

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
المركز الجامعي لعين تموشنت
Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent
Institut de Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : TRAVAUX PUBLICS
Thème

**ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON
PRECONTRAIT (CW01 SUR L'OUED TAFNA)**

Présenté Par :

- 1) Amara mohamed salah eddine
- 2) Bouhania ali

Devant les jurys composés de :

...Nom/Prénom.....grade.....	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Président
.....	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Encadreur
.....	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Co-Encadreur
.....	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
.....	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Examineur

Année universitaire 2015/2016

Remerciement

Nous tenons à présenter nos remerciements à Allah tout puissant qui nous a donné le courage et la patience pour terminer ce travail.

*Un grand hommage à notre encadreur Monsieur **khalidi Miloud** pour son aide bénéfique et ses conseils précieux.*

Nous tenons à exprimer notre profonde et respectueuse reconnaissance.

Nous exprimons aussi notre profonde gratitude à nos enseignants, qui nous ont prêté main forte et transmis leur savoir durant notre parcours.

Nos grands remerciements à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'études.

Et nous remercions aussi les membres du jury qui nous ont fait un honneur de bien vouloir juger ce travail.

Dédicace

Je tiens à dédier ce mémoire à

*Celle qui n'a rêvé que pour me voir un jour à réussir,
Ma très chère mère.*

*Celui qui a puisé sa vie et sa jeunesse, et qui n'a jamais pu dire non à mes besoins,
Mon très cher père.*

*Mes aimables enseignants (es) du département de Génie Civil,
, et les étudiants du 2^{me} année Master, promotion 2016.*

Amara med salah eddine & Bouhania ali

Table des matières

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités sur les ponts

1. Définition d'un pont :	12
2. Différentes parties d'un pont :	12
2.1. La superstructure :	13
2.2. L'infrastructure :	13
2.3. Les appareils d'appuis :	14
3. Précontrainte :	14
3.1. Introduction :	14
3.2. Méthodes de précontrainte :	14

Chapitre 2 Présentation du projet

1. Introduction :	17
1.1. Profil en long :	17
1.2. Profil en travers :	17
2. description de l'ouvrage :	18
3. Les Données Géotechniques :	18
4. contexte géologique :	18
5. Conclusion-recommandations	18
6. Caractéristiques des matériaux :	19
6.2. Le Béton :	19
6.2.1. la Résistance du béton :	19
6.2.2 contraintes admissibles de compression du béton :	20
6.2.3 Déformation transversale du béton :	21
6.2.4 déformation longitudinale du béton :	21
6.2.5 qualités attendues d'un béton pour un ouvrage :	22
6.3. l'acier :	22
6.3.1. les Acier passif :	22
6.3.2 : les aciers actifs :	23

Chapitre 3 : Étude du tablier

Introduction :	24
----------------------	----

I. Predimensionnement du tablier :	24
1.1 Largeur du tablier :	24
1.2 Longueur des travées :	24
2. Caracteristiques geometriques de la poutre :	27
3. Etude des charges et surcharges appliquees sur le pont :	29

Chapitre 4 : modélisation

1. Introduction :	41
2. Presentation du logiciel :	41
3. Etapes de Modélisation :	42
3.1. Détermination des Charges et leurs combinaisons :	42
4. Etudes statiques :	42
4.1. Introduction :	42
5. Résultat obtenue du robot 2010 :	43

Chapitre 5 : Etude de l'hourdis

1. Introduction :	51
2. Determination de ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
2.1 Sens longitudinal :	52
2.2. Sens transversal	55
2.3. Résistance à l'effort tranchant :	58
3. Condition de non poinçonnement ;	58
4. Calcul Des Entretoises :	59
5. Ferrailage :	60
5.1 . Sens longitudinal :	60
5.2. Armature transversale :	62

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

1. Généralités sur la précontrainte	64
2. Dimensionnement de la précontrainte :	64
2.1 Le calcul de la précontrainte :	64
2.1.1 Section sous critique :	64
2.2 Calcul du nombre de câble :	66
2.3. Vérification de la section médiane à l'ELS	67
2.4 Vérification à L'ELU	69
2.5 Disposition des câbles :	72
2.6 Calcul des pertes:	73

2.7 Ferrailage passif :	75
2.7.1 Armatures longitudinales de peau :	75
2.7.2 Armatures transversales de peau :	76

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

Introduction :	78
1. Dimensionnement de l'appareil d'appui :	80
1.1. Dimensionnement en plan :	80
1.1.1. Hauteur nette de l'élastomère :	81
1.1.2. Epaisseur de feuillet :	81
1.1.3. Les efforts dus à la variation linéaire du tablier :	82
2. Vérification des appareils d'appui	83
2.1. Répartition des efforts horizontaux	83
3. Les dés d'appuis	89
3.1 . Fonction des dés d'appuis	89
3.2. Dimensionnement des dés d'appui	90

