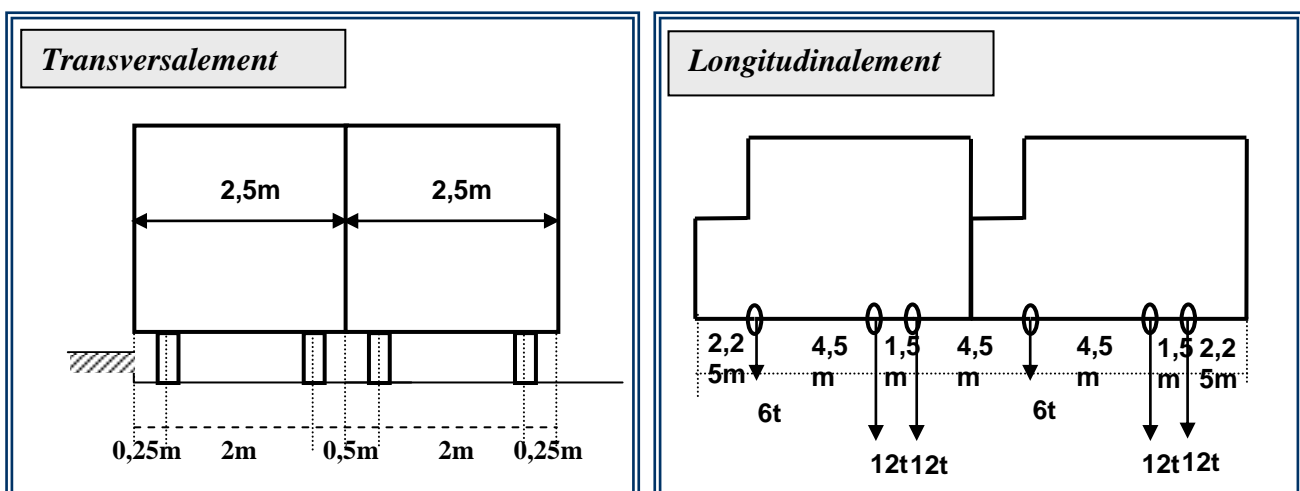
Le système de charge **B** comprend trois sous systèmes les suivantes :

- ✓ Sous système **B c** : qui se compose de camions types (30 t)
- ✓ Sous système **B t** : se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t)
- ✓ Sous système **B r** : se compose d'une roue isolée (10 t).

Un chemin type de système BC comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

V.2.4.2. 1. Sous système B c

Un chemin type de système B c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



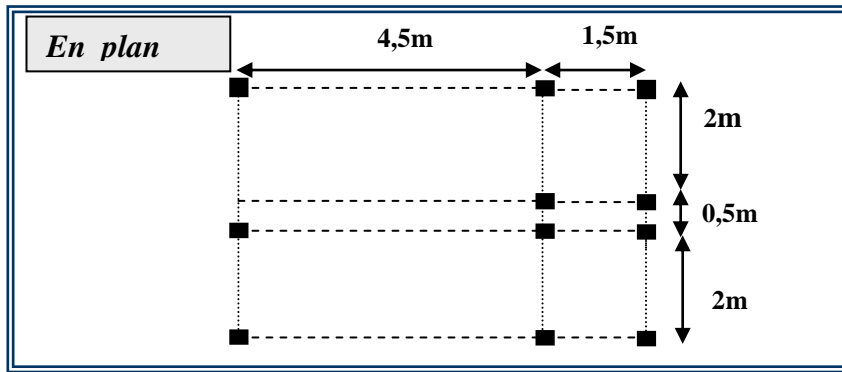


Fig.32 : Système BC

Le sens de circulation peut être dans un sens, ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens. On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système BC prise en compte son multiplié par le coefficient bC.

Les charges du système BC sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ : $\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L) + 0,6 / (1 + 4 (G/S)))$

L : portée du pont = **20 m**

G : charge permanente = **428.48 t**

S : surcharges max = $(2 \times 30 \times 2) =$ **120 t.**

bC = 1,1 pour deux voies chargées.

S1= s x bC = 120 x 1,1 = **132 t.**

S2= s x bC = 60 x 1,1 = **66 t.**

$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 20) + 0,6 / (1 + 4(428.48 / 66))) =$ **1.10** pour 1 files

$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 20) + 0,6 / (1 + 4(428.48 / 132))) =$ **1.12** pour 2 files

Tab .14.valeur de Surcharge Bc majoré

Désignation	s	bC	δ	Essieu avant (6t)	Essieu arrière (12t)
1 file	60	1,12	1,10	7,39	14.78
2 files	120	1,1	1,12	14.78	29.56

V.2.4.2. 2. Système Bt :

Un tandem du système Bt est applicable seulement sur la 1ère et 2ème classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes

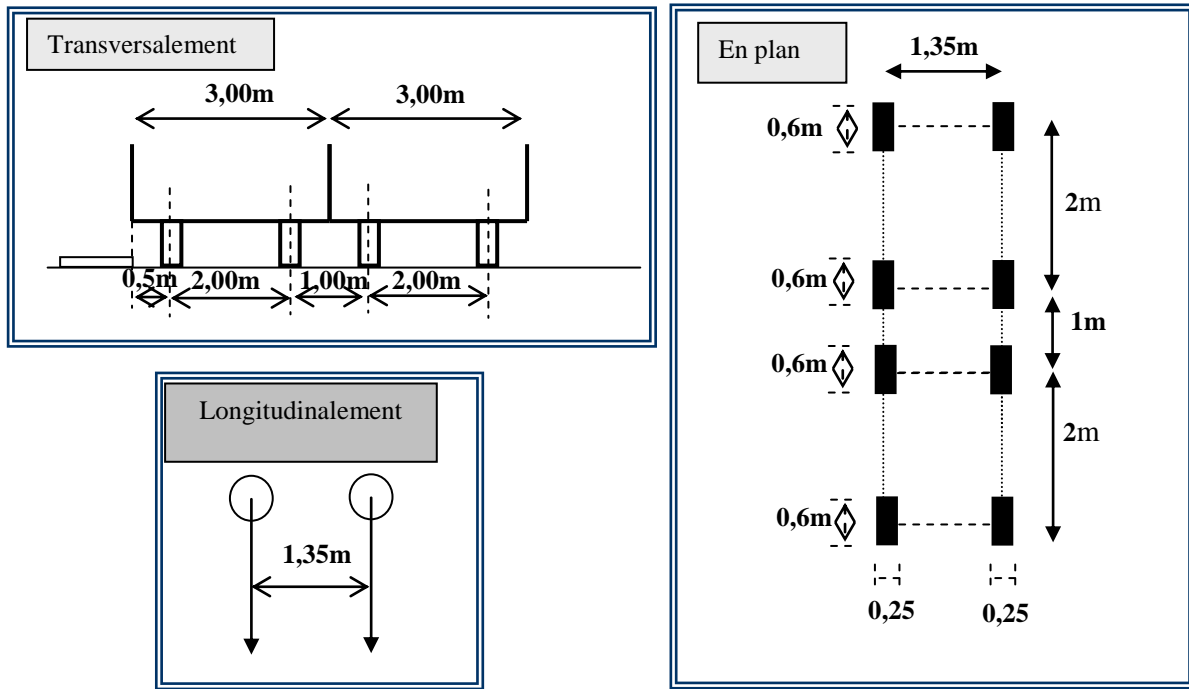


Figure.33 : Système Bt

Les valeurs des charges du système Bt prise en compte son multiplié par le coefficient bt.

Les charges du système Bt sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + (4(G/S)))$$

L = 20m

G = 428.48 t

bt = 1 pour les ponts de la première classe.

S = s x bt = 64 x 1 = **64 t**

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 20)) + 0,6 / (1 + 4(428.48 / 64)) = \mathbf{1.101}$$

Tab. 15. valeur de Surcharge Bt majoré

Désignation	S	bt	δ	essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1.101	17.61
2 Tandems	64	1	1.101	35.23

V.2.4.2. 3. Système Br :

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 × 0,3m, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable

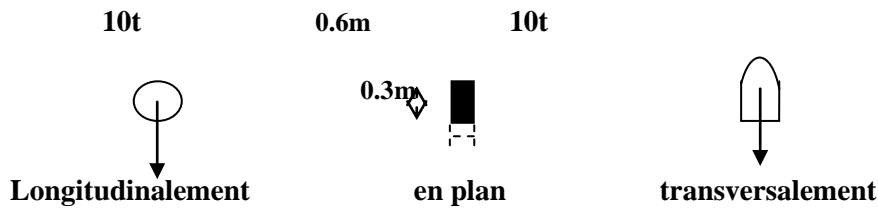


Fig.34. Système Br

La charge de système Br est frappée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + (4(G/S)))$$

L = 20 m

G = 428.48 t

S = 10 t

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 20)) + 0,6 / (1 + 4(428.48 / 10)) = 1.083$$

Tab. 16. valeur de Surcharge Br majoré

Désignation	S	δ	roue (10t)
Br	10	1.083	10.83

V.2.4.3. Système militaire MC 120 t:

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120, les véhicules MC

120 peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est environ de 36,6 m.

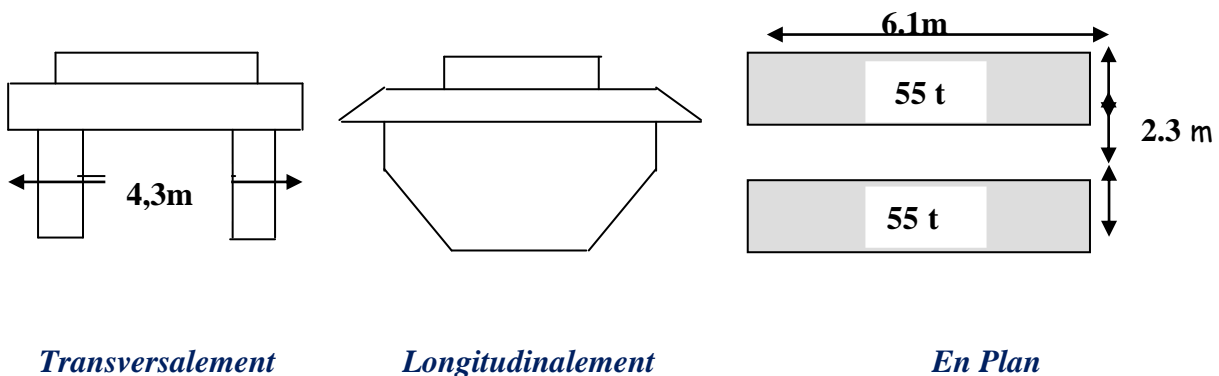


Figure .35. Système MC 120

Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

L = 20m, G = 428.48 t, S = 110 t.

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 20)) + 0,6 / (1 + 4(428.48 / 110)) = 1,116$$

$$Q = 110 \times 1.116 = 122.76 \text{ t.}$$

$$Q/ml = 122.76/6.1 = 20.12t/ml.$$

V.2.4.4. Convoi D240t :

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas frappé d'un coefficient de majoration dynamique.

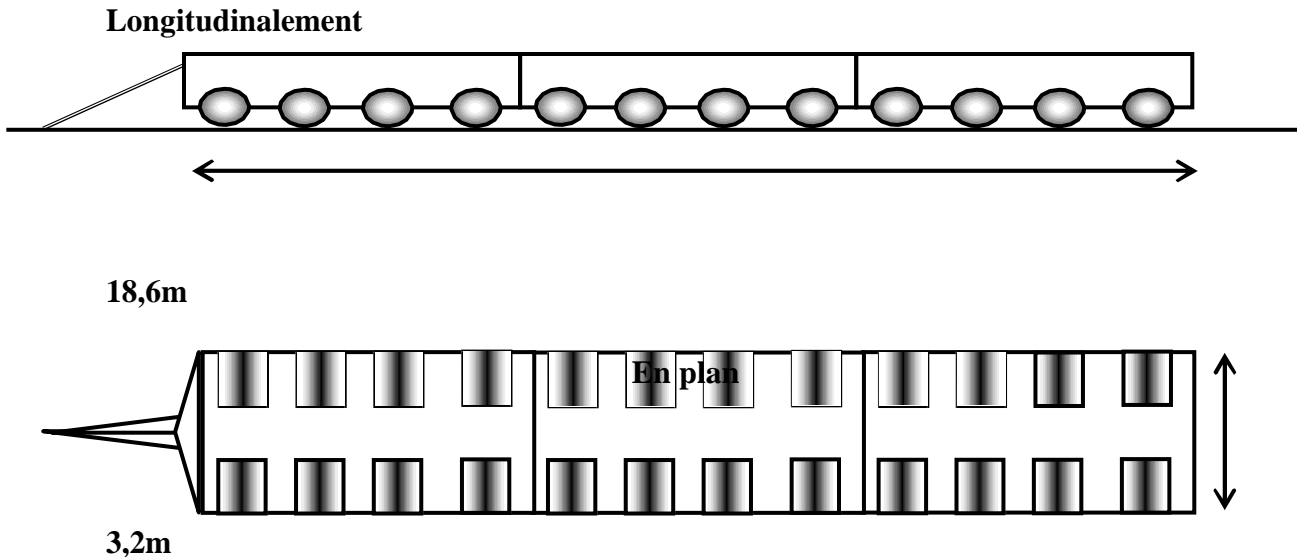


Figure.36. Convoi D240

$$Q/ml = 240/18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

V.2.4.5. Surcharge sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- **Trottoir chargé :** $P1 = 0.15 \times 1.2 = 0.18 \text{ t/ml.}$
- **Trottoirs chargés :** $P2 = 0.18 \times 2 = 0.36 \text{ t/ml.}$

V.2.4.6.Effet dû au vent :

Le vent souffle horizontalement et verticalement à l'axe longitudinal de la Chaussée, il développe sur toute la surface frappé normalement une pression.

V.2.4.7.Effet dû au Séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

Les effets de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

- Horizontalement: $FH = 0,10G.$
- Verticalement: $FV = 0,07G.$

Dans notre cas : $FH = 0,1 \times 428.48 = 42.84 \text{ t}$

$$FV = 0,07 \times 428.48 = 29.97 \text{ t}$$

V.2.4.8. Force de freinage :

Les charges de chaussées des systèmes A1 et Bc sont susceptibles de développer dans réactions de freinage, efforts qui s'exercent à la surface de la chaussée dans un sens ou l'autre L'effort de freinage correspondant à la charge A (l) est : $F_A = P_A / (20 + 0,35 S)$

PA : le poids donné par la position la plus défavorable de A (l).

S : surfaces chargée donnant l'effet le plus défavorable dans nôtre cas on deux voies chargées.

➤ $S = n \cdot L_r \cdot L = 2 \times 3,8 \times 20 = 152 \text{ m}^2$

➤ $P_A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L) \cdot S$ avec :
 36000

➤ $A(L) = 230 + \frac{\quad}{L + 12}$

➤ $P_A = 94.54 \text{ t.m}^2$
 ➤ $F_A = 4.67 \text{ t}$ } Pour une voie

➤ $P_A = 189.48 \text{ t.m}^2$
 ➤ $F_A = 9.23 \text{ t}$ } Pour deux voies

Donc :

➤ $H_A = F_A / 7.$
 ➤ $H_A = 0.66 \text{ t.}$ } Pour une voie

➤ $H_A = F_A / 7.$
 ➤ $H_A = 1.31 \text{ t.}$ } Pour deux voies

Selon le fascicule 61 titre 2 concernant le système de Bc, l'effort de freinage est limité au poids d'un véhicule, donc $F_H = 30 \text{ t.}$

V.3. Répartition longitudinale des efforts

V.3.1. Calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes

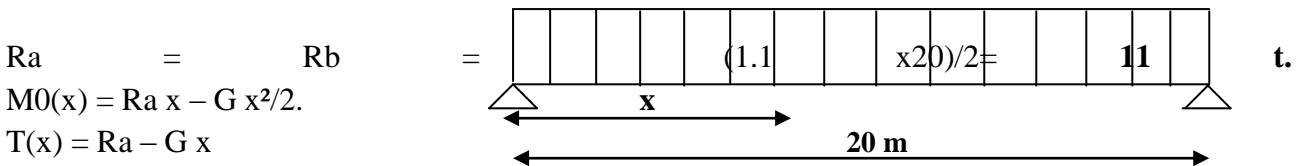
V.3.1.1. Poutre seule $G = 1.1 \text{ t/ml}$

Le calcul des éléments de réductions consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

➤ Réaction : L'RDM donnée : $R_a = R_b = g L/2$

➤ Moment : $M_x = g(L/2)x - (g/2)x^2$

➤ Effort tranchant : $T(x) = R_a - g x$



Sections(x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0.00L	0	11	11

0.25L	41.25	5.5	
0.50L	55	0	

V.3.1.2. Entretoise : $G = 0.30 \times 0.50 \times 2.5 = 0.375$ t/ml.

Sections	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	3.75	3.75
0.25L	14.06	1.875	
0.50L	18.75	0	

V.3.1. 3. Dalle : $G = 0.25 \times 1.5 \times 2.5 = 0.937$ t/ml

Sections	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	9.37	9.37
0.25L	35.14	4.685	
0.50L	46.85	0	

V.3.1.4. Superstructure : $G = (3.60)/7 = 0.514$ t/ml.

Sections	M (t.m)	T (t)	R (t)
0.00L	0	5.14	5.14
0.25L	19.27	2.57	
0.50L	25.27	0	

V.3.1.5.T
ableau récapitulatif des

M, T, R :

Désignation	Sections	M (t.m)	T (t)	R (t)
Tablier	0.00L	0	29.26	29.26
	0.25L	109.72	14.62	
	0.50L	145.87	0	

V.3.2. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

V.3.2.1. Moment fléchissant :

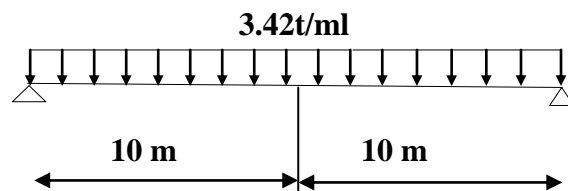
V.3.2.1.1. Moment fléchissant à $x=0,5L$

a) Surcharge A (L):

➤ **Une voie chargée :**

$A(L) = 4.737$ t/ml, $L=20$ m

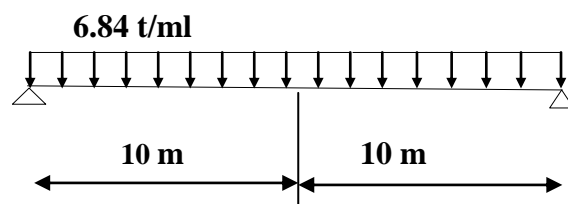
$M_{Max} = A(L) \times L^2/8$
 $= 4.737 \times (20)^2/8$
 $= 236.85$ t.m



➤ **Deux voies chargées**

$A(L) = 9.474$ t/ml, $L = 20$ m

$M_{Max} = A(L) \times L^2/8$
 $= 9.474 \times (20)^2/8$
 $= 473.7$ t.m



b) Surcharge des trottoirs :

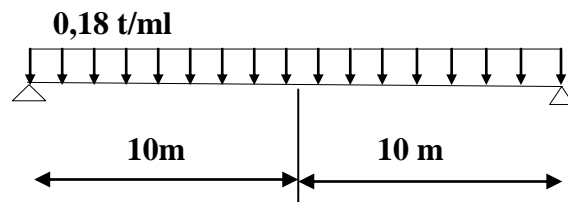
➤ **Un trottoir chargé :**

$St = 0,18 \text{ t/ml}, L = 20 \text{ m}$

$$M_{\text{Max}} = St \times L^2/8$$

$$= 0,18 \times (20)^2/8$$

$$= \mathbf{9.00 \text{ t.m}}$$



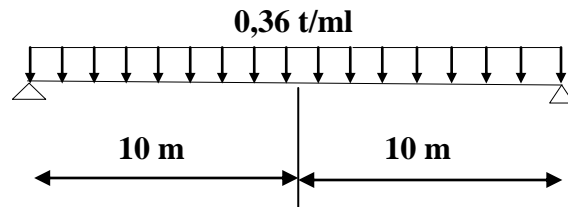
➤ **Deux trottoirs chargés :**

$St = 0.36\text{t/ml}, L=20\text{m}$

$$M_{\text{Max}} = St \times L^2/8$$

$$= 0.36 \times (20)^2/8$$

$$= \mathbf{18.00 \text{ t.m}}$$



c) Système B :

➤ **Théorème de barrée :**

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

c)-1-Système BC :

➤ La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi **R = 60 t.**

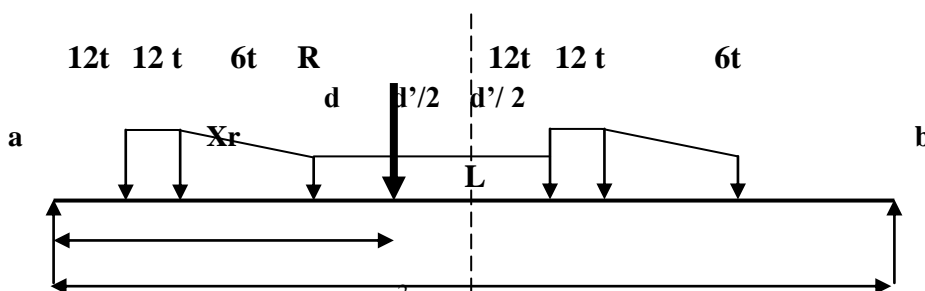
➤ **Une voie chargée :**

$$X_r/A = [(12 \times 1,5) + (6 \times 6) + (12 \times 10,5) + (12 \times 12) + (6 \times 16,5)]/ 60$$

$$X_r/A = 7.05 \text{ m}$$

$$d' = 10.5 - 7.05 = \mathbf{3,45 \text{ m}} \Rightarrow d'/2 = \mathbf{1.725 \text{ m}}$$

$$d = 4.5 - 3.45 = \mathbf{1.05 \text{ m}}$$



$$M_{\text{max}} ((L+d')/2) = R/L ((L+d')/2)^2 - \sum F_g d_g$$

F_g : force gauche

d_g : distance gauche

$$\sum F_g d_g = 12 \times 10.5 + 12 \times 9 + 6 \times 4.5 = 261 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max}} = 428.48 - 261 = 151.42 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max p}} = M_{\text{max}} \times \delta \times bc = 151.42 \times 1.10 \times 1.12 = 186.54 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{M_{\text{max p}} = 186.54 \text{ t.m}}$$

➤ **Deux voies chargées :**

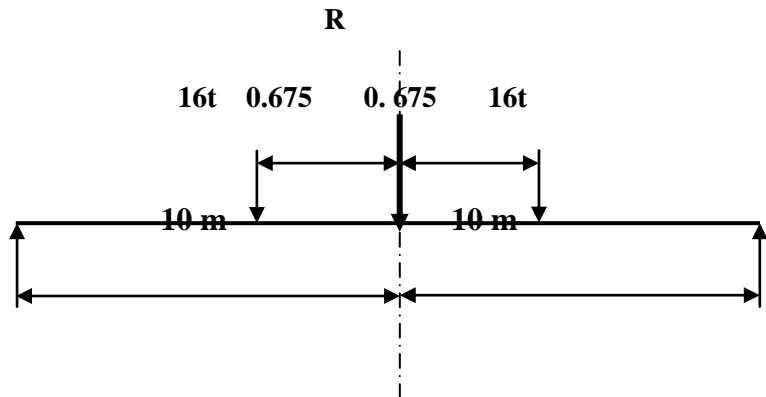
$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bc \times 2 = 151.42 \times 1.12 \times 1.1 \times 2 = 373.09 \text{ t.m}$$

M max p = 373.09 t.m

c)-2-Systeme Bt :

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre

➤ **Un seul Tandem:**



$$M_{\max} = x L/4 = 160 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt = 160 \times 1.106 \times 1 = 176.96 \text{ t.m}$$

M max p=176.96 t.m

➤ **Deux Tandems:**

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times b_t \times 2 = 264 \times 1.106 \times 1 \times 2 = 353.92 \text{ t.m}$$

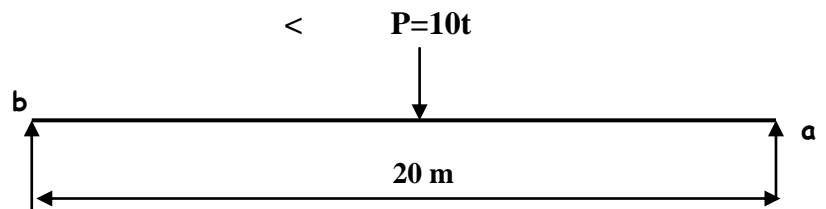
M max p= 353.92 t.m

c)-3- Systeme Br :

$$M = PL/4 = (10 \times 20)/4 = 50 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M \times \delta = 50 \times 1.084 = 54.2 \text{ t.m}$$