Chapitre 8 : Etude de la culée

1. Etude de la culée	92
2. Choix de la morphologie	92
3. Choix de type de culée :	93
4 . Pré dimensionnement des culées :	93
5. Vérification de la stabilité de la culée :	96

Chapitre 9 : Etude de la pile

1 . Choix de la morphologie	118
2. Pré dimensionnement :	118
2.1 Le chevêtre :	119
2.2 La fût	119
2.2.1 Combinaison d'action :	120
2.3 Calculs du ferrailage :	121
2.3.1 En travée :	121
2.3.2 En appuis :	121
3. Etude des piles :	122
3.1 Dimensionnement :	122

Table des figures

Chapitre 1

Figure 1.1: Différentes parties d'un pont.....	13
Figure 1.2: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension.....	15
Figure 1.3: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension.....	16

Chapitre 2

Figure 2.1: Position de l'ouvrage.....	17
---	----

Chapitre 3

Figure 3.1: Section de la poutre avec l'ourdis en travée.....	28
Figure 3.2: système Bc.....	35
Figure 3.3: système Bt.....	36
Figure 3.4: Disposition système Br.....	37
Figure 3.5: charge militaire (Mc120).....	38
Figure 3.6: Convois exceptionnels (D240).....	38

Chapitre 4

Figure 4.1: Présentation de logiciel robot 2010.....	41
Figure 4.2: moment max a l'ELU.....	45
Figure 4.3: moment max a l'ELS.....	46
Figure 4.4: Effort tranchant max a l'ELU.....	48
Figure 4.5: Effort tranchant max a l'ELS.....	49

Chapitre 6

Figure 6.1: Section équivalente de la section médiane composite (dalle + poutre).....	70
Figure 6.2: L'angle de l'inclinaison α_i	73

Table des figures

Chapitre 7

Figure 7.1: Photo réelle d'un appareil d'appuis.....	78
Figure 7.2: Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	79
Figure 7.3: les dimensions de l'appareil d'appui et de d'appui.....	90
Figure 7.4: ferrailage de dés d'appui.....	91

Chapitre 8

Figure 8.1: Morphologie de la culée choisie.....	93
Figure 8.2: Dessin de la culée 1.....	94
Figure 8.3: Pré-dimensionnement du corbeau.....	95
Figure 8.4: Présente les sollicitations du mur garde grève.....	101
Figure 8.5: Dimensions de mur en retour.....	107
Figure 8.6: Pré dimensionnement de semelle.....	113
Figure 8.7: Vue en plan de la semelle.....	115

Chapitre 9

Figure 9.1 : Coupe transversale de la pile.....	118
Figure 9.2 : Vue en plan de la pile.....	120
Figure 9.3 : Ferrailage du pile.....	124

Table des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1: type des ponts suivant la destination des voies supportées.....	12
---	----

Chapitre 2

Tableau 2.1: Résistance mécanique du béton a la compression.....	20
---	----

Tableau 2.2: Résistance mécanique du béton a la traction.....	20
--	----

Chapitre 3

Tableau 3.1: Donnant les caractéristiques géométriques de la section d'about.....	29
--	----

Tableau 3.2: Détermination de la classe du pont.....	32
---	----

Tableau 3.3: Détermination de « a_1 ».....	32
---	----

Tableau 3.4: Valeur de V_0	33
---	----

Tableau 3.5: Le coefficient b_c	34
--	----

Tableau 3.6: Coefficient b_t	36
---	----

Chapitre 4

Tableau 4.1: Coefficients des combinaisons.....	42
--	----

Tableau 4.2: Moments fléchissant maximum.....	44
--	----

Tableau 4.3: Moments fléchissant maximum à l'ELU.....	45
--	----

Tableau 4.4: Moments fléchissant maximum à l'ELS.....	45
--	----

Tableau 4.5: Effort tranchant.....	47
---	----

Tableau 4.6: Effort tranchant maximum à l'ELU.....	47
---	----

Tableau 4.7: Effort tranchant maximum à l'ELS.....	59
---	----

Chapitre 5

Tableau 5.1: des moments et effort tranchant à L'ELU-L'ELS.....	60
--	----

Table des tableaux

Chapitre 6

Tableau 6.1: Tableau Récapitulatif des résultats.....	67
--	----

Chapitre 8

Tableau 8.1: La descente de charge de la culée.....	96
Tableau 8.2: Moments stabilisants et renversants en charge à E.L.U.....	98
Tableau 8.3: Moments stabilisants et renversants en charge à E.L.S.....	101
Tableau 8.4: Calcul de la poussée dynamique des terres.....	108
Tableau 8.5: Les contraintes sur le mur en retour.....	109
Tableau 8.6: Moments à L'ELU et L'ELS	109
Tableau 8.7: Récapitulatif des efforts à l'ELU.....	111
Tableau 8.8: Récapitulatif des efforts à l'ELS.....	112
Tableau 8.9: Récapitulatif des efforts à l'ELU.....	116
Tableau 8.10: Récapitulatif des sollicitations.....	117
Tableau 8.11: Récapitulatif des sollicitations.....	117

Chapitre 9

Tableau 9.1: Les moments et efforts tranchants.....	121
--	-----

Introduction général

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 franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

La Conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'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.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont franchissant le Oued Tafna à Sud- Ouest de Béni-saf .