M max p= 54.2 t.m



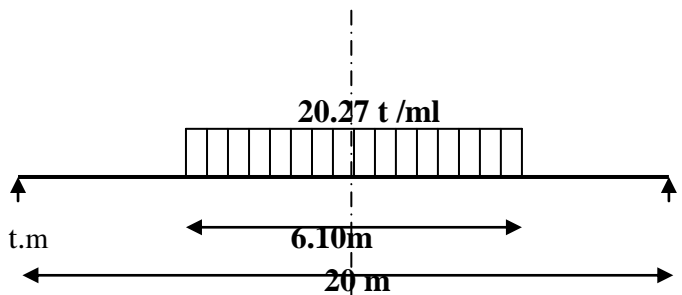
d) Systeme MC 120 :

$$M_{\max} = R \times L/2 - q \times (3.05)^2/2 =$$

$$61.82 \times 10 - 20.27 \times 9.3025/2 = 523.94 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta = 523.94 \times 1.124 = 588.91 \text{ t.m}$$

M max p= 588.91 t.m

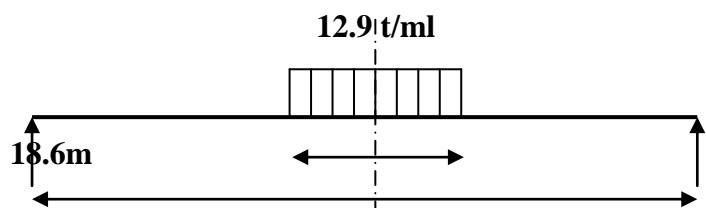


e) Charge exceptionnelle D240 :

$$M_{\max} = R \times L/2 - q \times (9.3)^2/2 =$$

$$120 \times 10 - 12.9 \times 86.49/2 = 642.13 \text{ t.m}$$

M max p= 642.13 t.m



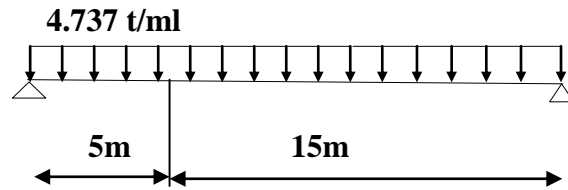
V.3.2.1.2. Moment fléchissant à $x=0,25L$

20m

a) Surcharge A (L):

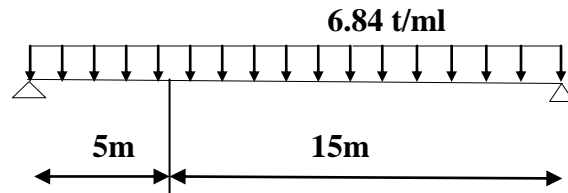
➤ Une voie chargée :

$A(L) = 4.737 \text{ t/ml}$, $L = 20\text{m}$
 $M_{\text{Max}} = (3/4) A(L) \times L^2/8$
 $= (3/4) 4.737 \times (20)^2/8$
 $= 177.63 \text{ t.m}$



➤ Deux voies chargées:

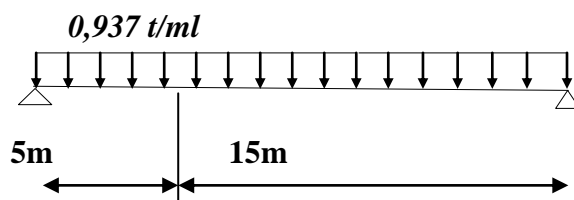
$A(L) = 9.474 \text{ t/ml}$, $L = 20\text{m}$
 $M_{\text{Max}} = (3/4) A(L) \times L^2/8$
 $= (3/4) 9.474 \times (20)^2/8$
 $= 355.27 \text{ t.m}$



b) Surcharge des trottoirs :

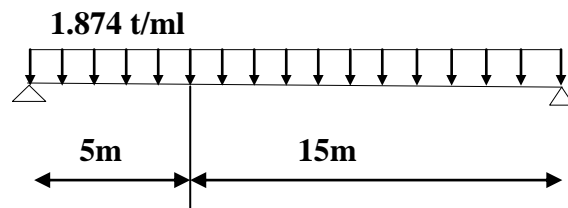
➤ Un trottoir chargé

$St = 0.18 \text{ t/ml}$, $L = 20\text{m}$
 $M_{\text{Max}} = (3/4) St \times L^2/8$
 $= (3/4) 0.18 \times (20)^2/8$
 $= 6.75 \text{ t.m}$



➤ Deux trottoirs chargés :

$St = 0.36 \text{ t/ml}$, $L = 20\text{m}$
 $M_{\text{Max}} = (3/4) St \times L^2/8$
 $= (3/4) 0.36 \times (20)^2/8$
 $= 13.50 \text{ t.m}$



c) Système B :

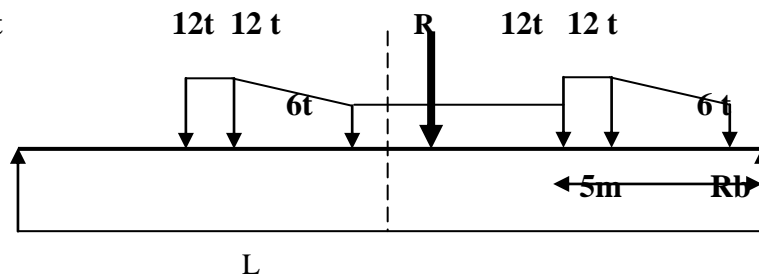
➤ Théorème de barrée : Le moment fléchissant est maximum au droit essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

c)-1- Système BC :

➤ La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :
 La résultante du convoi **R = 60 t**.

➤ Une voie chargée :

Rb=38.61 t



$M_{\text{max}} = R_b \times 5 - 12 \times 1.5 - 6 \times 6 = 246 \text{ t.m}$
 $M_{\text{max p}} = M_{\text{max}} \times \delta \times bc = 246 \times 1.18 \times 1.11 = 322.21 \text{ t.m}$
 $M_{\text{max p}} = 319.11 \text{ t.m}$

➤ **Deux voies chargées**

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bc \times 2 = 246 \times 1.22 \times 1.13 \times 2 = 678.27 \text{ t.m}$$

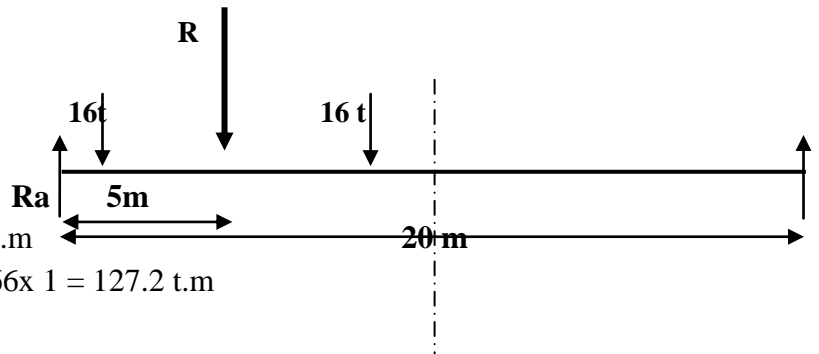
M_{max p} = 678.27 t.m

c)-2- Système Bt :

Un seul cas se présente pour la position de **R** par rapport à l'axe médiane de la poutre.

R_a = 24t

➤ **Un seul Tandem**



$$M_{\max} = R_a \times L/4 = (24 \times 20)/4 = 120 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt = 120 \times 1.066 \times 1 = 127.2 \text{ t.m}$$

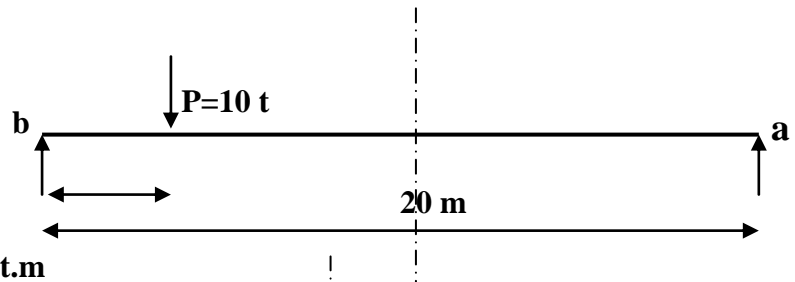
M_{max p} = 127.2 t.m

➤ **Deux Tandems:**

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times bt \times 2 = 120 \times 1.066 \times 1 \times 2 = 254.4 \text{ t.m}$$

M_{max p} = 254.4 t.m

c)-3- Système Br :



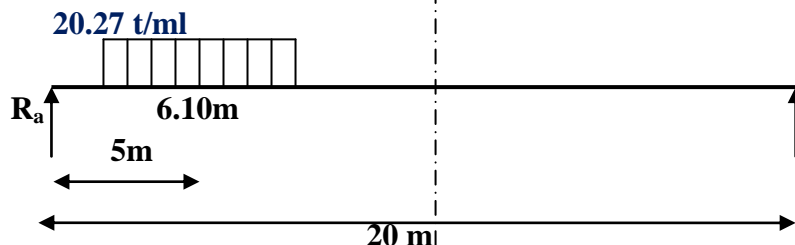
R_a = 7.5 t

R_a 5 m

$$M = R_a \times L/4 = (7.5 \times 20)/4 = 37.5 \text{ t.m}$$

M_{max} = M x δ = 37.5 x 1.084 = 40.65 t.m

a) Système M_C 120 :



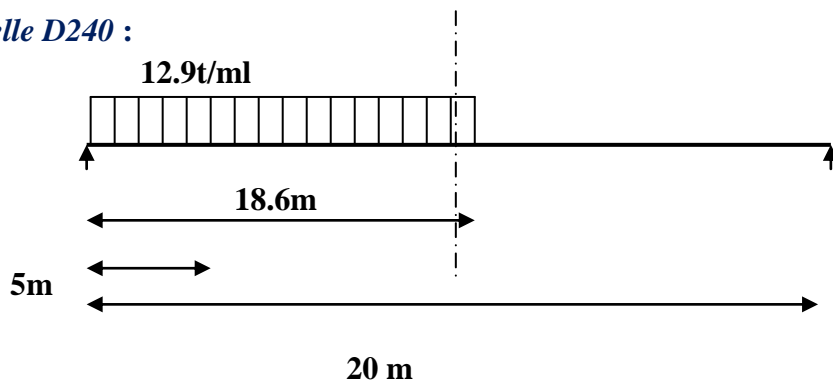
R_a = 88.80 t

$$M_{\max} = R_a \times L/4 - q \times (L)^2/32 = 88.8 \times 5 - 20.27 \times (3.05)^2/2 = 349.71 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta = 349.71 \times 1.124 = 393.07 \text{ t.m}$$

M_{max p} = 393.07 t.m

a) Charge exceptionnelle D240 :



$R_a = 179.75 \text{ t}$

$M_{\max} = R_a \times L/4 - q \times (9.3)^2 / 2 = 179.75 \times 5 - 12.9 \times (9.3)^2 / 2 = 340.89 \text{ t.m}$

$M_{\max} = 340.89 \text{ t.m}$

Tableau. 17. moments dus aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0.5L$		Pour $x = 0.25L$	
		M max (t.m)	M 0 (t.m)	M max (t.m)	M 0 (t.m)
Surcharge A(l)	1 Voie chargée	236.85	33.83	177.63	25.37
	2 Voies chargées	473.7	67.67	355.63	50.80
Trottoirs	1 Trottoir	9	1.28	6.75	0.96
	2 Trottoirs	18	2.57	13.5	1.92
Surcharge Bc	1 File	198.33	28.33	319.11	45.58
	2 Files	417.49	59.64	678.27	96.89
Surcharge Bt	1 Tandem	176.96	25.28	127.2	18.17
	2 Tandems	353.92	50.56	254.4	36.34
Br		54.2	7.74	40.65	5.80
Convoi Mc120		588.91	84.13	393.07	56.15
Convoi D240		642.13	91.73	340.89	48.84

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A l'E.L.U : 1.35 (G + D₂₄₀)
- A l'E.L.S: G + D₂₄₀

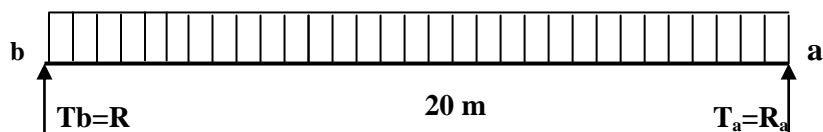
V.3.2.2.Efforts tranchants dus aux surcharges

V.3.2.2.1.Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$:

Q(t/ml)

a) Surcharge A(L) :

$T_{\max} = R_a = R_b = L \times q / 2.$



➤ *Une voie chargée* : A (1L) = 4.737t/ ml. **T max = 47.37t.** D'où : $T_0 = 47.37/7 = 6.76 t$

➤ *Deux voies chargées* : A (2L) = 6.84 t/ml.

T max = 68.4 t. D'où : $T_0 = 68.12/7 = 9.77 t.$

b) Surcharge sur trottoirs :

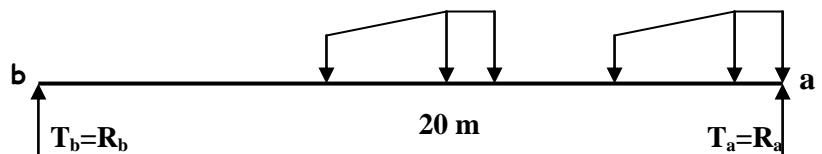
➤ *1 Trottoir chargé* : P1 = 0.18 t/ml.

T max= 1.8. D'où : $T_0 = 1.8/7 = 0.25 t.$

➤ *2 Trottoirs chargés* : P2 = 0.36 t/ml.

T max = 3.6 t D'où : $T_0 = 3.6/7 = 0.51 t.$

c) Surcharge du type Bc :



$$T_a = (1 / 20) [6 \times 2.9 + 12 \times 7.4 + 12 \times 8.9 + 6 \times 13.4 + 12 \times 17.9 + 12 \times 20]$$

$$T_a = 37.41 t.$$

➤ *Une file:*

T max = 37.41 × 1.18 × 1.11 = 48.99 t. D'où : $T_0 = 48.99/7 = 6.99 t.$

➤ *Deux files:*

T max = 2 × 37.41 × 1.22 × 1.13 = 103.14 t. D'où : $T_0 = 103.14/7 = 14.73 t.$

d) Surcharge du type Bt :

Ta = (1 / 20) [16 × 18.05 + 16 × 20] = 30.44 t.

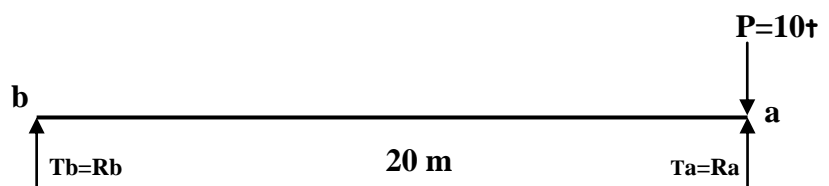
➤ *Un tandem*

T max = 30.44 × 1 × 1.066 = 32.44 t. D'où : $T_0 = 32.44/7 = 4.63 t.$

➤ *Deux tandems*

T max = 2 × 30.44 × 1 × 1.066 = 64.88 t. D'où : $T_0 = 64.88/7 = 9.26 t$

e) . Surcharge du type Br :

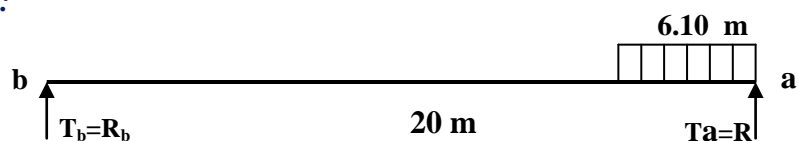


$$T_{max} = 10 \times 1.084 = 10.84 t$$

$$T_{max} = 10.84t.$$

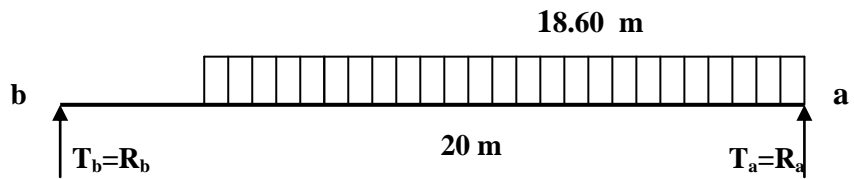
$$D'où : T_0 = 10.84/7 = 1.54 t$$

f) Surcharge du type Mc120 :



$$T_a = [110 \times (20 - 3.05)] / 20 = 93.22t. \quad D'où : T_0 = 93.22 / 7 = 13.31 t.$$

g) Convoi exceptionnel D240 :



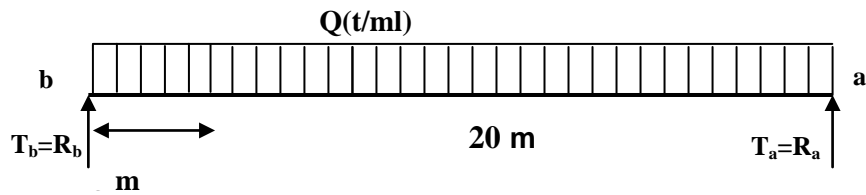
$T_{max} = [240 (20 - 9.30)] / 20 = 128.4 \text{ t.}$

$T_{max} = 128.4 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 128.4/7 = 18.34 \text{ t.}$

V.3.2.2.Efforts tranchants dus aux surcharges: Pour $x = 0.25L$.

a) Surcharge A(L)

$R_b = R_a = Q \times L/2, T_{max} = R_b - Q L/ 4.$



➤ **Une voie chargée :** $A (1L) = 4.737 \text{ t/ml.}$

$T_{max} = 23.68\text{t.}$ D'où : $T_0 = 23.68/7 = 3.38 \text{ t.}$

➤ **Deux voies chargées :** $A (2L) = 9.474\text{t/ml.}$

$T_{max} = 47.37 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 47.37/7 = 6.76 \text{ t.}$

b) Surcharge sur trottoirs :

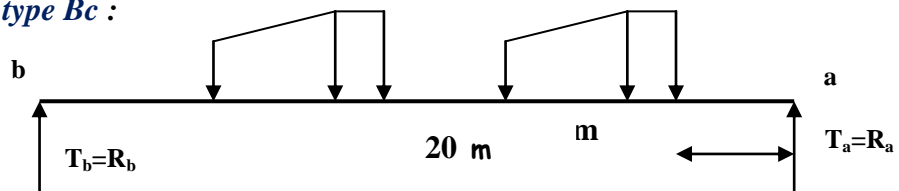
➤ **1 Trottoir chargé :** $P_1 = 0.18 \text{ t/ml.}$

$T_{max} = 0.09 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 0.09/7 = 0.012 \text{ t}$

➤ **2 Trottoirs chargés :** $P_2 = 0.025 \text{ t/ml.}$

$T_{max} = 0.18 \text{ t}$ D'où : $T_0 = 1.8/7 = 0.25 \text{ t.}$

c) Surcharge du type Bc :



$T_a = (1 /20) [6 \times 5 + 12 \times 9.5 + 12 \times 11 + 6 \times 15.5+ 12 \times 20]$

$T_a = 30.45 \text{ t.}$

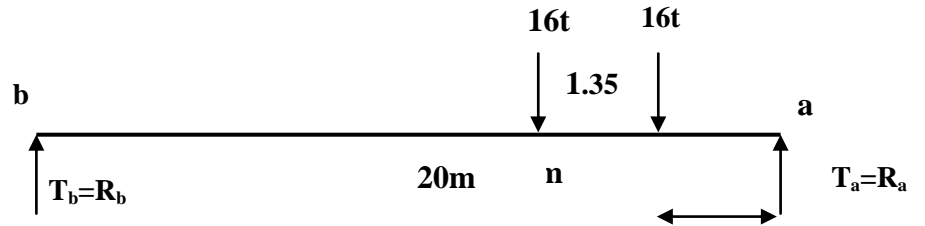
➤ **Une file:**

$T_{max} = 31.81 \times 1.11 \times 1.18 = 41.66 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 41.66/7 = 5.95 \text{ t.}$

➤ **Deux files:**

$T_{max} = 2 \times 31.81 \times 1.22 \times 1.13 = 87.70 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 87.70 /7 = 12.52 \text{ t}$

d) Surcharge du type Bt :



$T_a = (1 / 20 [16 \times 15 + 16 \times 13.5]) = 22.8 \text{ t.}$

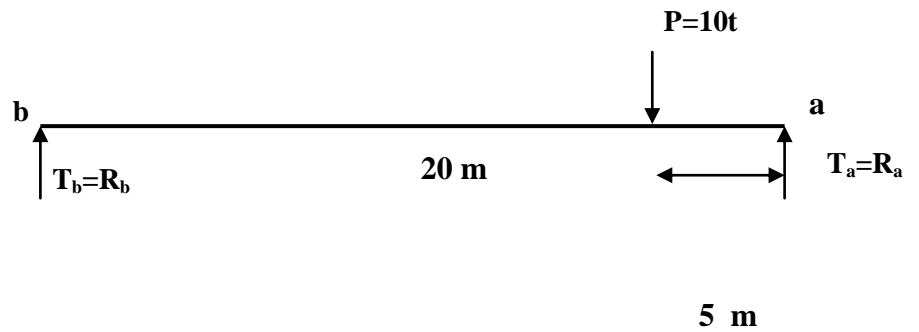
➤ **Un tandem**

$T_{\max} = 22.8 \times 1 \times 1.066 = 24.30 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 24.30 / 7 = 3.47 \text{ t.}$

➤ **Deux tandems**

$T_{\max} = 2 \times 24.30 \times 1 \times 1.066 = 48.6 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 48.6 / 7 = 6.94 \text{ t.}$

e) Surcharge du type Br :



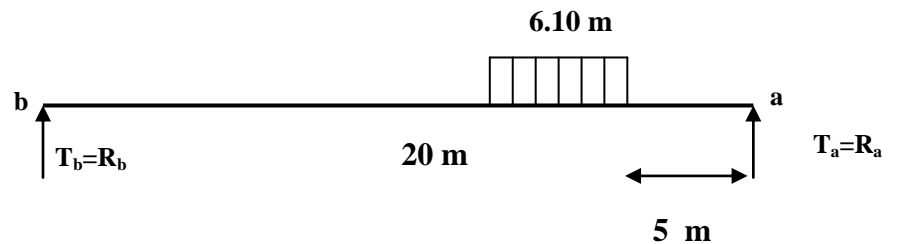
$T_a = (1/20)(10 \times 15)$

$T_a = 7.5 \text{ t}$

$T_{\max} = 7.5 \times 1.054 = 7.9 \text{ t}$

$T_{\max} = 7.9 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 7.91 / 7 = 1.13 \text{ t}$

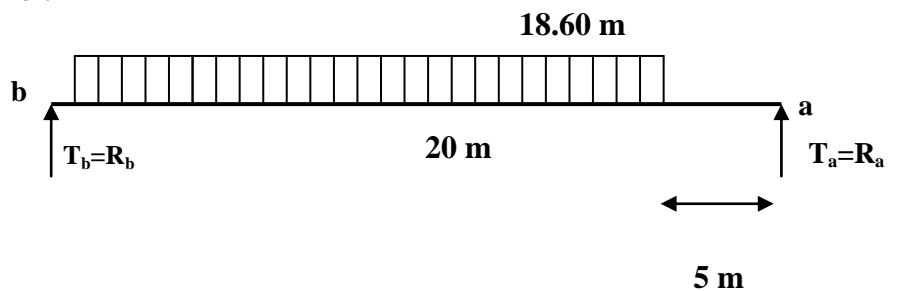
f) Surcharge du type Mc120



$T_a = [110 \times (11.95)] / 20 = 65.72 \text{ t.}$

$T_{\max} = 65.72 \times 1.076 = 70.72 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 70.72 / 7 = 10.10 \text{ t.}$

g) Convoi exceptionnel D240 :



$T_{\max} = [240 (5.7)] / 20 = 68.4 \text{ t.}$

$T_{\max} = 68.4 \text{ t.}$ D'où : $T_0 = 68.4/7 = 9.77 \text{ t.}$ *Tableau .18. efforts tranchants :*

Désignation		Pour x = 0.001		Pour x = 0.251	
		T _{max} (t)	T ₀ (t)	T _{max} (t)	T ₀ (t)
Surcharge A(1)	1 Voie chargée	47.37	6.76	23.68	3.38
	2 Voies chargées	68.4	9.77	47.37	6.76
Trottoirs	1 Trottoir	0.25	0.035	0.012	0.017
	2 Trottoirs	0.51	0.07	0.25	0.035
Surcharge Bc	1 File	48.99	6.99	41.66	5.95
	2 Files	103.14	14.73	87.70	12.52
Surcharge Bt	1 Tandem	32.44	4.63	24.3	3.47
	2 Tandems	64.88	9.26	48.6	6.94
Br		10.84	1.54	7.9	1.13
Convoi Mc120		93.22	13.31	70.72	10.10
Convoi D240		128.4	18.34	68.4	9.77

L'effort tranchant maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A P'E.L.U : 1.35 (G + D240)
- A P'E.L.S: G + D240

CHAPITRE VI



ETUDE DU TABLIER

VI-1- Logiciel de calcul :

Le calcul de l’ouvrage a été effectué avec le logiciel **Autodesk® Robot Structural Analysis Professional 2009** (nommé Robot dans le fichier d’aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calcules, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

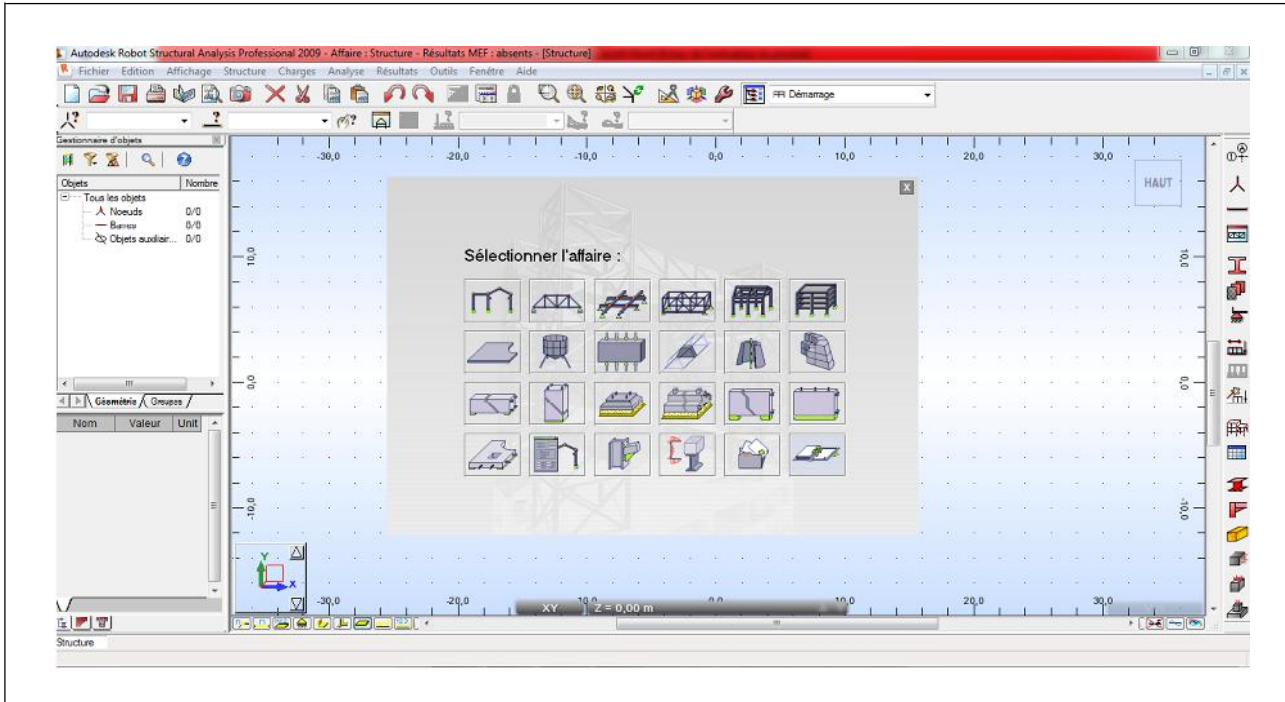


Figure .37: interface du logiciel Robot

VI-1-1 Combinaisons des charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d’actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Coefficients de majoration pour les cas de chargements

Les Actions	Etat Limite Ultime	Etat Limite de Service
Charges Permanents G	1,35	1
Surcharges A(l)	1,6	1,2
Surcharges B _c	1,6	1,2
Surcharges B _t	1,6	1,2
Surcharges B _r	1,6	1,2
Convois M _{c120}	1,35	1
Convoi D ₂₄₀	1,35	1
Surcharges Trottoir T _r	1,6	1,2
Action de Vent W	1,6	0
Température H	0	0,6

VI-2-Etude du tablier :

La modélisation du tablier a été faite par Robot.

VI-2-1-Hourdis :

C'est la dalle sur laquelle se fait la circulation sur le pont. Cette dalle repose sur des poutres et des entretoises. Pour le dimensionnement il sera considéré un panneau de dalle entre deux poutres et les entretoises.

Le panneau de hourdis repose sur les poutres et les entretoises, il a les dimensions suivantes : $L_x=1,50$ m et $L_y=20$ m.

Le paramètre $\alpha = 0,077 < 0,4$ alors la dalle porte dans un seul sens, celui du petit côté.

VI-2-1-1 Évaluation des sollicitations dues aux charges permanentes

Pour l'évaluation des charges permanentes du hourdis, seul le revêtement et le poids propre de la dalle sont pris en compte. La somme des valeurs des charges sur l'hourdis sont données dans le tableau suivant :

Tableau .20: charges permanentes sur le hourdis

Eléments	γ (t/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (t /m ²)
Hourdis	2.5	0.25	0.625
Revêtement	2.4	0.06	0.144
Trottoir	2.5	0.25	0.625
Garde corps+Gliss	2.5	0.25	0.625
Totale			2.019

Les sollicitations dues aux charges permanentes obtenues par Robot sont :

$$\mathbf{M_{ox}=3.45KN.m/ml}$$

Comme la dalle porte dans le seul sens de L_x , M_{oy} est nul.

VI-2-1-2 Evaluation des sollicitations dues aux surcharges routières

Vu les dimensions du panneau de dalle seuls les systèmes Br, Bt et Mc120 seront utilisés pour l'évaluation des charges routière. Car elles sont les plus défavorables.

Systeme Br

La roue isolée de surcharge $S = 10$ t est centrée sur le panneau comme indiqué dans la figure suivante.

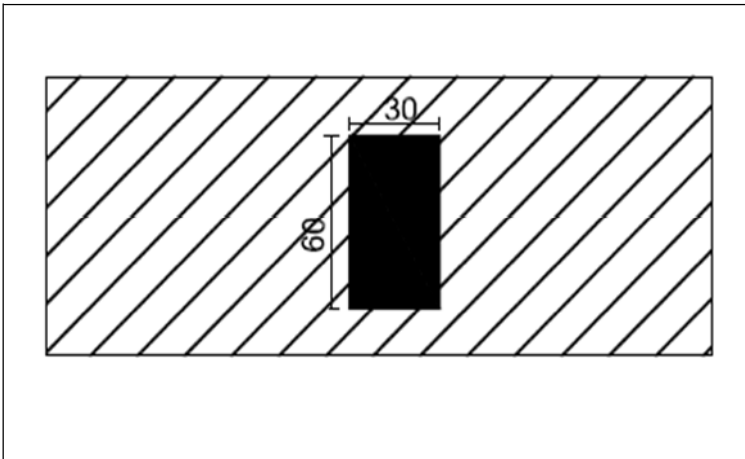


Figure .38: position de la roue Br sur le hourdis

1 - Détermination des sollicitations :

La détermination des sollicitations dues aux surcharges Br sont effectuées par deux méthodes:

Les abaques de PIGEAUD

Les dimensions au mi feuillet sont données par les formules suivantes :

$$a \square ho \square a0 \square 2 \square h1 \quad \text{et} \quad b \square ho \square bo \square \square \square h1 \quad \text{avec} \quad bo \square \square \square \square \text{cm}, \quad a0 \square 30\text{cm}, \quad ho \square 25\text{cm}, \quad h1=6\text{cm}, \quad \square \square \square \square \square \square (\text{rev\^etement}).$$

Avec : ho : épaisseur de l'hourdis ; $h1$: épaisseur de revêtement ; $a0$ et bo : dimensions de la roue.

Les dimensions au mi feuillet sont les suivantes : **$a=70\text{cm}$ et $b=100\text{cm}$**

Moments maximums :

Le moment se l'aide détermine à des Abaques de PIGEAUD à partir des paramètres u , v et α définis de la façon suivante :

$$u = 0.4, \quad v = 0.052 \quad \alpha = 0.091$$

L'interpolation à partir de $\alpha=0$ et $\alpha=0.2$ nous donne $M1=0.170$ et $M2=0.0881$

$M_{ox}=(M1+\eta M2) \times P$ et $M_{oy}=(M2+\eta M1) \times P$ avec $P=100\text{KN}$ et le coefficient de poisson $\eta=0$ pour le calcul des sollicitations en béton armé.

D'où $M_{ox}=17\text{KN.m/ml}$ et $M_{oy}=8.81\text{KN.m/ml}$.

Robot Millenium

Mox=15.69KN.m/ml et Moy =8.87KN.m/ml

Tableau .21 : valeurs des moments sur le panneau de l'hourdis sous Br (Robot)

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	MXY [kNm/m]
MAX	15,69	8,87	3,27
Panneau	1	1	1
Noeud	349	349	107
Cas	2	2	2
MIN	-1,09	-1,10	-3,27
Panneau	1	1	1
Noeud	105	354	103
Cas	2	2	2

Nota : Les deux méthodes ont données des résultats approximatifs, donc la suite de détermination des moments sera effectuée uniquement sur ROBOT.

Système Bt

Une file de deux roues de tandem est centrée sur le panneau comme suit :

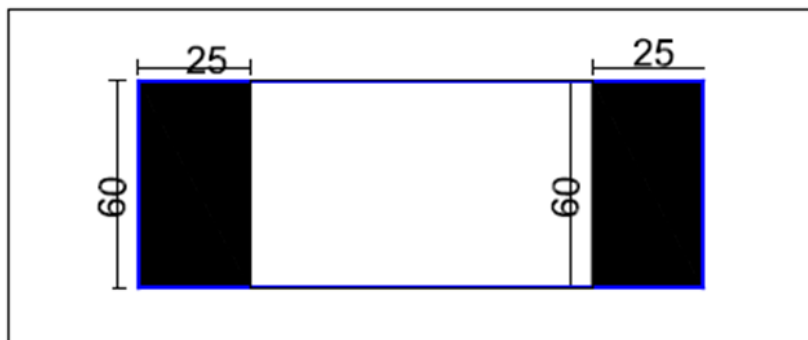


Figure .39: position des roues du tandem Bt

Les dimensions au mi feuillet sont données par les formules suivantes :

$$a \square ho \square a0 \square 2\square h1 \quad \text{et} \quad b \square ho \square bo \square \square \square h1 \quad \text{avec} \quad bo \square \square \square \text{ cm, } a0 \square 60\text{cm, } ho \square 25\text{cm, } h1=6 \text{ cm, } \square \square \square \square \square \square \text{ (revêtement),}$$

Les dimensions au mi feuillet sont les suivantes : **a=100cm et b=65cm.**

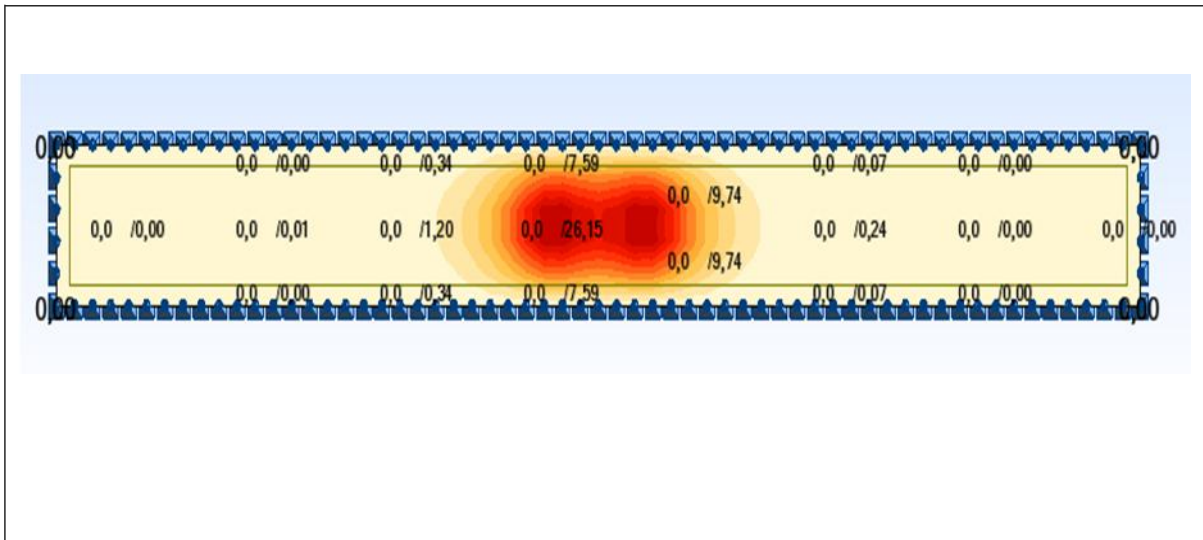


Figure .40: Une file de deux roues de tandem est centrée sur le panneau (Robot)

Les moments obtenus sont :

$M_{ox}=26.15\text{KN.m/ml}$ $M_{oy}=14.87\text{KN/ml}$

Systeme Mc120

Une chenille est centrée sur le panneau de dalle, ce qui donne une surcharge de 550kN sur une surface d'impact de 1,00m×6,10m.

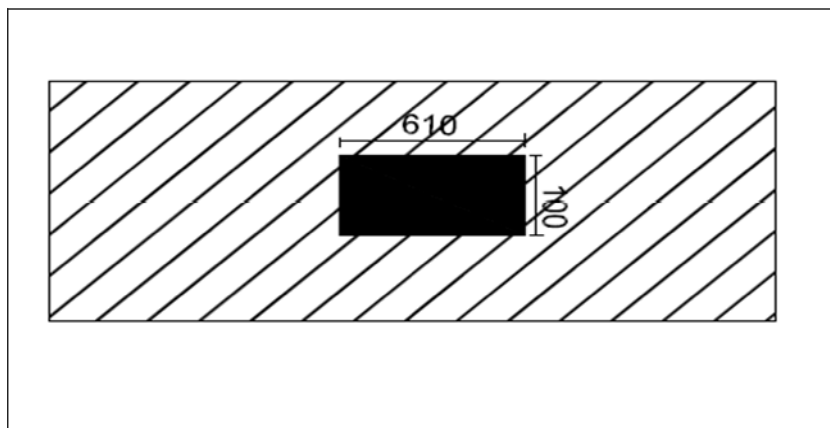


Figure .41 : position de chenille sur le panneau

Les dimensions au mi feuillet sont : **a=650cm et b=140cm.**

Les moments obtenus sont :

$M_{ox} = 21.14\text{KN.m /ml}$ $M_{oy} = 4.83\text{KN.m/ml}$

2 - Calcul de coefficient de majoration

Vu les dimensions du panneau de dalle seuls les systèmes Bc , Bt, Br , Mc120 et D240 seront utilisés pour l'évaluation des charges routière. Car elles sont les plus défavorables.

Détermination de coefficients de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

Avec **L** : largeur du coté du carré considéré.

G : le poids du hourdis seul et les éléments du superstructure comprise a l'intérieur du carré considéré.

S : la surcharge maximum (nombre le plus élevé d'essieu du système B qu'il possible de disposer sur le carré

➤ *Système Bc*

La surcharge qu'il est possible de disposer sur la longueur

$L = 10.20$ m est de 2 camions de 30 t

$Bc = 2 \times 30 = 60$ t avec $bc = 1.1$ on a $Bc = 66$ t

$$\text{Donc } \delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 10.2)) + 0,6 / (1 + 4 (127.4 / 66)) = \mathbf{1.198}$$

➤ *Système Br*

La roue isolée de surcharge $S = 10$ t est centrée sur le panneau comme indiqué dans la figure suivante.

$$\delta_{br} = 1.20 + 0.6 / (1 + 4(127.4 / 10)) = \mathbf{1.211}$$

➤ *Système Bt*

On dispose deux tandems :

$$Bt = 2 \times bt \times Bt = 2 \times 1 \times 32 = 64t$$

$$\text{Donc : } \delta_{br} = 1.20 + 0.6 / (1 + 4(127.4 / 64)) = \mathbf{1.266}$$

➤ *Système Mc120*

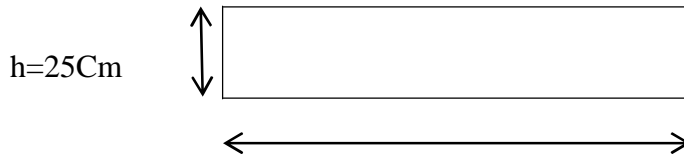
Une chenille est centrée sur le panneau de dalle, ce qui donne une surcharge de 55 t sur une surface d'impact de $1,00m \times 6,10m$.

$$SMc120 = 110 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } \delta_{Mc120} = 1.20 + 0.6 / (1 + 4(127.4 / 110)) = \mathbf{1.306}$$

➤ **VI-2-1-3 Calcul de ferrailage du hourdis :**

Le calcul du hourdis se fera sur une bande de 1mL comme une poutre reposante sur deux appuis simples de portée $L = 1,50$ m. Ceci revient à adopter la même méthode de calcul que celle des poutres.



$b = 100\text{Cm}$

NB : la plus grande sollicitation venant de la surcharge est celle de B_t , donc elle sera considérée dans la combinaison pour le ferrailage.

Le coefficient de majoration dynamique affecté à cette surcharge est : $\delta_{bt} = 1.101$ avec $L = 20$ m, $G = 428.48$ t et $S = 320\text{KN}$ D'où $\delta_{bt} \times M_{ox} = 31.38\text{KN.m/ml}$

➤ **Combinaison d'action :**

Les moments de flexions après combinaison sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .22.valeurs des moments combinés pour le hourdis

	ELU	ELS
Mox(Permanente) KN.m/ml	4.66	3.45
Mox(Surcharge B_t)KN.m/ml	50.20	37.65
Totale (KN.m/ml)	54.86	41.10

➤ **Armatures principales :**

$A_{st} = 9.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 7HA14 ($A_{sr} = 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

➤ **Armature de répartition :**

4HA14 ($A_{rr} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$) Espacement $S_t = 15\text{Cm}$

Remarque : l'hourdis sera ferrailé en double nappe.

Nota : le ferrailage a été fait par Logiciel SOCOTEC.

VI-2-2- Les Poutres :**VI-2-2- 1- Evaluation des charges permanentes et charges permanentes complémentaires :**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la poutre et celui de différents éléments supportés par celles-ci, à savoir la dalle, le trottoir et ses équipements, le revêtement et l'étanchéité.

Les charges permanentes totales du tablier pour une travée sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 23: évaluation des charges permanentes totales

Eléments	Largeur (m)	Hauteur (m)	Surface (m ²)	Portée (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/ml)	Nom bre	Poids (KN)
Poutres	0.40	1.1	0.44	20	25	-	7	1540
Dalle	10.2	0.25	2.55	20	25	-	-	1275
Entretoises	0.30	0.50	0.15	6	25	-	10	337.5
Corniches	-	-	0.162	20	25	4.05	2	162.25
Trottoirs	1.2	0.25	0.30	20	25	7.5	2	300
Glissières	-	-	-	20	-	0.15	2	6
Revêtement	7.6	0.06	0.456	20	24	-	-	218.88
Totale								3839.62

➤ **Tableau .24. Les moments et efforts tranchants max sur les poutres dus aux charges permanentes totales**

Désignation	Sections	M (t.m)	T (t)	R (t)
Poutre total	0.00L	0	25.51	25.51
	0.25L	95.66	12.75	
	0.50L	127.12	0	

Dans cette partie, on s'attèlera à évaluer les sollicitations induites par les surcharges décrites plus haut

➤ **Pour les systèmes B, Mc120 et D240:**

Système B : (Bc : un convoi de 04 camions dont 30T chacun, Br : une roue isolée de 10 T, Bt : 02 tandems composés de deux essieux chacun muni des roues simples pneumatique avec une charge totale de 64T.

Système Mc120 : un char composé de 02 chenilles dont 55T chacune.

Système D240 : C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m².

Tableau .25. des moments dus aux surcharges :

Désignation		Pour $x = 0.5L$		Pour $x = 0.25L$	
		M max (t.m)	M 0 (t.m)	M max (t.m)	M 0 (t.m)
Surcharge A(I)	1Voie chargée	236.85	33.83	177.63	25.37
	2Voies chargées	473.7	67.67	355.63	50.80
Trottoirs	1 Trottoir	9	1.28	6.75	0.96
	2 Trottoirs	18	2.57	13.5	1.92
Surcharge Bc	1File	198.33	28.33	319.11	45.58
	2Files	417.49	59.64	678.27	96.89
Surcharge Bt	1 Tandem	176.96	25.28	127.2	18.17
	2 Tandems	353.92	50.56	254.4	36.34
Br		54.2	7.74	40.65	5.80
Convoi Mc120		588.91	84.13	393.07	56.15
Convoi D240		642.13	91.73	340.89	48.84

Tableau .26. des efforts tranchant :

Désignation		Pour x = 0.00l		Pour x = 0.25l	
		T max (t)	T0 (t)	T max (t)	T0 (t)
Surcharge A(l)	1Voie Chargée	47.37	6.76	23.68	3.38
	2Voies chargées	68.4	9.77	47.37	6.76
Trottoirs	1 Trottoir	0.25	0.035	0.012	0.017
	2 Trottoirs	0.51	0.07	0.25	0.035
Surcharge Bc	1File	48.99	6.99	41.66	5.95
	2Files	103.14	14.73	87.70	12.52
Surcharge Bt	1 Tandem	32.44	4.63	24.3	3.47
	2 Tandems	64.88	9.26	48.6	6.94
Br		10.84	1.54	7.9	1.13
Convoi Mc120		93.22	13.31	70.72	10.10
Convoi D240		128.4	18.34	68.4	9.77

Remarque : c'est le système D240 qui donne le moment et effort tranchant maximaux.
Avec $L=20m$, $G=4284.8$ KN

NB: l'élément le plus sollicité est **la poutre 2**. Les sollicitations induites par cette poutre seront considérées pour le calcul des aciers. Pour éviter des risques d'intervention lors de la réalisation des différentes poutres, toutes les poutres auront le même ferrailage. Pour le calcul du ferrailage, la section droite des poutres sera considérée comme une section rectangulaire en ajoutant l'hourdis comme table de compression. Le ferrailage retenu pour l'uniformisation est celui de la poutre.

VI-2-2- 2- Combinaisons des sollicitations aux états limites :

Les sollicitations sont tirées du Robot et les combinaisons seront faites manuellement.

A Titre de rappel, la combinaison de calcul des sollicitations est celle mentionnée plus haut. Le tableau ci-dessous consigne les résultats obtenus après avoir effectué les différentes combinaisons :

Tableau. 27 : sollicitations pour les calculs de poutres après combinaison.

Poutre(2)	ELS		ELU		
	Mtravée (KN.m)	Mappuis (KN.m)	Mtravée (KN.m)	Mappuis (KN.m)	Tmax (KN)
	6421.3	3408.9	8668.75	4602.01	1733.40

VI-2-2- 3- Calcul des armatures :

➤ Armatures longitudinales :

As1 = 138.6 cm² soit **12HA32** (As1r = 144.76 Cm²) <<As1 : Armatures inférieures
>> As2 = 26.9 cm² soit **4HA20 + 10HA14** (As2r = 28.15 Cm²) <<As2 : Armatures supérieures >>

➤ Armatures transversales :

2 cadres de HA12 avec espacement de 20 Cm

➤ Armature de peau :

3 cm² /ml soit 3HA12

NB : le ferrailage a été fait par Logiciel SOCOTEC.

VI-2-3- Entretoise :

Le calcul des entretoises se fera comme des poutres continues reposantes sur des appuis simples.

VI-2-3- 1- Sollicitations dues aux charges permanentes :

Comme la dalle porte dans un seul sens donc toutes ces charges ainsi que celles de la chaussée sont supportées par les poutres. Ainsi les entretoises ne reçoivent pas les charges du hourdis et de la chaussée, elles sont sollicitées uniquement sous leurs poids propres.

Mtmax= 1.74KN.m Tmax=7.82KN

VI-2-3- 2- sollicitations dues aux charges d'exploitations :

La charge d'exploitation est constituée de la réaction du vérin (utilisé pour soulever le tablier lors du changement des appareils d'appuis) et de la surcharge due à la roue Br (le convoi le plus défavorable pour l'entretoise (car elles sont courtes et aucun autre convoi

ne peut tenir uniquement sur l'entretoises).