1. Définition d'un pont :

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toute fois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quelque soit sa dimension, construit in situ.

1.2. Terminologie :

De façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle. La désignation du pont s'adapte à son utilisation :

Passage de :	Désignation du pont :
Une route	Pont-route
Une voie piétonne	Passerelle
Une voie ferrée Pont	Pont-rail
Un canal	Pont-canal
Eau d'adduction	Aqueduc

Tableau 1.1 : type des ponts suivant la destination des voies supportées

On distingue en outre les différents types d'ouvrages suivants :

- ponceau ou dalot : pont de petites dimensions (quelques mètres) .
- viaducs : ouvrage généralement de grande hauteur, ou à nombreuses travées comme les ouvrages d'accès aux grands ponts ; terme plutôt réservé aux franchissements en site terrestre.
- passerelle: ouvrage destine aux piétons, exceptionnellement aux canalisations .

2. Différentes parties d'un pont :

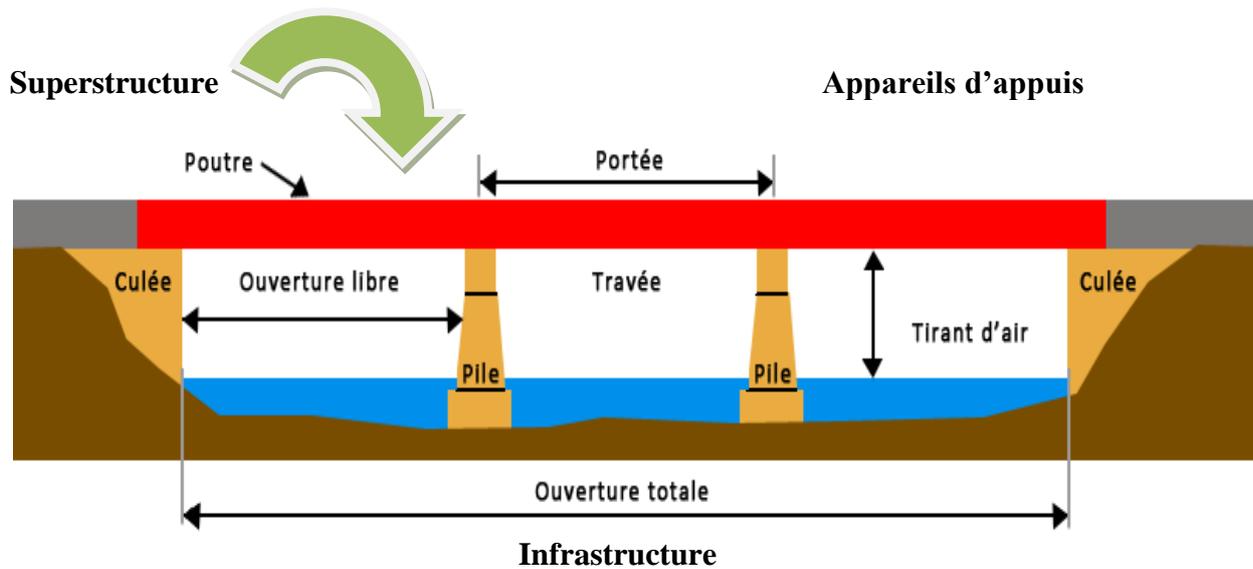


Figure 1.1 : Différentes parties d'un pont

2.1. La superstructure :

A. Le tablier : c'est l'élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comporte essentiellement des dalles. Le tablier comporte aussi des équipements nécessaires à son utilisation : les garde corps, les dispositifs de retenue, les trottoirs, les corniches, etc.

B. Les poutres : Les poutres peuvent être en bois, en acier, en béton armé, ou en béton précontraint ; dans le cas d'un pont à poutre le tablier est porté par plusieurs poutres.

2.2. L'infrastructure :

A. Les appuis : Ils transmettent au sol les actions provenant du tablier. Ils sont généralement en béton armé.

B. Les piles : La pile d'un pont est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage, elles comportent au minimum 2 parties :

Chapitre 1 : Généralités sur les ponts

✚ superstructure ou fût, reposant éventuellement sur une nervure.