Sous système Br

Le cas le plus défavorable que l'on peut supposer est la roue Br centrée sur l'entretoise. Le coefficient de majoration dynamique est :

$\Delta_{br} = 1.084$ avec $L=20m$, $G=4284.8$ KN et $S=100KN$

$M_{tmax} = 32.47KN.m \Rightarrow \delta_{br} M_{tmax} = 35.37KN.m$ $T_{max} = 100KN \Rightarrow \delta_{br} T_{max} = 108KN$

VI-2-3- 3- Combinaisons des sollicitations aux états limites :

Les sollicitations sont tirées du Robot et les combinaisons seront faites manuellement. Le tableau ci-dessous résume les sollicitations après leurs combinaisons.

Tableau .28 : sollicitations pour les calculs des entretoises après combinaison.

	ELS	ELU	
	Mtravée(KN.m)	Mtravée(KN.m)	Tmax (KN)
Entretoise	42.44	56.59	172.8

VI-2-3- 4- Calcul des armatures :

➤ **Armatures longitudinales inférieures :**

$As1 = 9.4$ Cm² soit 6HA16 ($As1r = 10.05$ Cm²) <<As1 : Armatures inférieures >>

Armatures longitudinales supérieures :

Les armatures supérieures consistent à reprendre les effets dus aux vérins lors de changement des appareils d'appuis. Ainsi ces dernières sont prises forfaitairement égale à :

$As1 \times 1.5$ donc $As2=9.4 \times 1.5 = 14.1$ Cm² soit 8HA14 ($As2r = 16.08$ Cm²)

<<As2 : Armatures supérieures >>

➤ **Armatures transversales :**

1cadre + une épingle de HA10 avec $st = 15$ Cm

➤ **Armatures de peau :**

$$A_p = 3\text{Cm}^2/\text{ml} \times 0.75 = 2.25\text{Cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}10 \text{ (} A_{pr} = 2.51\text{Cm}^2 \text{)}$$

NB : le ferrailage a été fait par Expert Robot 2009 les détails sont joint en annexe

CHAPITRE VII



ETUDE DES EQUIPEMENTS

Etude des appareils d'appui et joint de chaussée

VII-1- Introduction :

Les tabliers des ponts reposent, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc.

Les déplacements du tablier sont dus aux:

- Variation de température.
- Des rotations dues aux surcharges.
- Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques...

Il existe quatre types d'appareils d'appui:

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

VII-2- Appareil d'appui

Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en élastomère fretté. Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du Néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de fretter, la liaison entre les tôles et le Néoprène étant obtenue par cette adhérisation au moment de la vulcanisation.

VII-2-1- Dimensionnement des appareils d'appuis :

D'après le document SETRA BT N°4/1974 :

Hauteur nette de l'élastomère :

La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0,5}$

U_1 : déformation lente (retrait, fluage, température)

- ✓ Dus au fluage $\Delta f = 1.3 \text{ cm}$
- ✓ Dus au retrait $\Delta r = 0,324 \text{ cm}$
- ✓ Dus à la température $\Delta T = 0,324 \text{ cm}$

Avec : $U_1 = \Delta r + \Delta T + \Delta f = 0,01948\text{m} = 19.48\text{mm}$.

Donc : $T \geq 19.48 / 0,5 = 38.96\text{mm}$ on prend $T = 40\text{mm}$.

On prendra : **$T = 40\text{mm} = 4\text{cm}$** ; Soit : **4 feuilles de 10mm**

VII-2-1-1- Hauteur totale de l'appareil d'appui :

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère

t_s : épaisseur d'une frette

SETRA BT N°4/1974 \Rightarrow **$t = 10 \text{ mm}, t_s = 3 \text{ mm}$**

\Rightarrow **H Totale = 52mm**

VII-2-1-2- Détermination de la section :

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$200\text{kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{max.}} = (R_{\text{max}} / ab) \leq 150\text{kg/cm}^2. \text{ Avec :}$$

- σ_m : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max}
- R_{max} : réaction d'appui.
- $200\text{kg/cm}^2 = 2 \text{ MPa}$: condition de non cheminement.
- $150\text{kg/cm}^2 = 15 \text{ MPa}$: condition de non écrasement.

Tel que : $N_{\text{max}} = V_G + V_{D240} = 17.14 + 12.903 = 2211.57 \text{ kg/cm}^2$

D'où : $0.0322\text{m}^2 \leq a \times b \leq 0,5\text{m}^2$

VII-2-1-3- Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Condition de non - flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

$5T \leq a \leq 10T$ $200\text{mm} \leq a \leq 400\text{mm}$

On prend $\begin{cases} a = 250\text{mm} \\ b = 400\text{mm} \end{cases}$

Donc on optera pour un appareil type : « CIPEC 400x250x4(10+3) »

Nous avons donc :

- 3 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 5 \text{ mm}$
- 4 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.
-

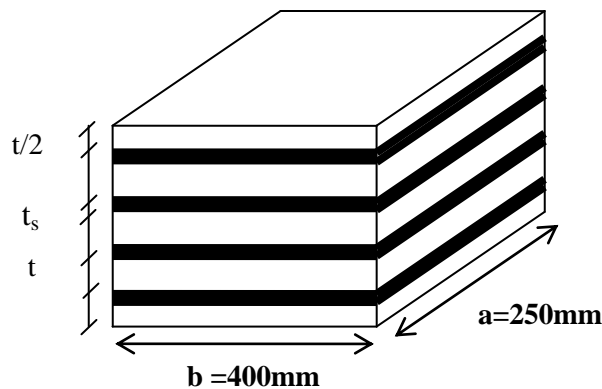


Figure.42. Appareil d'appui.

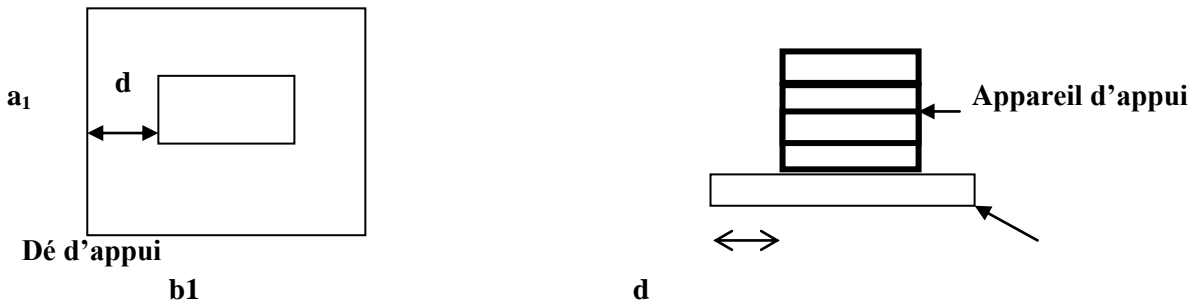


Figure.43. Appareil d'appui + dé d'appui

$$H \geq (2a b / Po) = (2a b) / 2 (a + b) \implies H \geq 15.4\text{cm}.$$

On prend :

$$H = 20\text{cm} \quad \text{avec : } a_1 = 500\text{mm} \text{ et } b_1 = 500\text{mm}$$

VII-2-3- Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions

VII-2-3-1- Efforts de freinage :

Les charges de chaussées, des systèmes A (l) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

a) Système A(l) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A (l) est : $FA = PA / (20 + 0,35\% S)$

PA : le poids donné par la position la plus défavorable de A (l).

S : surfaces chargée donnant l'effet le plus défavorable dans notre cas on deux voies chargées.

$$\text{➤ } S = n \cdot Lr \cdot L = 2 \times 3,8 \times 20 = 152 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ } PA = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L) \cdot S \quad \text{avec :}$$

$$36000$$

$$\text{➤ } A(L) = 230 + \frac{\quad}{L + 12}$$

$$\text{➤ } PA = 189,54 \text{ t.m}^2$$

$$\text{➤ } FA = 9,23 \text{ t}$$

Donc :

$$\text{➤ } HA = FA / 7.$$

$$\text{➤ } HA = 1,31 \text{ t.}$$

a) Système Bc :

On fixe $F = 30\text{t}$

$$\text{➤ } F = Fbc / N \text{ appuis}$$

$$\text{➤ } F = (30 / 2 \times 6) \times 1,1 = 2,75\text{t}$$

Donc la force qui revient a chaque appareil d'appuis $F = 2,75 \text{ t.}$

b) Effort due au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 250 Kg/cm^2 la section latérale sur laquelle agit le vent est : $Hv = S \cdot P$

$$\text{➤ } S = ht \cdot Lt \quad (\text{La section latérale sur la quelle agit le vent})$$

$$\text{➤ } Lt = 20 \text{ m} \quad (\text{porté total des travées}).$$

$$\text{➤ } Ht = 1,35 + 0,25 = 1,60 \text{ m} \quad (\text{hauteurs totales du tablée})$$

D'ou :

$$\text{➤ } S = (1,60) \times 20 = 32,0 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ } P = 0,25 \text{ KN} = 0,025 \text{ t.}$$

$$\text{➤ } H_{\text{vent}} = 0,025 \times 32,0 = 0,8 \text{ t}$$

c) Effort due au séisme :

$$\varepsilon_h = 0,10 \text{ G} \dots\dots\dots \text{horizontalement}$$

$$\varepsilon_v = \pm 0,07 \text{ G} \dots\dots\dots \text{verticalement}$$

Avec le poids propre du tablier : $\dots\dots\dots G = 428,48 \text{ t}$

$$\varepsilon_h = 0.1 \times 428.48 = 42.84 \text{ t} \dots\dots\dots \varepsilon_v = \pm 0.07 \times 428.48 = 29.99 \text{ t}$$

Donc :

$$\varepsilon_h / \text{appui} = 42.84 / 2 \times 6 = 3.57 \text{ t}$$

$$\varepsilon_v / \text{appui} = \pm 29.99 \text{ t} / 2 \times 6 = \pm 2.49 \text{ t}$$

VII-2-4- Vérification :

Sollicitation sous charges verticales :

Contraintes de compression : il faut $\sigma_m < 150 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_m = R_{\max} / a \times b = 29260 / 25 \times 40 = 29.26 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

VII-2-4-1- Contrainte de cisaillement au niveau du frettage créée par cet effort :

$$\tau_N = 1.5 \times \sigma_m / \beta$$

Avec :

β : coefficient de forme:

τ_N : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

σ_m : contrainte de compression sous N_{\max} .

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = (25 \times 40) / (2 \times 1 \times (25 + 40)) = 7.7$$

$$\tau_N = 1.5 \times 22.11 / 7.7 = 4.3 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau_N < \bar{\tau} = 24 \text{ kg/m}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

VII-2-4-2- Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal

a) Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = G \times U1 / T = G \text{ tg } \gamma_1$$

Avec :

G : module d'élasticité transversale

T : hauteur nette de l'élastomère

$$T = 4 \text{ cm}$$

$$\tau_{H1} = G \times U1 / T = 8 \times 1.948 / 4 = 3.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 0.5 \times G = 4 \text{ kg/cm}^2, \tau_{H1} < \bar{\tau} \quad \text{c'est vérifiée}$$

b) Sous un effort dynamique (freinage):

1) Force de freinage dû au B_c :

$$\text{Force de freinage due à } B_c : \quad F = \frac{30.10^3}{16} \times 1.1 = 2.25 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = F / a \times b = 2250 / 25 \times 40 = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

1) Déformation lente + Déformation rapide dues au freinage :

Il faut que : $\tau_H \leq 0,7 G$.

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} = 3.89 + 0,5 \times 2.25 = 5.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_H = 0.7 \times G = 5.6 \text{ kg/m}^2, \tau_H < \bar{\tau}_H \quad \text{c'est vérifiée}$$

VII-2-5- Sollicitation due à une rotation :**a) Condition de non cheminement et non glissement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} \geq 20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ telle que : } \sigma_{\min} \text{ est due au poids propre de poutre} \\ H \leq f \cdot N \text{ max, telle que } f: \text{Coefficient de frottement} = 0.10 + (0.60 / \sigma_{\min}) \end{array} \right.$$

$$N \text{ max} = 22.11 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = 22.11 \times 1000 / (25 \times 40) = 22.11 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Vérifié.}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0.1 + (0.6 / 22.11) = 0.12 \text{ t.}$$

$$f \times N \text{ min} = 0.12 \times 22.11 = 2.65 \text{ t.}$$

- **H due à la déformation lente :**

H : force horizontale correspondante à Nmin.

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 8 \times 25 \times 40 \times 1.948 / 4 = 3.896 \text{ t} < 6.02 \text{ t. Vérifié.}$$

- **H due au séisme :**

$$H_s = \varepsilon h / \text{appui} = 4,6 \text{ t} < 6.02 \text{ t. Vérifié.}$$

VII-2-6- Condition de non soulèvement :

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha_T}{n} = (0.01 - 0.0166) / 4 = 0.00165 \text{ rad}$$

$$\text{Dans ce cas on vérifier que : } \alpha t \leq \frac{3}{B} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m \text{ min}}{G}$$

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$\beta = 7.7$$

$$\alpha_T \leq (3 \times 1 \times 17.14) / (7.7 \times 625 \times 7) = 0.0015 \text{ rad}$$

$$\alpha_T = 0.0015 \leq 0.00426 \text{ rad}$$

module d'élasticité transversale

épaisseur d'un feuillet élémentaire

coefficient de forme

c'est vérifiée

VII-2-7- Condition de non flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} T \leq (a / 5) = 25 / 5 = 5 \text{ cm} \quad T = 4 < 5 \text{ cm c'est vérifiée} \\ \text{Et} \\ T \geq (a / 10) = 25 / 10 = 2.5 \text{ cm} \quad T = 4 > 2.5 \text{ cm c'est vérifiée} \end{array} \right.$$

VII-2-8- Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2$ (Acier E24-1: $e < 3\text{mm}$ {SETRA Bulletin technique})

$t_s \geq 25 \times 22.11 \times 1000 / 7,7 \times 2200 = 0.146 \text{ mm}$ et $t_s \geq 2 \text{ mm}$.

On a : $t_s = 5 \text{ mm}$. C'est vérifié

VII-2-9- Ferrailage de dé d'appui:

La section de frettage doit reprendre un effort égal à $0.04 R_{max}$

$R_{max} = 29.26 t$

$A = 0.04 \times R_{max} / \bar{\sigma}_s$

Avec : $\bar{\sigma}_s = 2 \times f_e / 5$

$f_e = 400$

$A = 0.04 \times 128.17 / 160 = 3.2 \text{ cm}^2$

On prend : $6\varnothing 12 = 4.3 \text{ cm}^2$

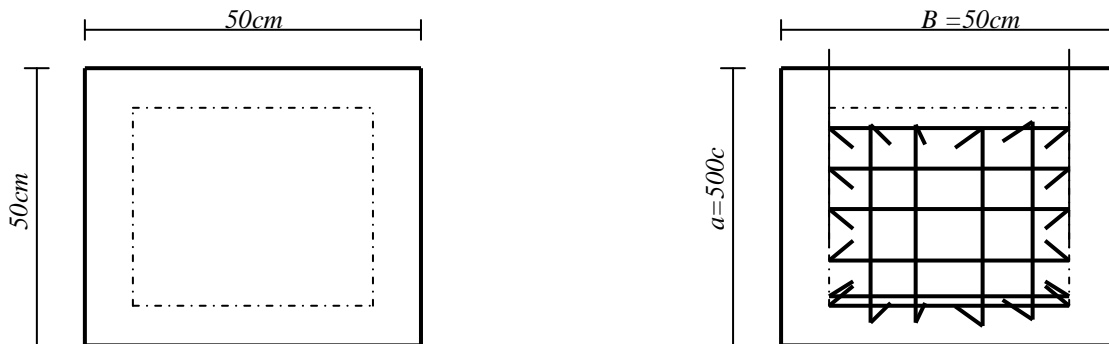
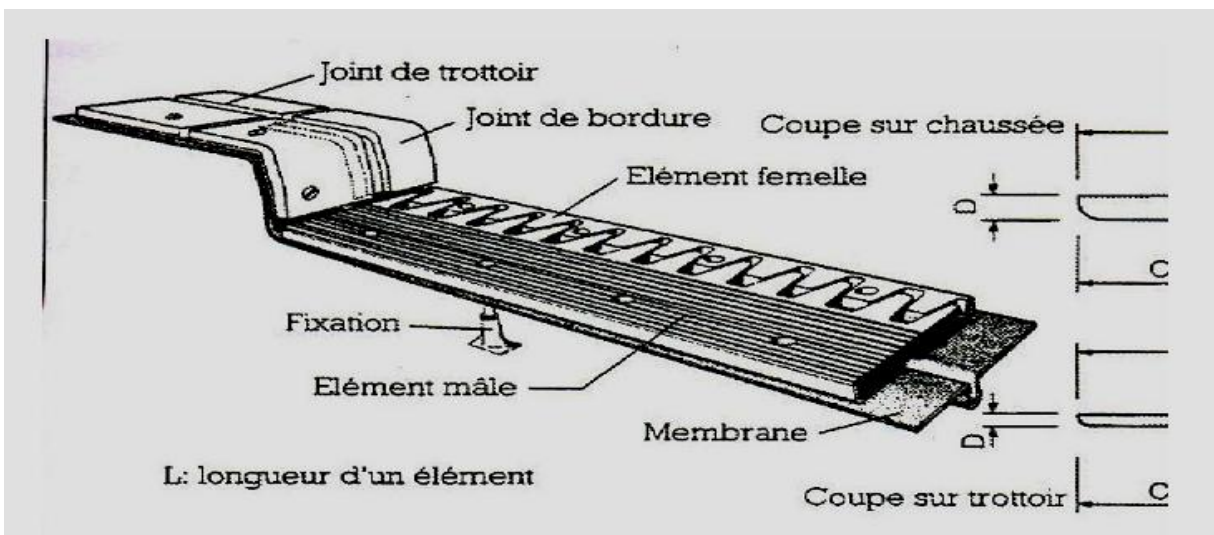


Figure.44. Ferrailage de dé d'appui

VII-3- Calcul du joint de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans le plus part des cas, est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.



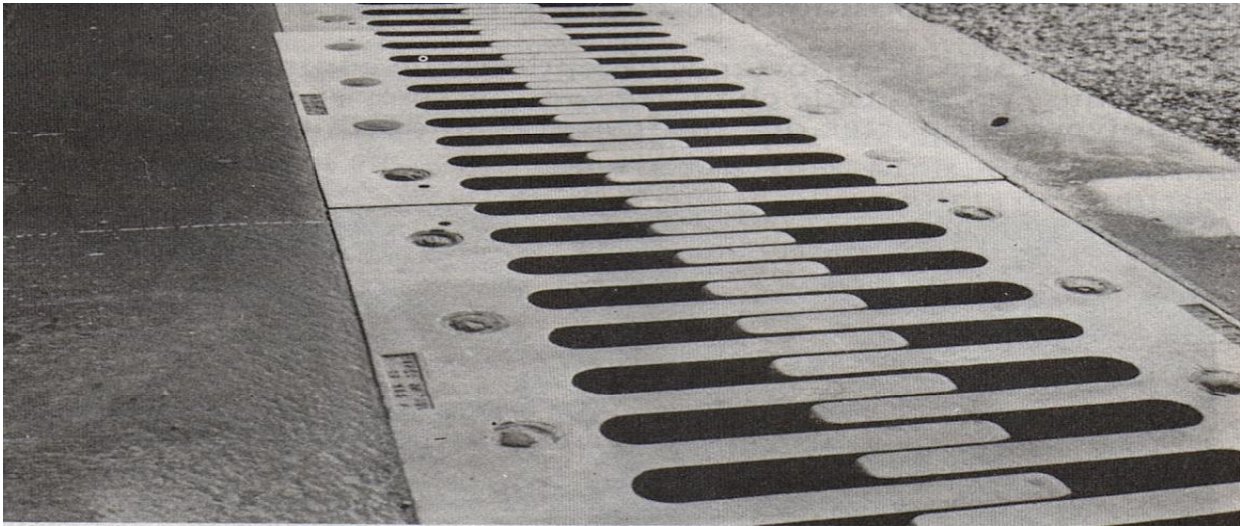


Figure.45 Photo réelle d'un joint de chaussée

VII-3-1- Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- a) Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage ($\Delta t + \epsilon f$) < W.
- b) Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme ($\Delta t + \epsilon S$) < 1,3 W.

W : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints ALGAFLEX.

VII -3-1-1- Déplacement dû aux variations linéaires :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 1.948 \text{ cm.}$$

VII -3-1-2- Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante : $\epsilon f = T H/G S$.

Avec G : module de déformation transversale.

- G = 8 kg/cm² pour des variations lentes.

- G = 16 kg/cm² pour des variations instantanées.

$$\epsilon f = 4 \times 2250 / 16 \times 25 \times 40 = 0.5625 \text{ cm} = 5.625 \text{ mm.}$$

VII-3-1-3- Déplacement dû au séisme :

$\epsilon s = T H_s/G S$. avec $H_s = 4.6 \text{ t/appareil}$.

$$\epsilon s = 4 \times 4600 / 16 \times 25 \times 40 = 1.15 \text{ cm} = 11.5 \text{ mm.}$$

VII-3-1-4- Combinaison :

$$\Delta t + \epsilon f = 19.48 + 5.625 = 25.105 \text{ mm.}$$

$$\Delta t + \epsilon s = 19.48 + 11.5 = 30.98 \text{ mm.}$$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte au joint T50.

CHAPITRE VIII

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE (PILE ET CULEE)

Etude de la pile

VIII-1- Choix de la morphologie :

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types des Sollicitations agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté à la solution d'une pile portique composée de fûts a section circulaire pour les raisons suivantes :

Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et d'éviter l'implantation d'un obstacle fasse à la coure d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

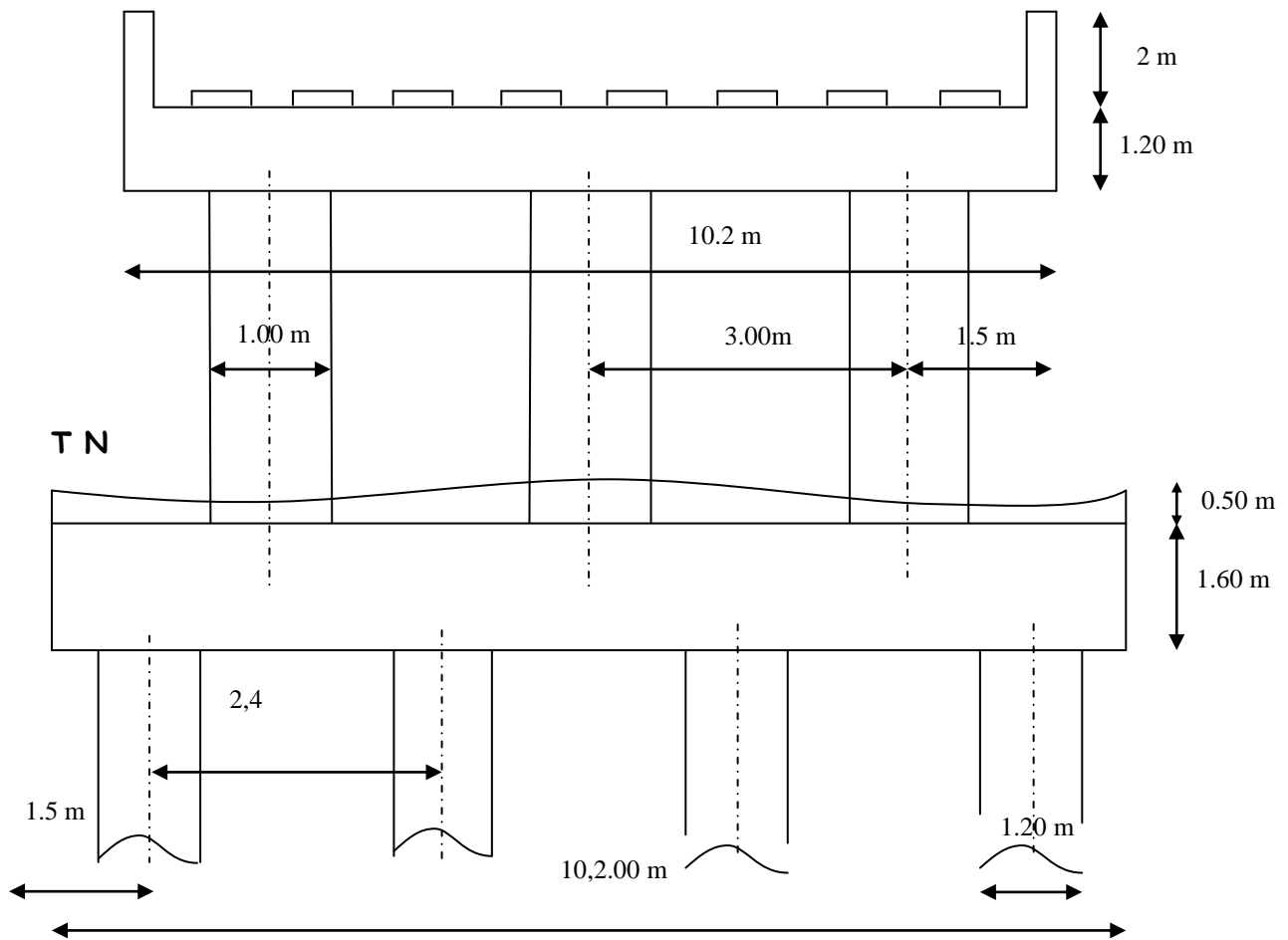


Figure .46: détail de la pile

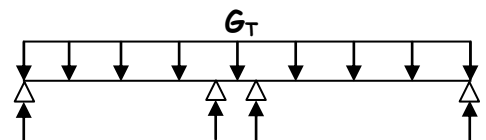
VIII-2- Calcule des efforts :

VIII-2-1- Charges permanentes :

VIII-2-1-1- Poids propre du chevêtre :

$$R G_c = ((2 \times 1,2) - (0,60 \times 0,35)) \times 2,5 \times 10,2$$

$$R G_c = 55.84t$$



VIII-2-1-2- Réaction due au poids propres du tablier :

$$RGT = 428.48 \times 40 / 2 = 8569.60 \text{ t}$$

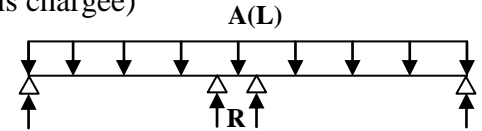
VIII-2-2- Réaction due aux surcharges (calcul des réactions max) :

VIII-2-2-1- Surcharge A(L) : Pour deux travées (cas plus défavorable)

$$A(3L) = 0.23 + \frac{36}{12 + 40} = 0.92 \text{ t/m}^2$$

$$A(L) = A(3L) \times a1 \times a2 = 0.60 \text{ t/m}^2, (a1=0.9, a2=0.92 \text{ pour 2vois chargée})$$

$$RA(L) \text{ max} = 0.60 \times 7 \times 40 / 2 = \mathbf{84 \text{ t}}$$



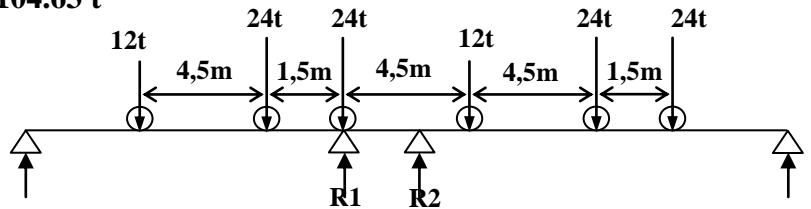
VIII-2-2-2- Surcharge Bc :

Pour deux travées (cas plus défavorable)

$$R1 = [24 \times (20 + 18.5) + 12 \times (14)] / 20 = 54.6 \text{ t}$$

$$R2 = [24 \times (15 + 13.5) + 12 \times (15.9)] / 20 = 43.74 \text{ t}$$

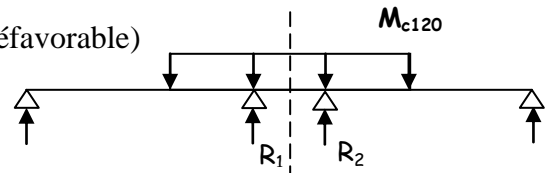
$$Rbc \text{ max} = (54.6 + 43.74) \times 0.95 \times 1.12 = \mathbf{104.63 \text{ t}}$$



VIII-2-2-3- Surcharge Mc120 : Pour deux travée (cas plus défavorable)

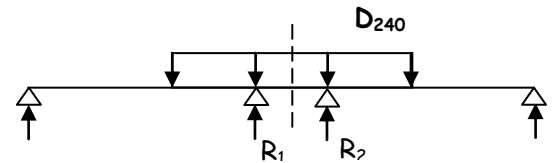
$$R2=R1 = (55 / 20) \times (20-3.05) \times 1.074 = 55.79 \text{ t}$$

$$RMc120 \text{ max} = R2+R1 = \mathbf{111.58 \text{ t}}$$



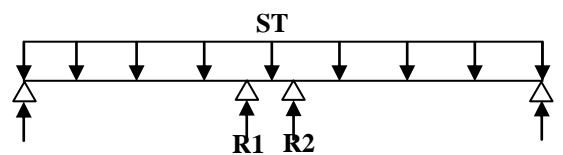
VIII-2-2-4- Surcharge D240 : Pour deux travée (cas plus défavorable)

$$RD240 \text{ max} = 2 R1 = 2 \times (120 / 20) \times 15.25 = \mathbf{183.00 \text{ t}}$$



VIII-2-2-5- Surcharge trottoirs : Pour deux travée (cas plus défavorable)

$$RST \text{ max} = 2R1 = 1.155 \times (40 / 2) = \mathbf{23.1 \text{ t}}$$



VIII-3- Calcul du chevêtre

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur les trois fûts

VIII-3-1- Détermination des sollicitations dans le chevêtre

- Poids propres de chevêtre **PC** : $R_{GC} = \frac{55.84}{10} = 5,58 \text{ t/ml}$
- Réaction due au poids propres tablier **PP** : $R_{GT} = \frac{428.48}{7} = 61.21 \text{ t par poutre}$
- Réaction due au surcharge **A(L)** : $R_{A(L)Max} = \frac{84}{7} = 12 \text{ t par poutre}$
- Réaction due au Surcharge **Bc** : $R_{BcMax} = \frac{104.63}{7} = 14.94 \text{ t par poutre}$
- Réaction due au Surcharge **Mc120** : $R_{Mc120Max} = \frac{111.58}{7} = 15.94 \text{ t par poutre}$
- Réaction due au Surcharge **D240** : $R_{D240Max} = \frac{183.8}{7} = 26.25 \text{ t par poutre}$
- Réaction due au Surcharge de trottoir **ST** : $R_{STmax} = \frac{23.1}{7} = 3.3 \text{ t par poutre}$

VIII-3-2- Combinaison d'action➤ **AL'E.L.S**

$$PP + 1,2(A(L) + St) = 61.21 + 1.2 \times (12 + 1.85) = 77.83 \text{ t}$$

$$PP + D_{240} = 61.21 + 26.25 = 87.46 \text{ t}$$

$$RE.L.S \text{ max} = 81.70 + R_{Gc} = 81.70 + 5.48 = 87.18 \text{ t}$$

➤ **AL'E.L.U**

$$1,35.PP + 1,6(A(L) + St) = 1.35 \times 61.21 + 1.6 \times (12 + 1.85) = \mathbf{104.79 \text{ t}}$$

$$1,35.PP + 1,35D_{240} = 1.35 \times (61.21) + 1.35 \times (26.25) = \mathbf{165.26 \text{ t}}$$

$$RE.L.U \text{ max} = 109.96 + 1.35 R_{Gc} = 109.96 + 1.35 \times 5.48 = \mathbf{117.35 \text{ t}}$$

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide des logiciels SAP 2000 et SOCOTEC:

➤ **Résultats :**

$$\text{Le moment max à mi travée est : } \begin{cases} M_{ELS} = 86.06 \text{ t.m} \\ M_{ELU} = 115.82 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Le moment max sur appui est : } \begin{cases} M_{ELS} = 186.42 \text{ t.m} \\ M_{ELU} = 250.87 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{L'effort tranchant max sur appui est : } \begin{cases} T_{ELS} = 227.36 \text{ t} \\ T_{ELU} = 305.96 \text{ t} \end{cases}$$

VIII-3-3- Ferrailage de chevêtre à la flexion (ferrailage à L'ELU)**VIII-3-3-1- Armature Longitudinale :**

Section (2x1.2) m²

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

Acier FeE40 A (Fe=400MPa)

Coefficient D'équivalence acier/béton $n=15$

Coefficient De sécurité du béton $\gamma_b=1.5$

Coefficient De sécurité du l'acier $\gamma_s=1.15$

Coefficient De durée du chargement : $\theta=1$

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

Section d'armature supérieure

$A_s=69.11\text{cm}^2$; soit : **9HA 32** (72.38 cm^2)

Section d'armature inférieure

$A_s=31.31\text{ cm}^2$; soit : **9HA 25** (44.18 cm^2)

VIII-3-3-2- Armature transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min [0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU égal : 305.96 t.

$$\tau_u = 3.0596 / (2 \times 1.08) = 1.42 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée, les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20cm d'après « **S.E.T.R.A** »

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \gamma_s b_0 \implies A_t \geq \mathbf{7.57 \text{ cm}^2}$$

$$\tau_u = 1,42 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1,15 \text{ cas de combinaison fondamentale}$$

$$f_{ij} = 2,1 \text{ MPa} \quad K = 1 \text{ Cas de flexion simple sans reprise de bétonnage}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \alpha = 90^\circ \text{ Inclinaison des armateurs}$$

$$b_0 = 2 \text{ m} \quad S_t = 15 \text{ cm} \text{ Espacement entre les armateurs transversaux.}$$

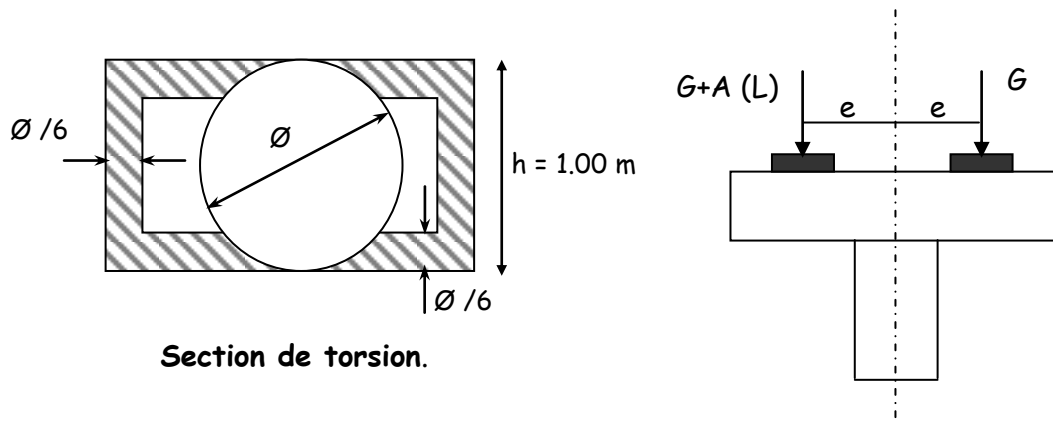
VIII-3-3-3- Calcul de section d'armature minimale

$$A_{\min} \geq \frac{0,4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e}, \quad A_{\min} = 3 \text{ cm}^2, \quad A_{t1} = \max(A_t, A_{\min}) = 7.57 \text{ cm}^2$$

VIII-3-3-4- Etude du chevêtre à la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'**une seule travée est chargée**. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi = $\emptyset/6 = 0,2 \text{ m}$ telle que : $\emptyset = 1.00 \text{ m}$, $e = 55 \text{ cm}$



Section de torsion.

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage de la surcharge A(L),

VIII-3-3-4-1- Calcul du moment de torsion :

a) moment de torsion du au surcharge A(L) :

$$M_{u1} = 1.35 [(R_G + R_{A(L)}) \times e - R_G \times e]$$

$$M_{u1} = 1.35 \times R_{A(L)} \times e = 1.35 \times 12 \times 0.55$$

$$M_{u1} = 8.91 \text{ t.m}$$

b) moment de torsion du au poids propre G :

Pour les surcharges permanentes, on doit considérer les cas de l'ouvrage en construction c -à -d une seule travée repose sur le chevêtre.

$$R_G = 61.21 / 2 = 30.6 \text{ t/appui}$$

$$\text{Donc } M = 1.35 \times R_G \times e = 1.35 \times 30.6 \times 0.55 = 22.72 \text{ t.m}$$

$$\text{On prend } M/2 \text{ donc } 22.72 / 2 = 11.36 \text{ t.m (S.E.T.R.A)}$$

$$\text{Donc } M_{u2} = 11.36 \text{ t.m}$$

c) moment de torsion du au force de freinage :

On considère un moment de torsion M_{u3} du au l'effort de freinage.

$$F_t = (30/2) \times 1.2 = 18 \text{ t (voir appareil d'appui)}$$

$$M_{u3} = 1.35 \times F_t \times h/2 = 1.35 \times 18 \times 1.2/2 = 14.58 \text{ t.m}$$

$$M_{tu \text{ max}} = (M_{u1}, M_{u2}, M_{u3})$$

$$M_{tu \text{ max}} = (8.91, 11.36, 14.58), \text{ Donc : } M_{tu \text{ max}} = 14.58 \text{ t.m}$$

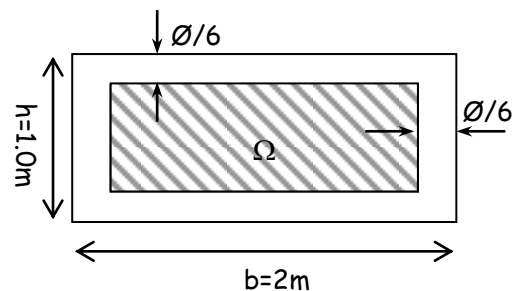
VIII-3-3-4-2- Ferrailage de chevêtre à la torsion :

Contraintes tangentielles :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle de chevêtre et de la largeur l_t limitée au diamètre du fut.

Hauteur de chevêtre :

$$\begin{cases} l_t = b \text{ si } b \leq x + h. \\ l_t = x + h \text{ si } b > x + h. \\ x + h = 1,5 + 1,00 = 2,5 \text{ m} > b = 2 \text{ m} \implies l_t = 2 \text{ m}. \\ b_n = \text{Ø} / 6 = 1,00 / 6 = 0,16 \text{ m}. \end{cases}$$



Section de torsion

$$\Omega = (2 - 2 \times 0,16) \times (1.0 - 2 \times 0.16) = 1.14 \text{ m}^2.$$

La contrainte tangentielle : $\tau_{bt} = M_{tu\ Max}/2 \Omega b_n = 14.58 \times 10^{-2}/(2 \times 1,14 \times 0,2)$

$$\tau_{bt} = 0.38 \text{ MPa.}$$

on doit vérifier : $\tau_u + \tau_{bt} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.42 \text{ MPa}, \tau_{bt} = 0.38 \text{ MPa} \implies 1.42 + 0.38 = 1.80 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

τ_u : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

τ_{bt} : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement limite.

a) Armatures longitudinales :

$$A_{sl} \geq \frac{M_{tu\ Max} U}{2 \Omega f_e / \gamma_s} = 14.01 \text{ cm}^2.$$

Avec U : périmètre extérieur = 6,4 m.

Donc : on prend **6HA20 pour $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$** .

b) Armatures transversales :

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tu\ Max}}{2 \Omega f_e / \gamma_s} St = 0.32 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 15 \text{ cm}$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2}$ (d'après SETRA)

D'où : $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 7.57 + 0.32 = 7.90 \text{ cm}^2$

D'après le B.A.E.L on prend **1 cadre HA12 et 7 étriers HA8 ($A_t = 9.3 \text{ cm}^2$)**, avec un espacement de **15 cm**

c) Pourcentage minimum des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4b_0 / f_e \implies A_t \geq 3 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

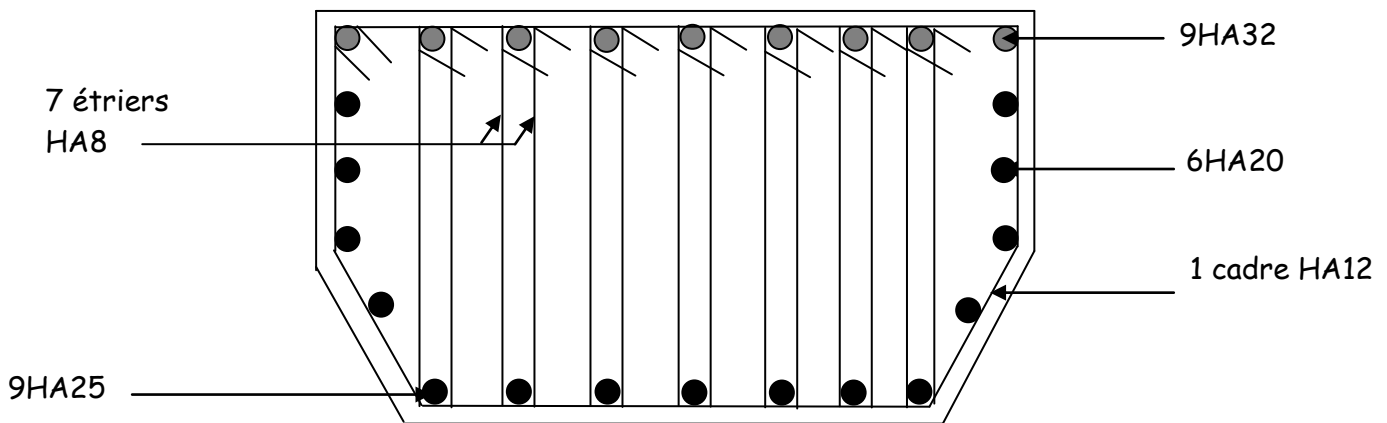


Figure. 47. Ferrailage du chevêtre

VIII-4- Etude du fût :

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont sollicités en flexion composée.

VIII-4-1- Evaluation des charges et surcharges en conditions normales :

a) Charges verticales :

➤ *Charge permanente :*

- Poids propre du tablier : $V_t = \frac{428.48}{3} = 142.82 \text{ t/fut}$
- Poids propre du chevêtre : $V_c = \frac{55.84}{3} = 18.61 \text{ t/fut}$
- Poids propre du fût : $V_f = 2,5 \left[\frac{\pi(1)^2}{4} \cdot 4.70 \right] = 9.22 \text{ t/fut}$

➤ *Surcharges*

Poids de surcharges de A(L) : $V_{A(L)} = 106.64/3 = 35.54 \text{ t/fut}$

La Charges verticales totale : $Q_v = 206.19 \text{ t/fut}$

b) charges horizontales :➤ *Les efforts horizontaux :*

- Freinage dû au système Bc : $H_{BC} = 18/3 = 6 \text{ t/fut}$
- Freinage dû à A (L) : $H_A = ((14.32/2) \times 1.00)/3 = 2.38 \text{ t/fut}$
- Vent : Le vent agit sur la face latérale du pont avec un transité de vent $0,20 \text{ t/m}^2$
Fut + chevêtre : $H_{V1} = 0,20 (3 \times 1,00 \times 4.20 + 2.00 \times 1.20) = 3.00 \text{ t}$
 $H_{Vent} = 3.00/3 = 1.00 \text{ t/fut}$

➤ *Variation linéaire :*

D'après le fascicule 61 titre II on a un choc de 50t ($v = 90 \text{ km/h}$) appliquée à 1.50 m au dessus du niveau de la chaussée.

*VIII-4-2-Calcul des sollicitations :**1er combinaison : condition normal (sans séisme).*

- a) *charge verticale* : $N = Q_v = 206.19 \text{ t/fut}$
- b) *charge horizontale* :
 - Freinage + variation linéaire = 71.97 t.m
 - Freinage + vent = $(\sqrt{M_f^2 + M_v^2}) = 45.71 \text{ t.m}$

2^{eme} combinaison : Condition extrême (avec séisme) :

Séisme vertical = $\pm 0.07G = \pm 51.50t$

a) charge verticale :

$$N_{\max} = 206.19 \times (1 + 0.07) = 220.62 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 206.19 \times (1 - 0.07) = 191.75 \text{ t}$$

b) charge horizontale :

Séisme horizontal = $0.1 \times G = 42.84 \text{ t}$

Séisme + variation linéaire = $42.84 + 3.47 = 46.31 \text{ t}$

$M_s = 0.1 ((245.17 \times 7.6) + (25.73 \times 5.3) + (13.28 \times 2.35)) = 203.09 \text{ t.m}$

- $M_{\text{Séisme}} = M_s = 203.09 \text{ t.m}$

- $M_{\text{Variation linéaire}} = M_{v.l} = 26.37 \text{ t.m}$, Donc $M_t = M_s + M_{v.l} = 229.46 \text{ t.m}$

VIII-4-3- Ferrailage de fut :

Le fut sera calcule en flexion composée :

➤ **Condition normale :**

$$N_{ser}=206.19 \text{ t}$$

$$N_u=1.35 \times 206.19 = 278.35 \text{ t}$$

$$M_{u1}=1.6 \times 14.58 + 1.35 \times 26.37 = 58.91 \text{ t.m}$$

$$M_{ser1}=14.58 + 1.2 \times 26.37 = 46.22 \text{ t.m}$$

➤ **Condition extrême (avec séisme) :**

$$N_{min}=191.75 \text{ t}$$

$$M_{u2}=203.09+26.37=229.46 \text{ t.m}$$

$$M_{ser2}=203.09+26.37=229.46 \text{ t.m}$$

a) Armatures longitudinales :

➤ **Ferrailage de fut a L'ELU en conditions normales : SOCOTEC**

$\left. \begin{array}{l} N_u = 278.35 \text{ t} \\ M_u = 108.56 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 5 \text{ cm} \\ \text{Diamètre} = 1.00 \text{ m} \\ \text{Béton} = 35 \text{ MPa} \\ \text{Acier} : f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\}$	\Rightarrow	$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 0.00 \text{ cm}^2 \text{ (D'après SOCOTEC)} \\ A_{s \text{ min}} = 0.23 \pi x ((1^2)/4) \times 2.4 \times 10^4 / 400 = 6.5 \text{ cm}^2 \\ \text{soit : } \mathbf{6HA12 (6.79 \text{ cm}^2)} \end{array} \right.$
--	---------------	---

➤ **Ferrailage de fut a L'ELU en conditions sismique : SOCOTEC**

$\left. \begin{array}{l} N_{min} = 330.58 \text{ t} \\ M_u = 229.46 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 5 \text{ cm} \\ \text{Diamètre} = 1.2 \text{ m} \\ \text{Béton} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Acier} : f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\}$	\Rightarrow	$A_s = 67.95 \text{ cm}^2, \text{ soit : } \mathbf{19HA20 (68.08 \text{ cm}^2)}$ $S_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{22} \approx 17 \text{ cm}$
---	---------------	---

b) Armature Transversales :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 32 / 3 = 6.67 \text{ mm}$$

On a espacement minimal $\leq 15\phi_l = 15 \times 2.0 = 30 \text{ cm}$

On prend $\phi_t = 10 \text{ cm}$ avec un espacement de : 15 cm pour la (zone de fonctionnement)

25 cm pour la (zone centrale).

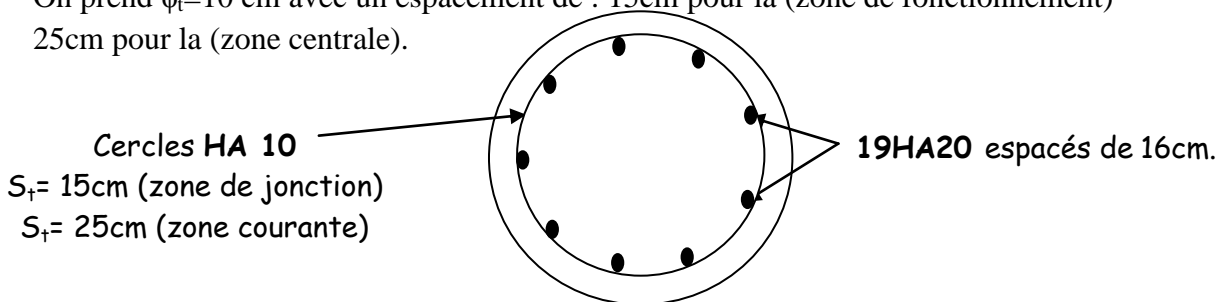


Figure. 48. Ferrailage du fût

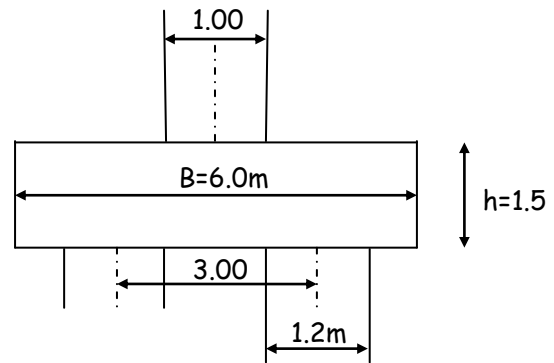
VIII-5- Étude de la semelle :

VIII-5-1- Les dimensions de la semelle :

Longueur L= 10.20 m

Largeur B = 6.00 m

Hauteur h= 1.5 m



VIII-5-2- Evaluation des efforts :

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 donné par la formule suivante :

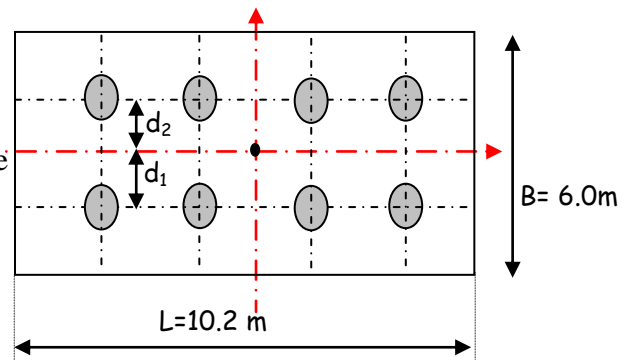
$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec, les hypothèses suivantes

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

Poids de la semelle : P semelles=229.5 t

Poids de la terre : P terre=50 t



a) Condition normale :

$$\begin{cases} N = 206.19 \times 3 + 229.5 + 50 = 898.07t \\ M = 77.24 \times 3 = 231.72t.m \end{cases}$$

$$N_{1MAX} = \frac{898.07}{8} + \frac{231.72 \times 1.5}{8 \times 1.5^2} = 128.34t$$

$$N_{1MIN} = \frac{898.07}{8} - \frac{231.72 \times 1.5}{8 \times 1.5^2} = 97.40t$$

b) Condition sismique :

$$\begin{cases} N = 191.75 \times 3 + 229.5 + 50 = 471.25t \\ M = 229.46 \times 3 = 688.38t.m \end{cases}$$

$$N_{1MAX} = \frac{898.07}{8} + \frac{688.38 \times 1.5}{8 \times 1.5^2} = 160.05t$$

$$N_{1MIN} = \frac{898.07}{8} - \frac{688.38 \times 1.5}{8 \times 1.5^2} = 64.44t$$

VIII-5-3- Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h'}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5 - 0.10}{\frac{3.00}{2} - \frac{1.00}{4}} = 1.12$$

$$\Rightarrow \alpha = 45^\circ \text{ (c'est vérifié)}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,25 \text{ m (c'est vérifié)}$$

➤ **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{128.34}{2670} \cdot \frac{140 \times 10^3}{150}$$

$$A_1 = 54.86 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 = \frac{160.05}{4000} \cdot \frac{140 \cdot 10^3}{150}$$

$$A_2 = 37.34 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable c'est la condition normale

$$A_s = A_1 = 54.86 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 16 \text{ HA } 25 \text{ (} A_s = 64.54 \text{ cm}^2 \text{)}$$

L'espacement est de :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{N - 1}$$

N : Nombre de barre, d : Enrobage 10 cm, Φ : Diamètre de pieu

$$S_t = \frac{120 + 160 - 10}{16 - 1} = 18 \text{ cm}, \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 160 + 120 = 280 \text{ cm}$

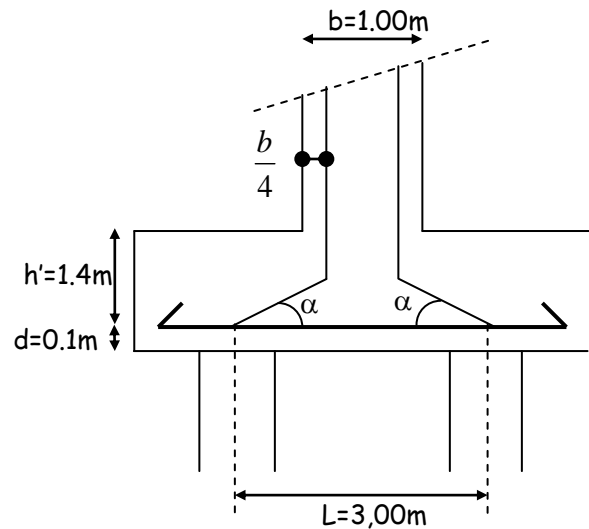
Entre les différents bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que

$$A_r = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \cdot 54.86 = 18.28 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 8 \text{ HA } 20 \text{ (} A_s = 25.13 \text{ cm}^2 \text{)}$$

a) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Pour assure la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utiliser les armatures de répartition, tel que :

$$A_2 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 54.86 = 18.28 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 8 \text{ HA } 20 \text{ (} A_s = 25.13 \text{ cm}^2 \text{)}$$



$$S_t = \frac{\Phi + h - 10}{8 - 1} = 38.57 \text{ cm} , \text{ On prend } S_t = 35 \text{ cm}$$

b) *Armatures de construction :*

➤ *armatures transversales supérieures :*

$$A_3 = \frac{A}{10} = \frac{54.86}{10} = 5.48 \text{ cm}^2 , \text{ Soit } 7 \text{ HA12 } A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement } S_t = \frac{\Phi + h - 10}{7 - 1} = 48.33 \text{ cm} , \text{ On prend } E = 45 \text{ cm}$$

➤ *armatures longitudinales inferieur :*

$$A_4 = \frac{A}{3} = \frac{67.02}{3} = 22.34 \text{ cm}^2 , \text{ Soit } 8 \text{ HA20 } A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{\Phi + h - 10}{8 - 1} = 41.43 \text{ cm} , \text{ on prend } S_t = 40 \text{ cm}$$

➤ *Armatures latérales :*

$$A_5 = \frac{A}{10} = \frac{54.86}{10} = 5.48 \text{ cm}^2 , \text{ Soit } 7 \text{ HA12 } A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement } S_t = \frac{\Phi + h - 10}{7 - 1} = 48.33 \text{ cm} , \text{ On prend } E = 45 \text{ cm}$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1 m**.

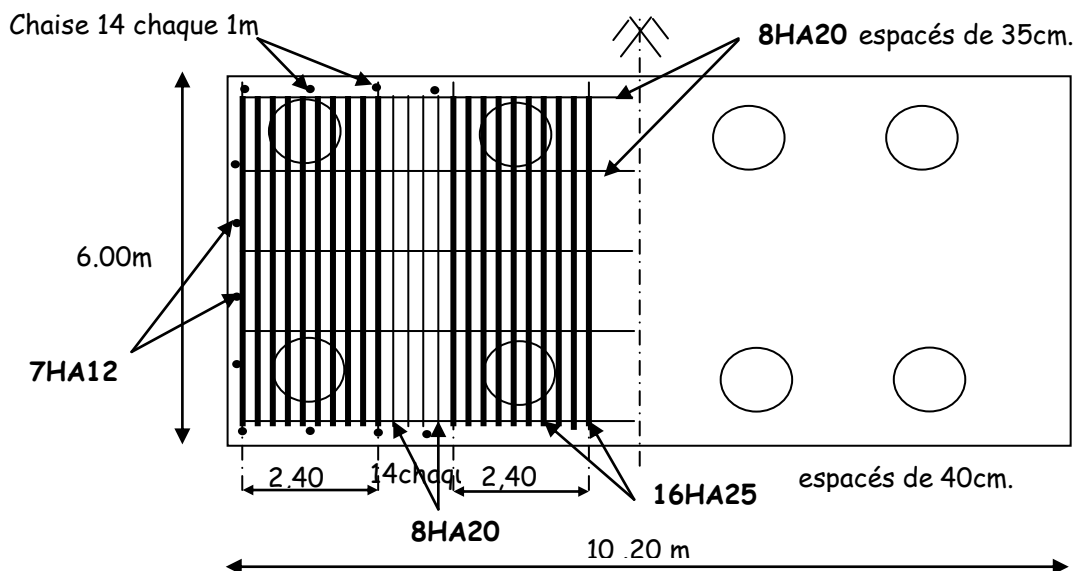


Figure.49 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).

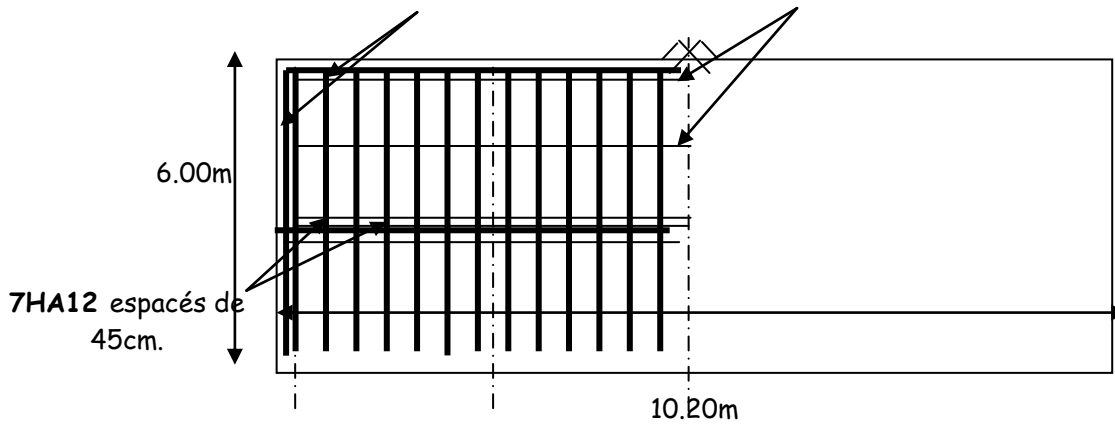


Figure. 50. Ferrailage de la semelle (nappe superieur).

VIII-6- Etude et ferrailage des pieux

VIII-6-1-Action sur pieux :

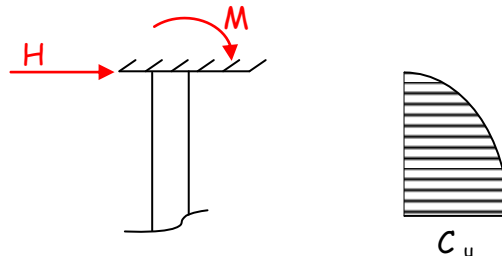
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0$$

b : diamètre du pieu

C_U : module de réaction du sol

y : déplacement en tête du pieu



Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$ α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode 'WERNER'

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

➤ **Calcul de λ :**

$$b = \phi_{\text{pieu}} = 1.20m, C_U = L = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 21000 \sqrt{300} = 363730.67 \text{ kg/cm}^2$$

I : moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.20)^4}{64} = 0.102 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.2594 \text{ m}^{-1}$$

λ = Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où $\lambda L = 0.2594 \times 13 = 3.372$, avec L la longueur de pieu = 13 m

VIII-6-2-Effort tranchant en tête du pieu :

➤ **Condition normale :**

Freinage = 18 t

Variation linéaire : H = 13 t

$$\text{Soit par pieu : } \bar{P} = \frac{H}{8} + \frac{18}{8} = 3.87t / \text{pieu}$$

➤ **Condition sismique :**

$$\text{Séisme} = 73.55 \text{ t}$$

$$\text{Variation linéaire } H = 13 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{H}{8} + \frac{73.55}{8} = 10.81t / \text{pieu}$$

VIII-6-3-Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissent 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, est 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

$$\lambda : \text{coefficient d'amortissement} = \frac{1}{\alpha}$$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Données par les abaques de WARNER en fonction de λL

H : effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0$$

$$\Rightarrow M(z) = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 2 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.35 & \chi_{\theta M} = 1.69 \\ \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16 & \chi_{\theta M} = 1.48 \end{cases}$$

$$\lambda L = 2.594 / \text{pieu} \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.237 \quad \chi_{\theta M} = 1.565$$

➤ **Condition normale :**

$$\bar{P} = 3.35t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -10.21t.m$$

➤ **Condition sismique :**

$$\bar{P} = 10.81t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -31.99t.m$$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ en fonction de z : Tirés des abaques de WARNER

Tab .29. Les Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ en fonction de z

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{(M,p)}$								
\bar{M}	0.97	0.88	0.65	0.44	0.26	0.10	0.04	0.01
\bar{P}	0.38	0.63	0.66	0.56	0.42	0.25	0.14	0.04

VIII-6-4-Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

➤ Condition normale :

$$M(z) = -10.81 \times \chi_{\theta M} + \frac{3.35}{0.2594} \times \chi_{\theta P}$$

➤ Condition sismique :

$$M(z) = -31.99 \times \chi_{\theta M} + \frac{10.81}{0.2594} \times \chi_{\theta P}$$

Tableau récapitulatif donnant les moments (t.m) en fonction de Z :

Tab .30. les moments (t.m) en fonction de Z

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{(M,p)}$								
Condition normale	8.65	4.93	1.66	-0.04	-0.93	-1.26	-0.91	-0.28
Condition sismique	31.99	15.47	5.20	-0.10	-2.91	-3.95	-2.86	-0.87

VIII-6-5- Ferrailage des pieux :

a) Armatures longitudinales :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

$$N_{\min} = 117.69 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 31.99 \text{ t.m}$$

$$D=1.20\text{m}, R=0.60\text{m}, d=6\text{cm}, M_r=M_{\max}, N_r=N_{\min}, \beta_w=f_{c28}, \sigma_f=f_e, F_a=A_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0,00786 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0,0347 \end{array} \right. \quad \omega=0.06 \quad \Longrightarrow \quad (\text{tirés par l'abaque de WALTHER})$$

$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,06 \Rightarrow F_a = 50,87 \text{ cm}^2$. On prend **18 HA20** pour $A_S = 56,54 \text{ cm}^2$.

$$S_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{18} \approx 21 \text{ cm}$$

b) *Armatures transversales :*

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \implies \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ cm}$$

On prend des cercles hélicoïdaux **HA10** espacés de 20 cm en zone courante et de 15 cm en zone de jonction (pieu – semelle)

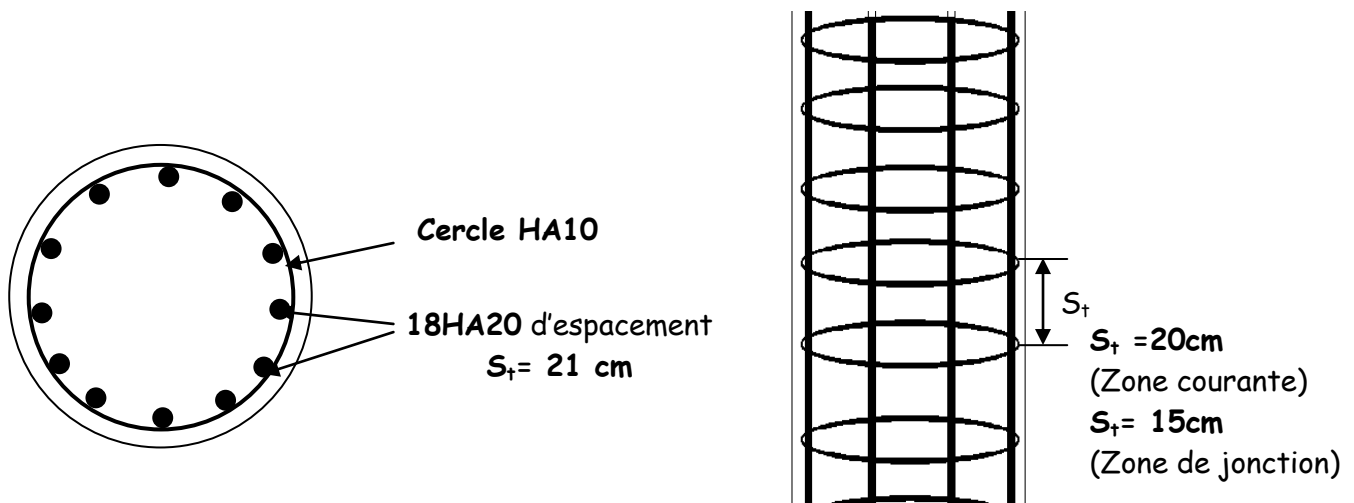


Figure. 51. Ferrailage des pieux

VIII -7- Etude Da La Culee

VII-7-1-Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

VIII-7-2- Pré dimensionnement du cule :

D'après les données relatives à la portée (les cotes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est $H_{\text{culée}} = 8 \text{ m}$

a) *Mur garde grève :*

$$H = 1,90 \text{ m}, E = 0,30 \text{ m}$$

b) *Dalle de transition :*

$$L = 5,00 \text{ m}, E = 0,30 \text{ m}$$

c) *Semelle :*

$$L = 10,2 \text{ m}, E = 1,50 \text{ m}$$

d) *Mur en retour :*

$$L = 5,00 \text{ m}, E = 0,50 \text{ m}$$

e) *Mur frontal :*

L=10.2m, E=1,2m

f) *corbeau* :

L=10 m, E=0.25m

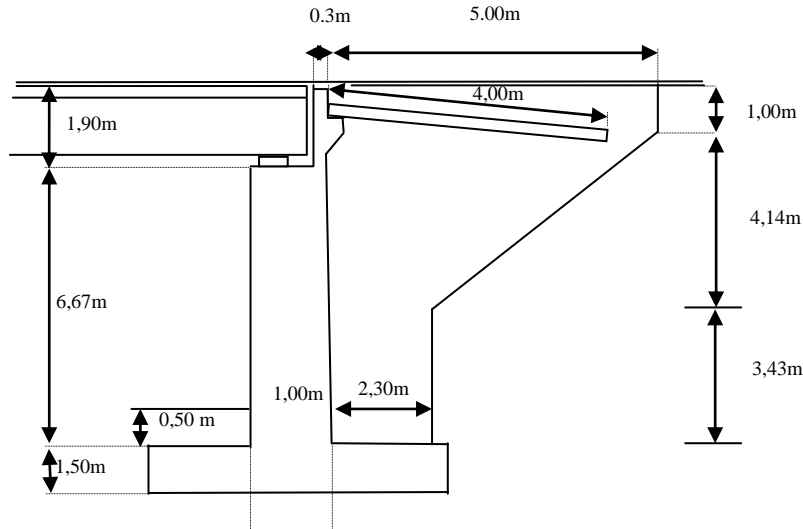


Figure.52. Coupe longitudinale

VIII-7-3- Evaluation des efforts sollicitant la culée :

VIII-7-3-1- Détermination du coefficient de poussée λ_{ah} :

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec

$\varphi = 35^\circ$: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)}$ Avec :

$\varepsilon_H = 0,1$ Coefficient sismique horizontale

$\varepsilon_V = 0,07$ Coefficient sismique verticale

$\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$

Tab .31. Valeurs des paramètres λ_{ah} , K et θ

Action de séisme	ε_H	ε_V	K	θ	λ_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0,271
Condition séismique	0,1	0,07	1,074	5,32	0,346
	0,1	-0,07	0,93	6,13	0,307

VIII-7-3-2- Détermination des différents cas de charge :

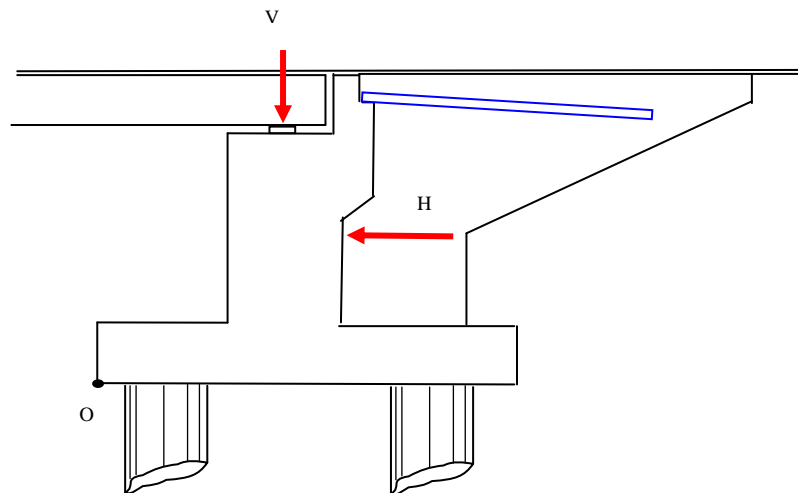


Figure.53. Coupe longitudinale

➤ *Poussée des surcharges de remblai*

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q \times S$

Avec S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L \quad \text{avec } \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3, \text{ poids volumique des terres.}$$

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_S : Désigne le moment stabilisant.

M_r : Désigne le moment renversant.

➤ *Vérification de la stabilité*

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur le tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

a)-*Stabilité au renversement* :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,00 \quad \text{Condition sismique}$$

b)-*Stabilité au glissement* :

$$\frac{V}{H} \times \text{tg } \varphi \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \times \text{tg } \varphi \geq 1,00 \quad \text{Condition sismique}$$

XIII-7-3-2-1- Charge permanente :

Tab .32. Valeurs des moments dus à la charge permanente

Désignation	εH	P	$\varepsilon H.P$	ε	$(1+\varepsilon).P$	MR	MS
Poids de Tablier	0	428.48	0	0	428.48	0	1029.7
	0.1		42.848	0.07	458.47	358.86	1101.78
	0.1		42.848	-0.07	398.48	358.86	957.62
Mur garde grève	0	20.9	0	0	20.9	0	68.55
	0.1		2.09	0.07	22.36	19.06	73.35
	0.1		2.09	-0.07	19.44	19.06	63.75
Mur de front	0	308.26	0	0	308.26	0	863.13
	0.1		30.826	0.07	329.84	148.89	923.55
	0.1		30.826	-0.07	286.68	148.89	802.71
Mur en retour	0	46.12	0	0	46.12	0	276.72
	0.1		4.612	0.07	49.35	25.09	296.09
	0.1		4.612	-0.07	42.89	25.09	257.35
Semelle	0	330.12	0	0	330.12	0	924.34
	0.1		33.012	0.07	353.23	26.41	989.04
	0.1		33.012	-0.07	307.01	26.41	859.63
Poids de la dalle de transition	0	52.77	0	0	52.77	0	328.76
	0.1		5.277	0.07	56.46	49.5	351.77
	0.1		5.277	-0.07	49.08	49.5	305.74
Corbeau	0	8.8	0	0	8.8	0	22.88
	0.1		0.88	0.07	9.416	5.87	24.48
	0.1		0.88	-0.07	8.184	5.87	21.28
Dis d'appuis	0	1	0	0	1	0	2.8
	0.1		0.1	0.07	1.07	0.92	2.99
	0.1		0.1	-0.07	0.93	0.92	2.60
Poids des Terre patin arrières	0	461.81	0	0	461.81	0	2085.07
	0.1		46.181	0.07	494.15	267.16	2231.03
	0.1		46.181	-0.07	429.48	267.16	1939.12
Poids des Terre patin avant	0	30.7	0	0	30.7	0	33.31
	0.1		3.07	0.07	32.85	5.37	35.64
	0.1		3.07	-0.07	28.55	5.37	30.98
Poids des terres sur DT	0	66.02	0	0	66.02	0	273.32
	0.1		6.602	0.07	70.64	62.52	292.45
	0.1		6.602	-0.07	61.4	62.52	254.19
Surcharges sur remblai ($1t/m^2$)	0	79.23	0	0	79.23	0	493.60
	0.1		7.923	0.07	84.78	82.95	528.16
	0.1		7.923	-0.07	73.68	82.95	459.05
Totale	//	//	0	//	1773.48	0	6402.18
			177.35		1897.62	1001.55	6850.33
			177.35		1649.33	1001.55	5954.03

VIII-7-4- Ferrailage des éléments de culée :**VIII-7-4-1- la dalle de transition :****VIII-7-4-1-1- Evaluation des efforts :**

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de

Poids propres : 0,75 t/m

Poids de remblais : 1,71 t/m

Surcharges : 1,00 t/m

On utilise la combinaison d'action à L'E.L.U sachant que $P = 1,35G + 1,6Q$

D'où, $P = 4,92 \text{ t/m}^2$

$$M_u = \frac{P.L^2}{8} = 15,375 \text{ t.m/ml}$$

VIII-7-4-1-2- ferrailage :

$$M_u = 15,375 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

Avec, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$\theta = 1$ Et $\gamma_b = 1,5$

D'où, $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$

Avec, $M_u = 15,375 \text{ t.m/ml}$ (sous l'effet de la combinaison maximale)

$$d = 0,9.h = 0,9.0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{D'où, } \mu = \frac{15,375}{1.(0,27)^2.17} \cdot 10^{-2} = 0,124$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s.E_s}$$

Avec, $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où, } \varepsilon_s = \frac{400}{1,15.200000} = 1,74.10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000.\varepsilon_s} = 0,66$$

$$\mu_r = 0,8\alpha_r(1 - 0,4\alpha_r) = 0,39$$

$\mu < \mu_r$ Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a ($\mu < 0,186 \implies \varepsilon_s < \varepsilon_{es}$)

Donc, notre section sans armateur comprimé

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,16$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,25 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où, } A_s = \frac{15.375}{0,25 \times 348} \times 10^2 = 17,67 \text{ cm}^2$$

VIII-7-4-1-3- Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{ij}}{f_e} \implies A_{\min} = \frac{1 \times 0,27 \times 0,23 \times 2,4}{400} = 3,726 < 17,67 \text{ cm}^2 \text{ (c'est vérifié).}$$

$$\text{Donc, } A_s = 17,67 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **6HA 20 = 18,85 cm²**, avec un espacement de **16.7cm**

Pour la nappe inférieure on prend : **6HA 20**, avec un espacement de **16.7cm**.

Pour la nappe supérieure on prend : **6HA 14**, avec un espacement de **16.7cm**.

VIII-7-4-1-4- Les armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \implies 4.71 < A_r < 9.425$$

On prend : $A_r = 8.04 \text{ cm}^2 \implies$ **4 HA16**, avec un espacement de **25cm**

On constate que $A_s = 28.09 \text{ cm}^2$ est largement supérieur que A_{\min} , implique que la condition est vérifiée.

Pour une disposition constructive on prend **4HA16**

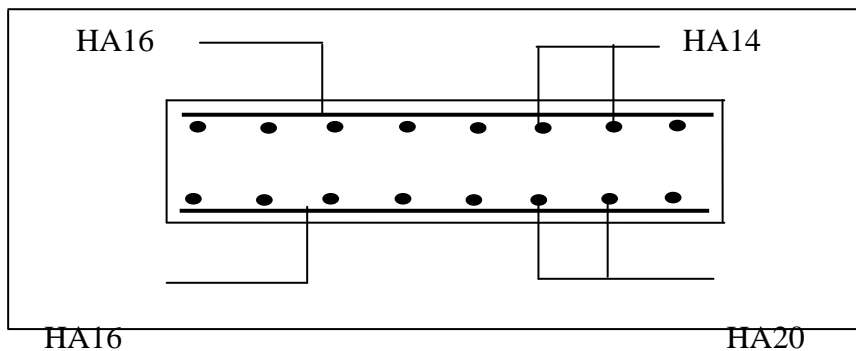


Figure 54. Schéma de ferrailage

VIII-7-4-2- Mure garde grève :

VIII-7-4-2-1- Evaluation des efforts :

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier.

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 de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

Le mur garde grève est supposé encastrer dans le chevêtre.

a) Poussée de terres :

$$M_p = \frac{P.H}{3} \text{ Avec, } P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot K_\alpha, K_\alpha = 0,271 \text{ et } H = 1,9 \text{ m}$$

D'où, $M_p = 0,56 \text{ t.m}$

b) Poussé des charges locale :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 6 t de deux camion accolés, placé de telle manier que le rectangle d'impact soit en contacte de la face arrière de mur garde grève, les rectangles sont de dimensions (0,25. 0,75) m²

$$M_t = \frac{12.K}{0,75 + 2H} \int_0^H \frac{H-x}{0,25+x} dx \text{ ----- (I)}$$

Avec, $K = K_\alpha \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$

$b_c = 0,92$ (On fonction du nombre de voies charges)

$\gamma = 1,2$ Coefficient de pondération

$\delta = 1,085$ Coefficient de majoration dynamique

D'parés l'équation (I)

$$M_t = \frac{12.K}{0,75 + 2.H} [(H + 0,25) + \ln(0,25 + H) - \ln(0,25) - H]$$

$$M_t = 6,33.K$$

γ : Coefficient de pondération ($\gamma = 1,6$ à L'E.L.U, $\gamma = 1,2$ à L'E.L.S)

$$D'où, M_t = \begin{cases} 2,83 \text{ t.m L'E.L.U} \\ 2,12 \text{ t.m L'E.L.S} \end{cases}$$

c) Force de freinage :

On concéder un essieu lourde on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière .Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante

$$M_f = \frac{\mu.P.H}{0,75 + 2.H}$$

Avec, μ : Coefficient de pondération ($\mu = 1,6$ à L'E.L.U, $\mu = 1,2$ à L'E.L.S)

$$D'où, M_f = \begin{cases} 4.008 \text{ t.m L'E.L.U.} \\ 3.006 \text{ t.m L'E.L.S.} \end{cases}$$

Donc,

$$M_u = 1,35 M_p + 1,6 (M_t + M_f) = 11,69 \text{ t.m /ml}$$

$$M_{ser} = M_p + 1,2 (M_t + M_f)$$

$$M_{ser} = 6,71 \text{ t.m}$$

VIII-7-4-2-2- Ferrailage :

Le moment maximal: $M_{ELU} = 11.69 \text{ t.m}$.

$Mu = 11.69 \text{ m}$

Enrobage = 3cm

Dimension (0.30x1 m²)

Béton = 35 Mpa

Acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\left. \begin{array}{l} Mu=11.69 \text{ m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension} (0.30 \times 1 \text{ m}^2) \\ \text{Béton} = 35 \text{ Mpa} \\ \text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 13.12 \text{ cm}^2 \text{ (Par SOCOTEC)}$$

VIII-7-4-2-3- Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 3,72 \text{ cm}^2 < A_s = 13.12 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend **5HA 20 = 15,71 cm²** avec **E = 20cm**

On a une section sans armateurs comprimé ($A'_s = 0$), pour la disposition constructive on prend,

$$A'_{s'} = \frac{A_s}{3} = 5.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{5HA14} = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ avec } E = 20 \text{ cm}$$

VIII-7-4-2-4- Le ferrailage horizontal :

On prend : $A'_{sh} = \frac{A_s}{4} = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{5HA 12} = 5.65 \text{ cm}^2$ avec **E = 20cm**

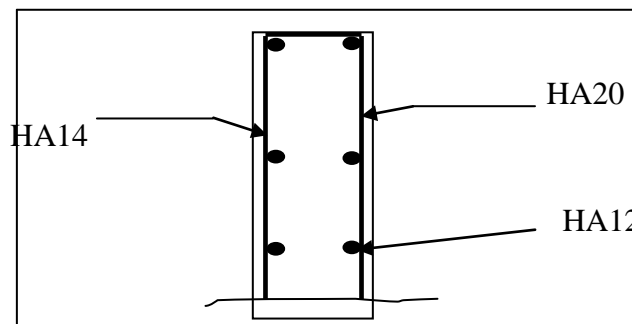


Figure 55. Schéma de ferrailage

VIII-7-4-3- Le mur frontal :

VIII-7-4-3-1- Evaluation des efforts :

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 surcharges d'exploitation.

a) Effort à la base de la voile :

Tableau.33. Sollicitations à la base de la voile

Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (t. m)	N (t)	H (t)	M (t. m)	N (t)	H (t)
685.47	871.62	321.69	1082.1	1257.58	87.16

Le calcul est se fait par un mètre linéaire donc :

➤ **L'E.L.S**

Tableau.34. Sollicitations à la base de la voile par un linéaire (ELS)

Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (t. m/ml)	N (t/m)	H (t/m)	M (t. m/m)	N (t/m)	H (t/m)
46.72	59.41	21.93	73.75	85.71	5.94

➤ **L'E.L.U**

Tableau.35. Sollicitations à la base de la voile par un linéaire (ELU)

Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (t.m/ml)	N (t/m)	H (t/m)	M (t.m/m)	N (t/m)	H (t/m)
63.07	80.20	29.60	99.57	115.71	8.02

VIII-7-4-3-1- Condition normale :

a) Ferrailages :

La section (Fig 13.5.) est soumise à la flexion composée

$N_u=80.2t$

$M_u=63.07t.m$

Enrobage =3cm

Dimension (1.2x1 m²)

Béton =35Mpa

Acier : fe=400Mpa

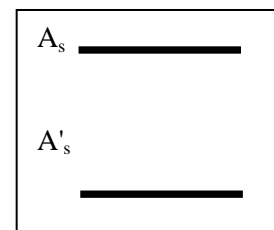
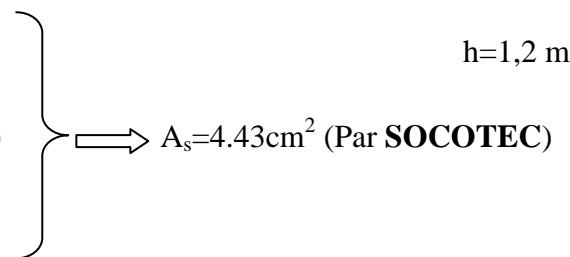


Figure 56.coupe horizontal

b) La condition de non fragilité:

$A_s < A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} .b.d. = 14.9 \text{ cm}^2$ la condition n'est pas vérifié donc on prend A_{min}

D'après le B.A.E.L on prend **5HA 20 = 15,71 cm²**, avec un espacement de **20cm**

c) Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S:

$$A'_s = 0$$

$$A_s = 16.08 \text{ cm}^2, M_{ser} = 46.72 \text{ t.m}$$

Donc,

$$\sigma_{bc} = 4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = 117.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\text{Donc, } A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{5HA 20 \text{ avec un } E=20\text{cm}}$$

VIII-7-4-3-2- Condition séismique :

a) Ferrailages :

La section (Fig.5.) est soumise à la flexion composée

$$N_u = 115.71 \text{ t}$$

$$M_u = 99.57 \text{ t.m}$$

Enrobage = 3cm

Dimension (1.2x1 m²)

Béton = 35Mpa

Acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 115.71 \text{ t} \\ M_u = 99.57 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Dimension (1.2x1 m}^2\text{)} \\ \text{Béton} = 35 \text{ Mpa} \\ \text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Longrightarrow A_s = 9.18 \text{ cm}^2 \text{ (Par SOCOTEC)}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_s < A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 14.9 \text{ cm}^2 \text{ la condition n'est pas vérifiée donc on prend } A_{\min}$$

D'après le B.A.E.L on prend **5HA 20 = 15,71 cm²**, avec un espacement de **20cm**

c) Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S:

$$A'_s = 0$$

$$A_s = 15.71 \text{ cm}^2, M_{ser} = 73.75 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 7.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = 300.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

Donc,

$$A_s = 15,71 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{5HA 20 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm}}$$

On prend pour A_s **5HA16** avec un espacement de **20cm**

d) Disposition constructive :

$$\frac{A_s}{4} < A < \frac{A_s}{3} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{5HA 14 \text{ } A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm}}$$

$$A_v = 5 \text{ HA20 /ml} \quad St = 20 \text{ cm}$$

$A_h = 5 \text{ HA16 /ml}$ $St = 20 \text{ cm}$

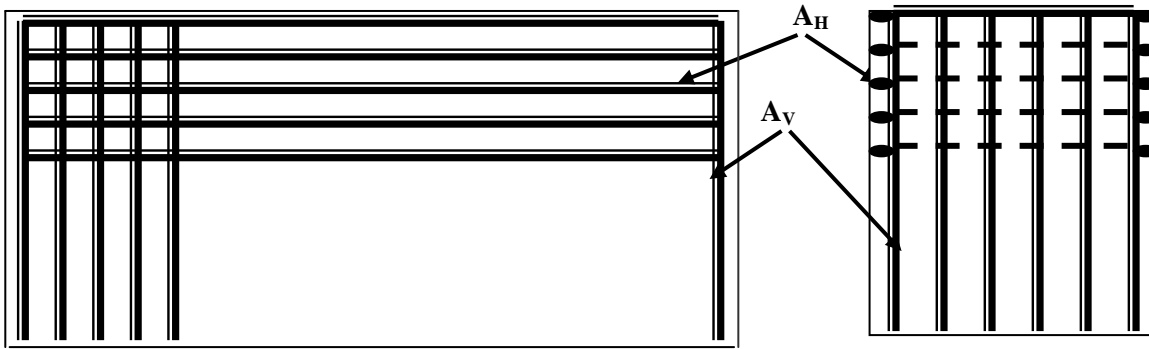


Figure 57. Ferrailage du mur de front.

VIII-8- Le mur en retour :

VIII-8- 1- Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

a) Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0,271 \times 1,8 \times (8,57)^2 \times 1] = 17,91 \text{ t /ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1 \times 8,57 \times 0,271 \times 1 = 2,78 \text{ t /ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,00 = 2,00 \text{ t.}$

b) Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 17,91 \times \frac{1}{3}(8,57) = 51,16 \text{ t.m /ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 2,78 \times 2,5 = 6,95 \text{ t.m /ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times 6,14 = 14,74 \text{ t.m.}$

➤ Les combinaisons :

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1,35 M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 103,77 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 77,19 \text{ t.m /ml.}$$

a) Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,5 \times 8,57 \times 2,5 = 10,71 \text{ t.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t.}$
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0,3 \text{ t/ml.}$

b) Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 10,71 \times (2,09) = 22,4 \text{ t.m}$

- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0,3 \times 0,5 = 0,15t.m$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 6.14 = 29.47t.m.$

➤ *Les combinaisons :*

$$ELU : M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6M_{sc} = 77.6t.m$$

$$ELS: M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2M_{sc} = 57.9t.m$$

VIII-8- 2- Ferrailage horizontal :

a) Ferrailage :

La section est soumise à la flexion simple :

$$M_u = \frac{103.77}{4,57} = 22.7t.m /ml$$

$M_u = 22.7t.m$ Enrobage = 3cm Dimension (0.5x1 m ²) Béton = 35Mpa Acier : fe=400Mpa	}	$\implies A_s = 14.35cm^2$ (Par SOCOTEC)
--	---	--

b) Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 6.21 \text{ cm}^2 \text{ la condition est vérifiée, donc en prend :}$$

$$A_s = 14.35 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{5HA 20} \quad A_s = 15.71 \text{ cm}^2, \mathbf{E=20cm}$$

$$A'_s = \frac{15.71}{3} = 5.24 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{5HA 12} \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2, \mathbf{E= 20cm}$$

VIII-8- 3- Ferrailage vertical

a) Ferrailage :

$$A'_s = \frac{15.71}{4} = 3.93 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{5 HA 12, E= 20cm}$$

VIII-8- 4- Ferrailage de suspension :

a) Ferrailage :

$$M_u = \frac{77.6}{5.14} = 15.10t.m/ml$$

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$M_u = 15.10t.m$ Enrobage = 3cm Dimension (1x0.5 m ²) Béton = 35Mpa Acier : fe=400Mpa	}	$\implies A_s = 9.44cm^2$ (Par SOCOTEC)
---	---	---

b) Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 6.21 \text{ cm}^2 \text{ la condition est vérifiée, donc en prend :}$$

$$A_s = 9.44 \text{ cm}^2 \implies 5\text{HA } 16 = 10.05 \text{ cm}^2, E=20\text{cm}$$

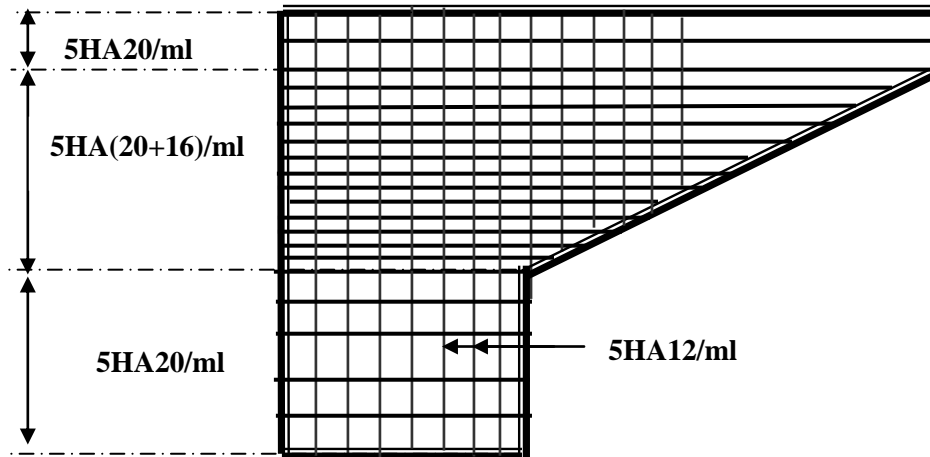


Figure 58. Schema de ferrailage

VIII-8- 5- Corbeau

VIII-7- 5-1- Evaluation des charges et surcharges

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = qL/2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1,88 \text{ t/ml}$.
- Réaction des poids des terres : $R_2 = qL / 2 = 0,5 \times 5 \times 1,8 / 2 = 2,52 \text{ t/ml}$.
- Réaction due au revêtement : $R_3 = qL / 2 = 0,06 \times 5 \times 2,4 / 2 = 0,36 \text{ t/ml}$.
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = qL=1 \times 0,25 \times 2,5=0.63\text{t/ml}$.
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = qL/2=5 \times 1,2/2=3\text{t/ml}$.

a) **Réactions** : $R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 12,78 \text{ t/ml}$.

$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 8.47\text{t/ml}$.

b) **Moments** : $M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,125 = 1.59 \text{ t/ml}$.

$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,125 = 1,06 \text{ t/ml}$.

VIII-7- 5-2- Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$\left. \begin{array}{l} M_u=1.59\text{t.m} \\ \text{Enrobage } =3\text{cm} \\ \text{Dimension } (1.5 \times 1)\text{m}^2 \\ \text{Béton } =35\text{Mpa} \\ \text{Acier : } f_e=400\text{Mpa} \end{array} \right\} \implies A_s=0.31\text{cm}^2 \text{ (Par SOCOTEC)}$$

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_s < A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} .b.d. = 18.63 \text{ cm}^2 \text{ la condition n'est pas vérifié donc on prend } A_{\min}$$

$$A_s = 18.63 \text{ cm}^2 \implies 2\text{A } 25 = 24.54\text{cm}^2, E=20\text{cm}$$



CONCLUSION

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les années de formation.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGE :

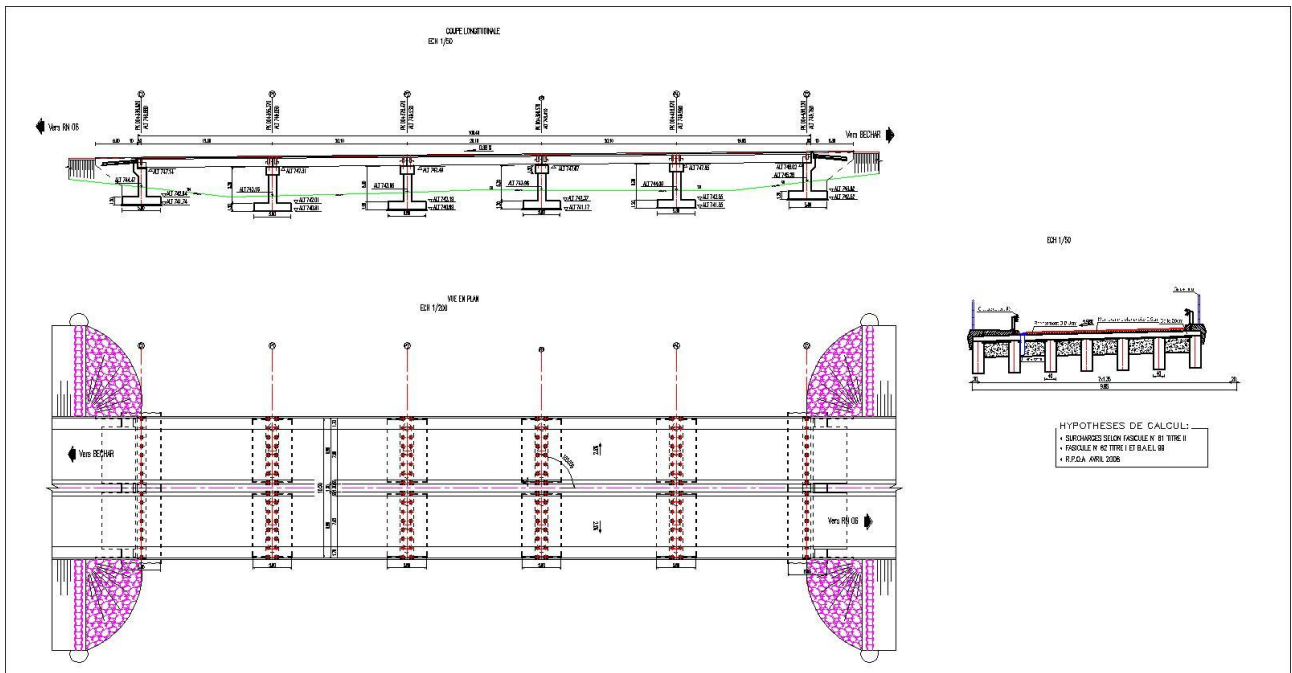
- ✚ PROJET ET CONSTRUCTION DES PONTS..... ..J.A. CALGARO.
- ✚ CONCEPTION DES PONTS..... ..G.GRATTESAT
- ✚ FASCICULE 61 TITRE-II..... ..ENTP
- ✚ DOCUMENT..... .. SETRA
- ✚ DOCUMENT..... .. ALGA
- ✚ B.P.E.LHONRY THONNIER
- ✚ BAEL 91
- ✚ MEMOIRES DE FIN D'ETUDE
- ✚ ABAQUES ALLEMANDS POUR LES PIEUX WARNER
- ✚ ABAQUES WALTHER.

COURS :

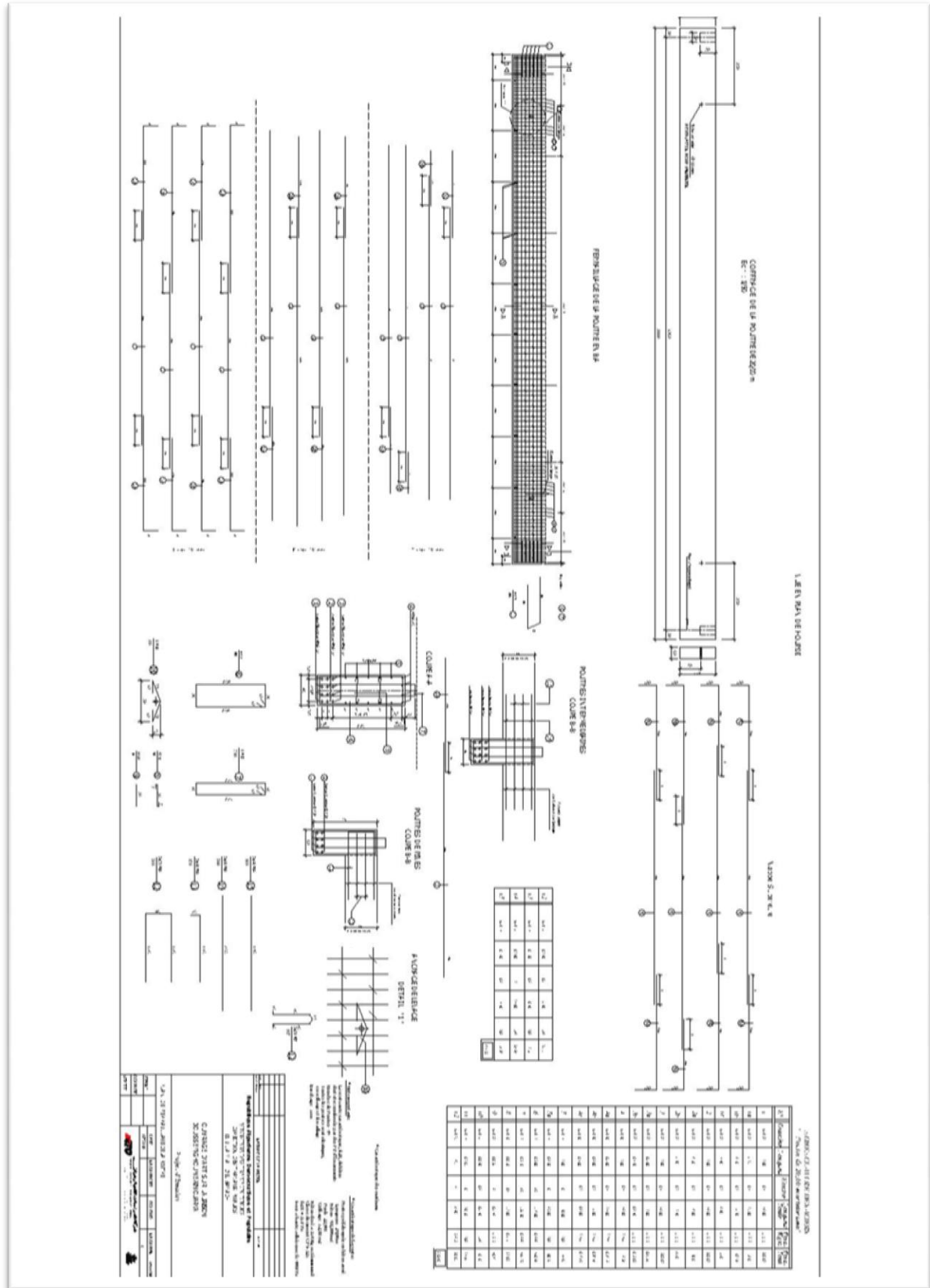
- ✚ OUVRAGES D'ARTMASTER 01 -02VOA
- ✚ RDML2-L3
- ✚ BETON ARME ET BETON PRECONTRAIT..... . MASTER 01-02VOA

LOGICIELS :

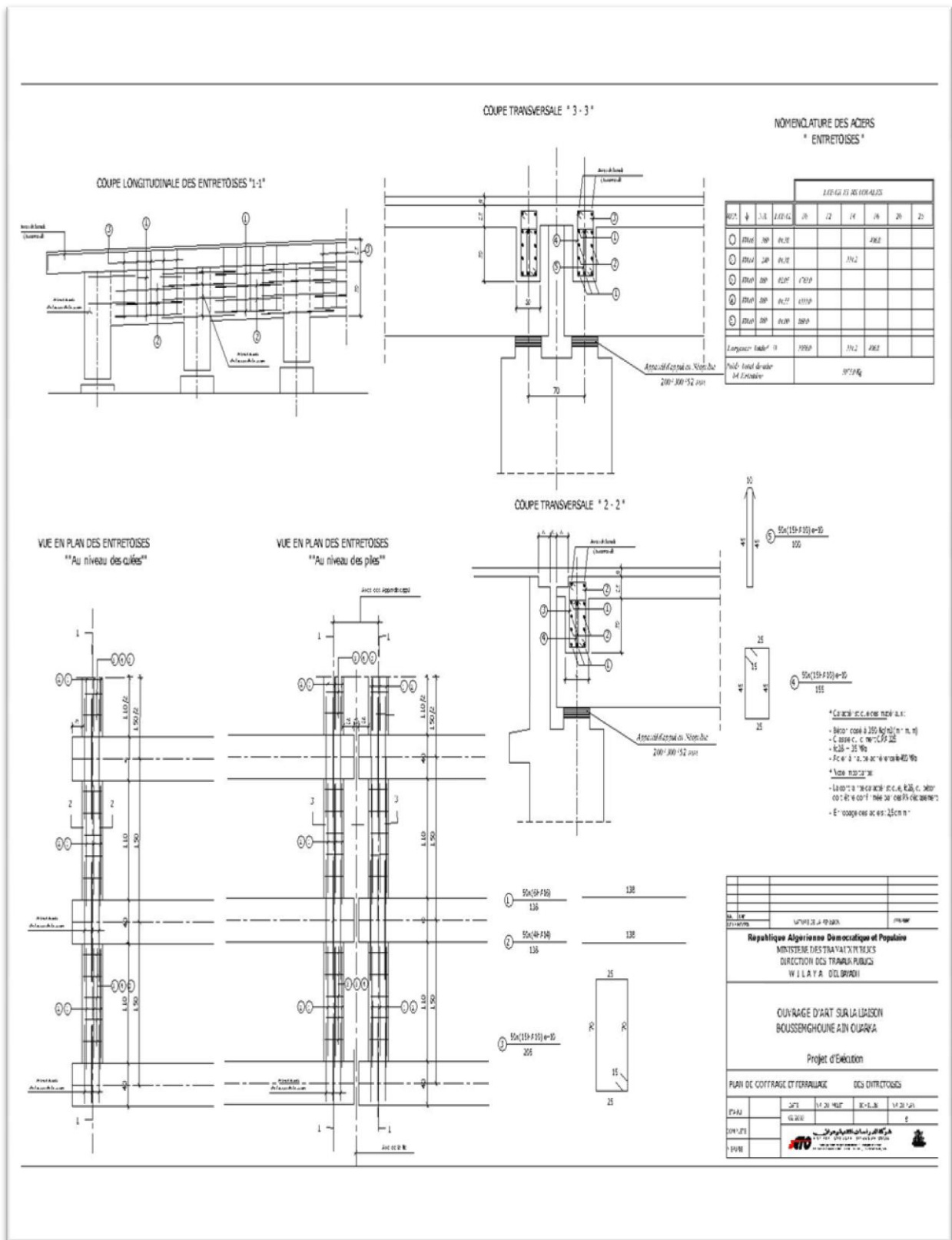
- ✚ ROBOT : MODELISATION.
 - ✚ AUTO CAD 2013 : DESSIN.
-



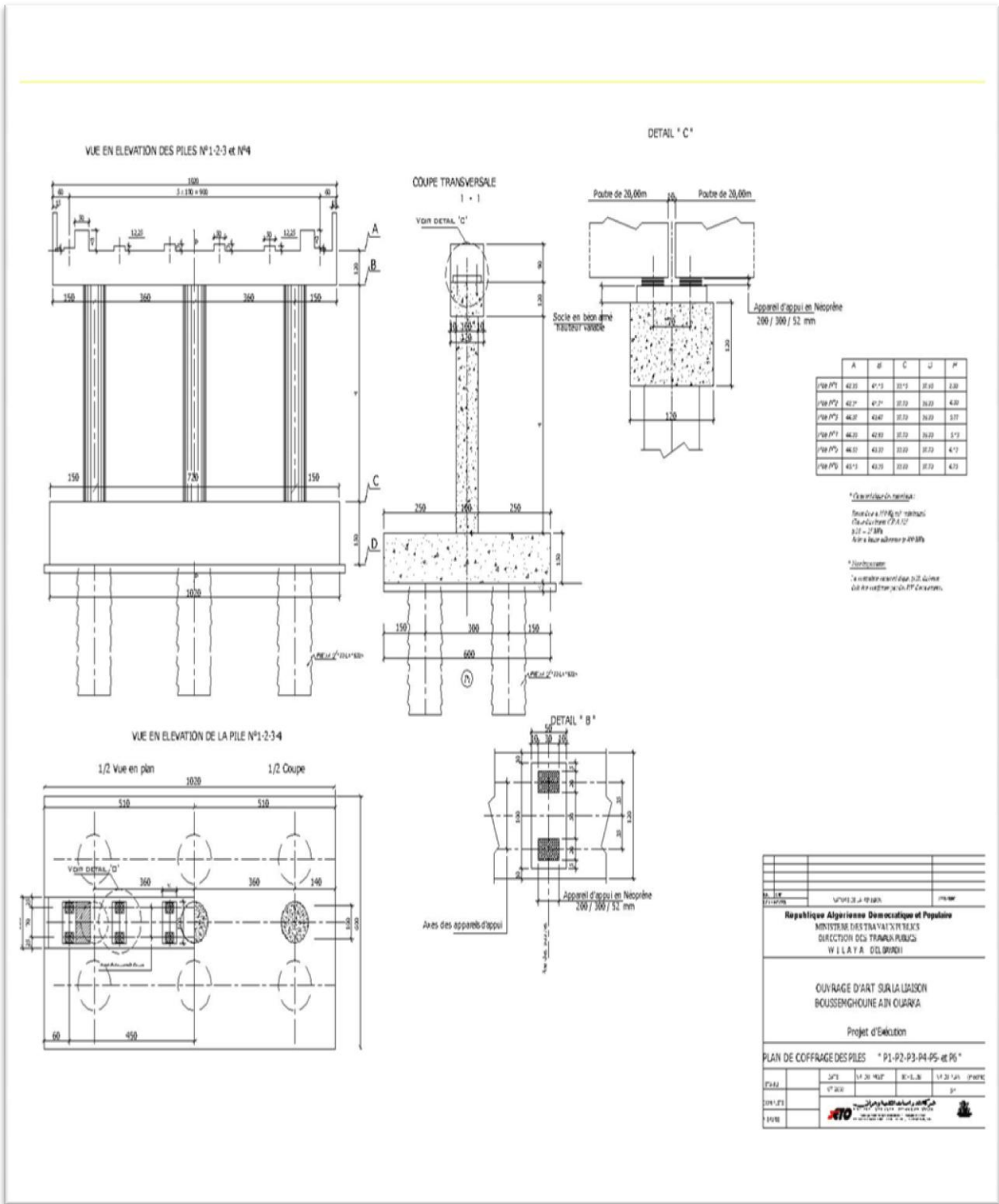
PROFILE EN LOG ET TRACE EN PLAN DU PONT



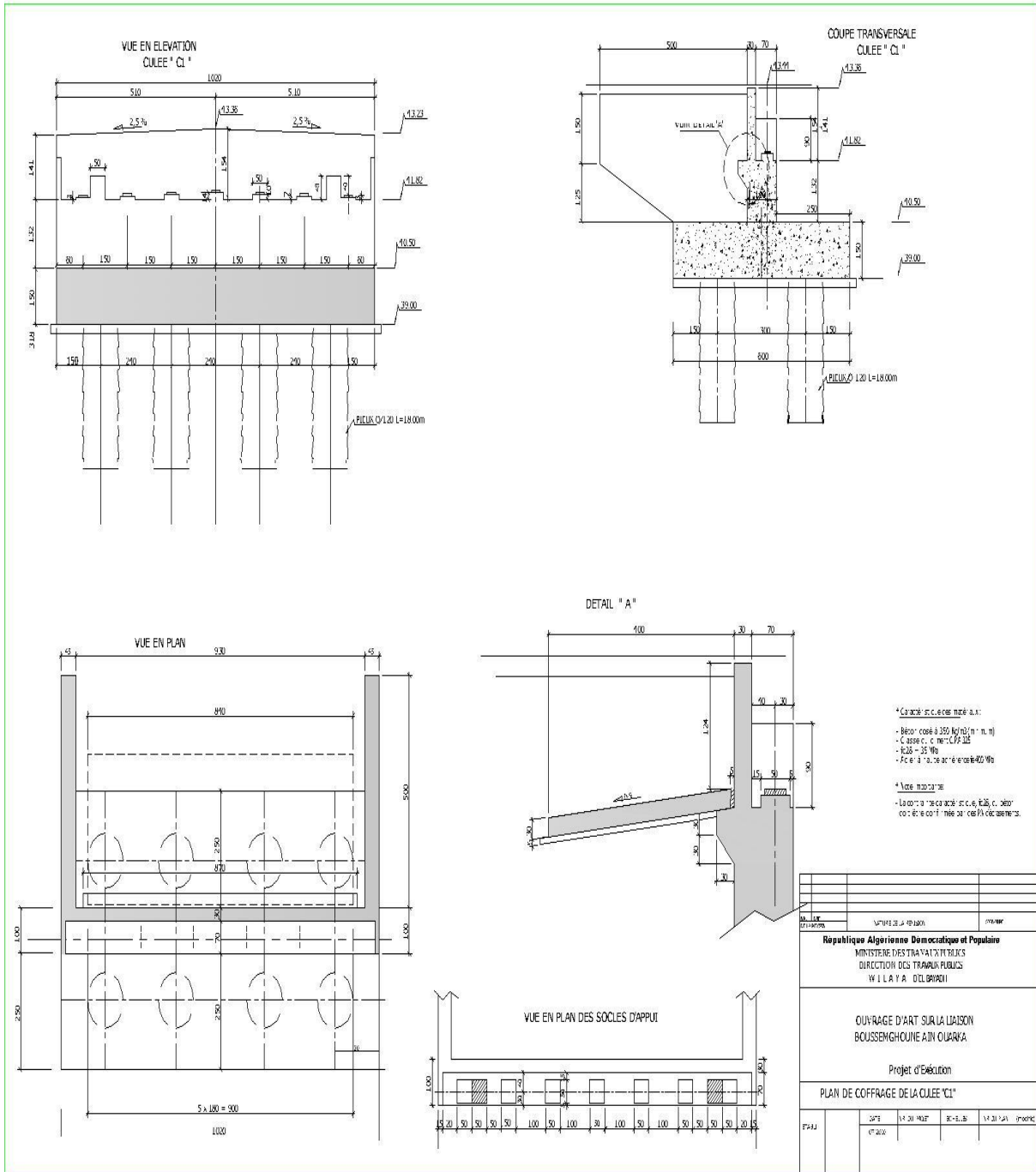
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE



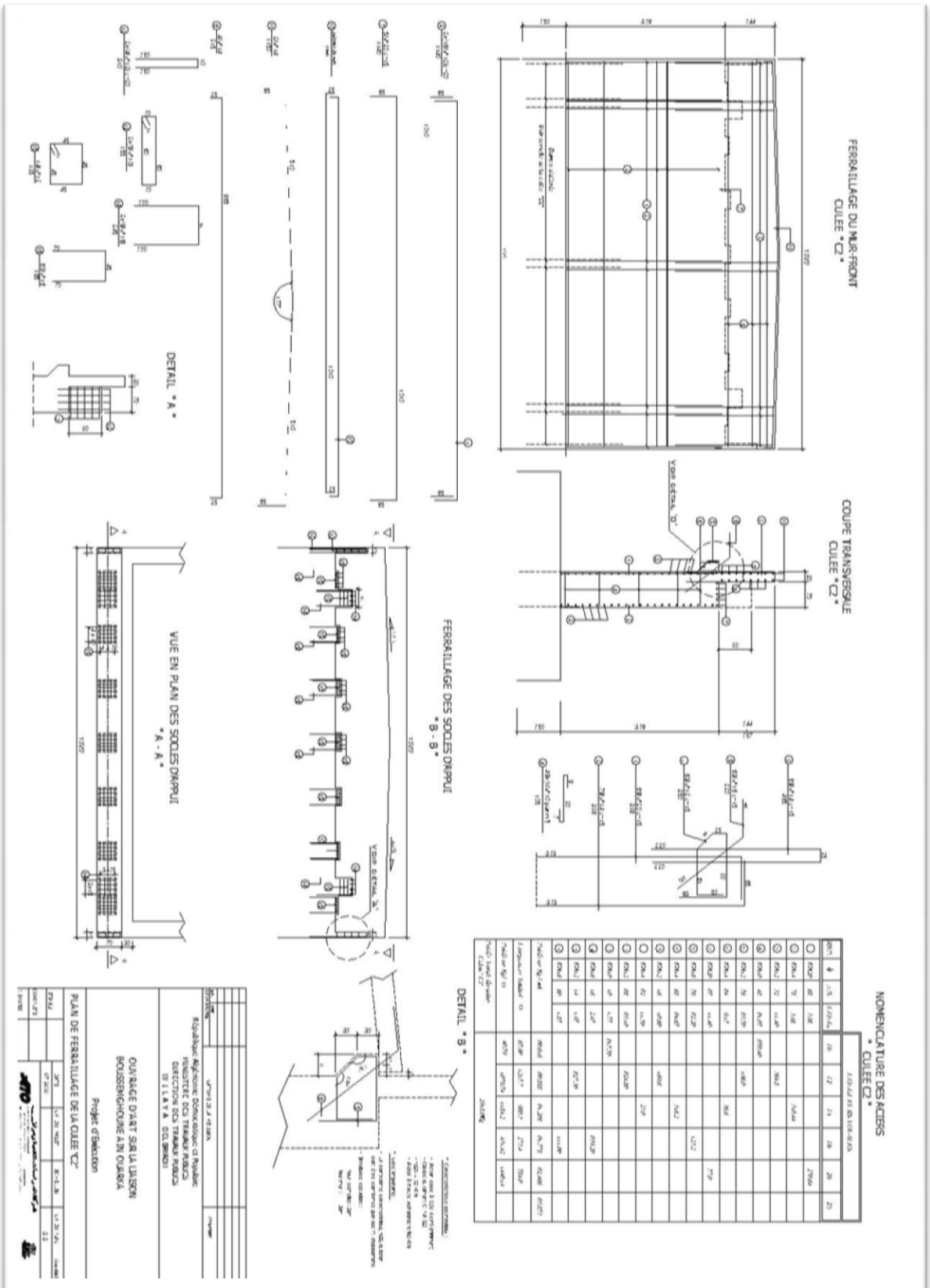
PLAN DE COUFRAGE ET FERRAILLAGE DES ENTRETOISES



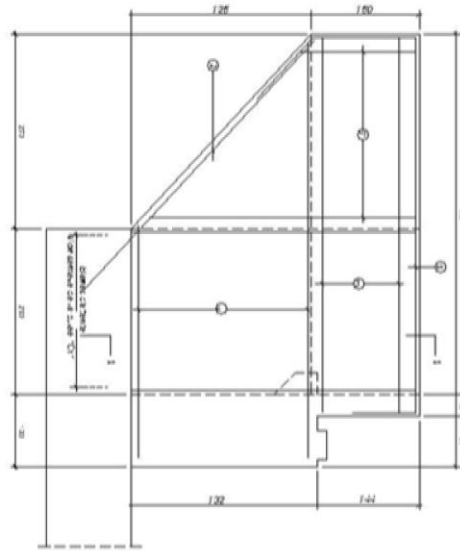
PLAN DE COUFRAGE DES PILES



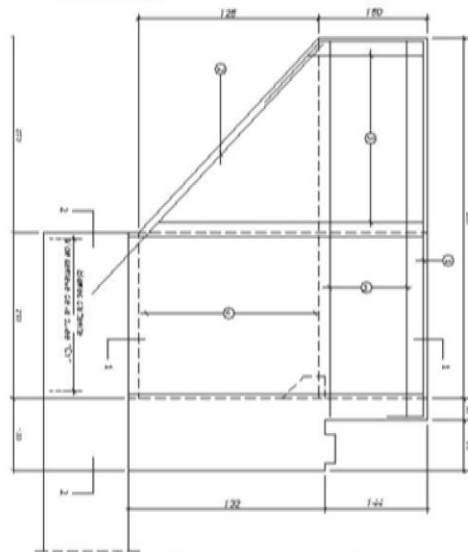
PLAN DE COUFRAGE DE CULEE



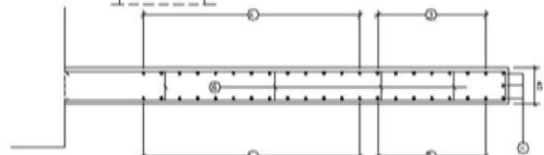
MUR EN RETOUR (Côté Foyers)



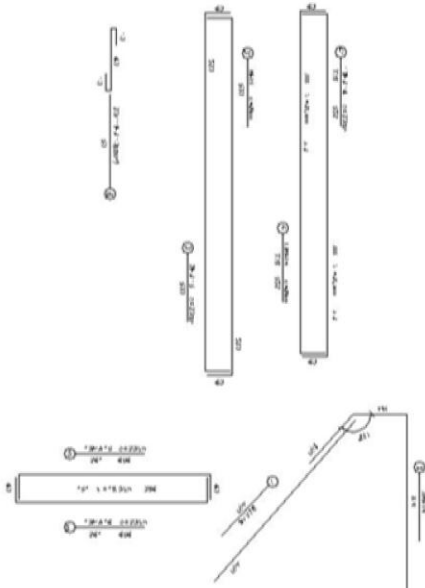
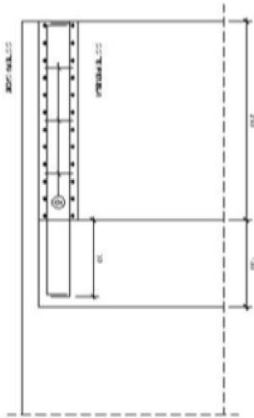
MUR EN RETOUR (Côté Rendes)



Coupe '1-1'



Coupe '2-2'



NOMENCLATURE DES ACIERS
-MURS EN RETOUR-

DIAM	LONG	10	12	14	16
Ø 10	1000				
Ø 10	2000				
Ø 10	2500				
Ø 12	1000				
Ø 12	2000				
Ø 12	2500				
Ø 14	1000				
Ø 14	2000				
Ø 14	2500				
Ø 16	1000				
Ø 16	2000				
Ø 16	2500				
Ø 18	1000				
Ø 18	2000				
Ø 18	2500				

- *COURTE ET LONGUE BARRE
- BARRE COURTE A 250 KG/CM² (N. 1)
- BARRE LONGUE A 250 KG/CM² (N. 2)
- BARRE COURTE A 350 KG/CM² (N. 3)
- BARRE LONGUE A 350 KG/CM² (N. 4)
- *VOIR NOTICE
- LES BARRES SONT EN C.A.E. S.C. 2007
- LES BARRES SONT EN C.A.E. S.C. 2007
- E-COUPÉ OMBRÉ
- Rev. N. 1 : 2008

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DES TRAVAIL PUBLICS
DIRECTION REGIONALE
DE LA YA. (D. 02. 00. 00. 00)

OUVRAGE D'ART SUR LA LIAISON
BOUSSENGHOUINE AIN OUAERKA
Projet d'Execution

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA COLLE 'C1'

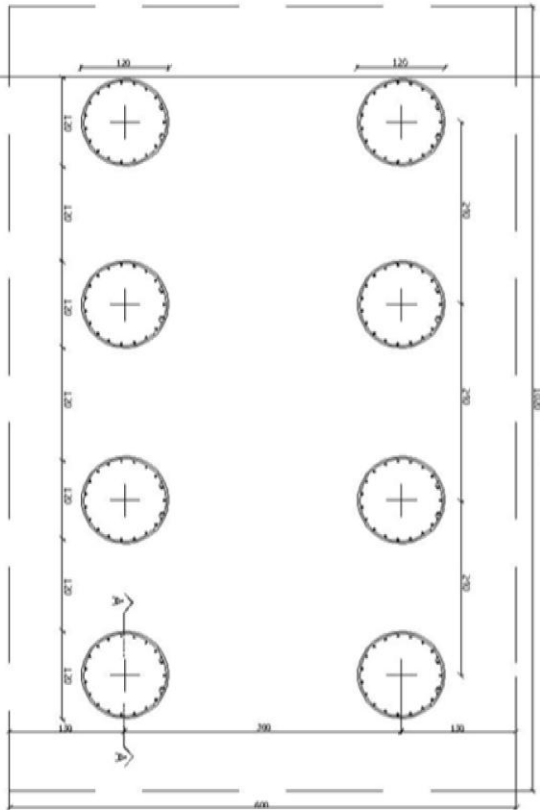
MUR EN RETOUR

PROJET	DATE	SCALE	REVISION

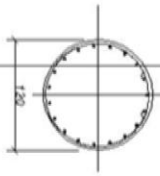
Logo of the Ministry of Public Works and the design firm.

PLAN DE FERRAILLAGE MUR EN RETOUR

VUE EN PLAN DE LA DISPOSITION DES PIEUX



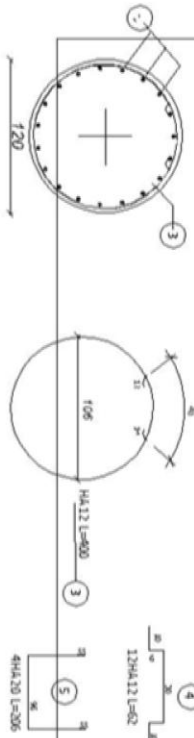
FERRAILLAGE DES PIEUX FORÉS
COUPE " B - B "



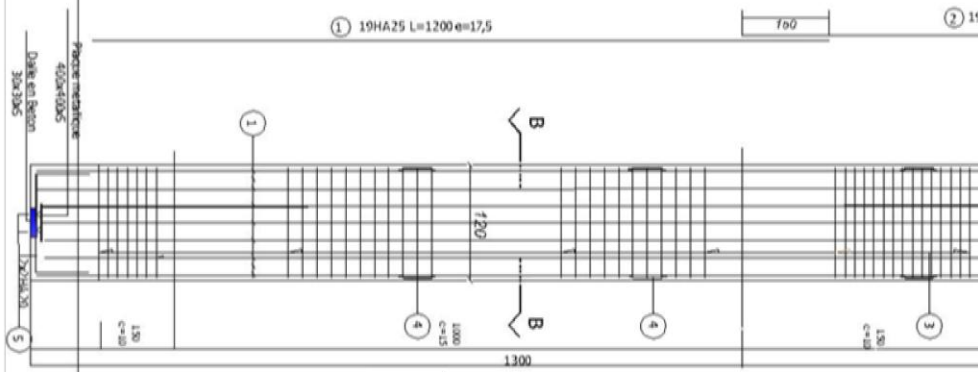
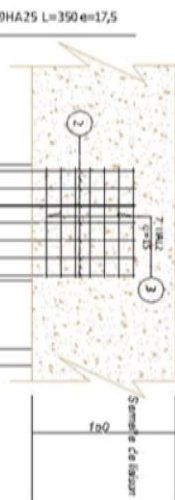
NOMENCLATURE DES ACIERS
DES
PIEUX

NO	Ø	SY	ÉCHÉLON	20	22	24	26	28	32
1	Ø 120	10	100						
2	Ø 120	10	100						
3	Ø 120	10	100						
4	Ø 120	10	100						
5	Ø 120	10	100						

DETAIL DE FERRAILLAGE D'UN PIEU



COUPE TRANSVERSALE " A - A "



- * Valeur impérative:
 - Bâton dans le 250 (rigide permanent)
 - Classe des crans CP-75
 - Ø 120 = 25 198
 - Acier à haute adhérence E=500 MPa
 - La courbure caractéristique, E=21, du béton doit être constante par des 1/10 distances.
- Nombre de fers: 18 pour l'axe de longueur
- Tous les fers sont distribués, en enrobage d'enrobage
- Enrobage: 7 cm pour les piles

PROJET

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS

DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS

W I L Y A. D O L S M O K I

OUVRAGE D'ART SUR LA LIGNEE BOUSSEKHOUINE A EL OUARZA

Projet d'Execution

PLAN DE FERRAILLAGE DES PIEUX (PES)

PROJET	2017	2017	2017
DATE	10/01/17	10/01/17	10/01/17
SCALE	1/20	1/20	1/20
SCALE	1/20	1/20	1/20
SCALE	1/20	1/20	1/20

DATE EN BLOC 30/03/05

PROJET EXECUTION

DATE EN BLOC 30/03/05

PROJET EXECUTION

PLAN DE FERRAILLAGE DES PIEUX