✚ La fondation.

C. Les culées : Appuis d'extrémité qui assurent le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage ; elles comportent 4 parties :

✚ une fondation.

✚ un mur de front, sur lequel s'appuie le tablier et qui assure la stabilité du remblai d'accès.

✚ un mur de tête, qui assure le soutènement des remblais latéralement.

✚ une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier.

2.3. Les appareils d'appuis :

Ils ont pour fonction de transmettre les charges verticales du tablier aux appuis, mais aussi de permettre les mouvements de rotation et les petites déformations horizontales.

3. Précontrainte :

3.1. Introduction :

Au 20^{ém} siècle on a connu d'importants développements des réseaux routiers dans de nombreux pays, ainsi que de nombreuses innovations dans les types de ponts. Parmi celles-ci, les ponts en béton précontraint par post-tension ont été progressivement reconnus comme une forme de construction sûre et compétitive qui a permis d'atteindre des portées jusqu'alors inaccessible avec le béton simplement armé.

3.2. Méthodes de précontrainte :

On a deux méthodes :

3.2.1. Post-tension :

Consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

Chapitre 1 : Généralités sur les ponts

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- Coulage du béton et durcissement.
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci.
- Blocage des aciers au cône d'ancrage.
- Injection du coulis dans la gaine.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

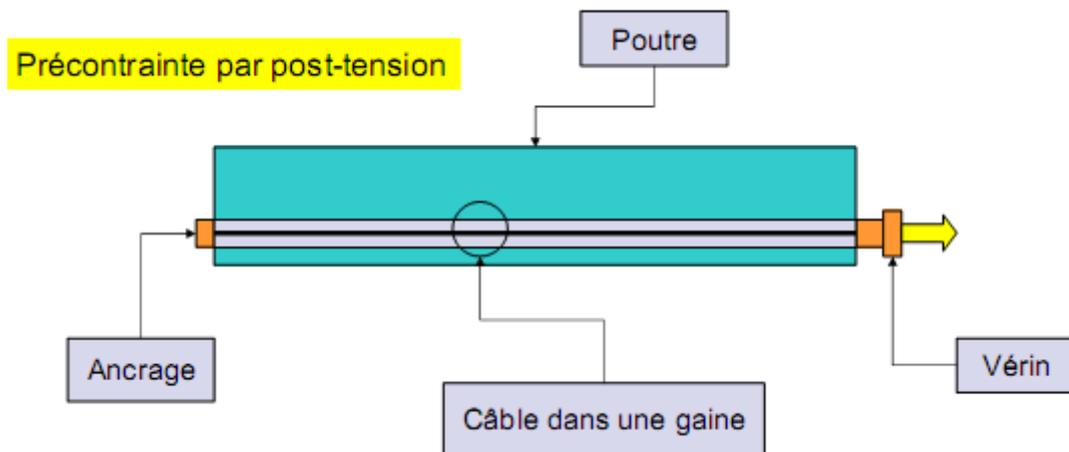


Figure 1.2: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension

3.2.2. Pré-tension :

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

Précontrainte par pré-tension

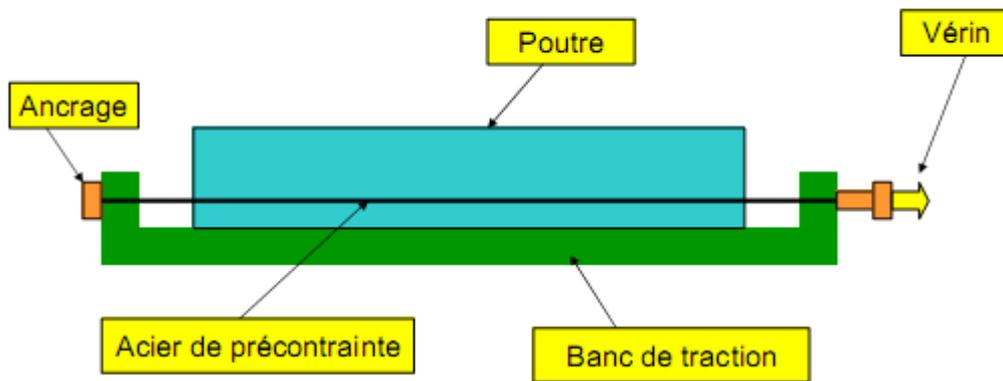


Figure 1.3 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension

Chapitre 2 : Présentation du projet:

1. Introduction :

Le concepteur des ponts a pour but de rechercher la solution la plus économique en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale.

Notre sujet de fin d'étude a pour but de faire une étude d'un ouvrage situé au Sud- Ouest de Béni-saf sur le CW 01 et enjambant l'oued Tafna .



Figure 2.1 : Position de l'ouvrage.

1.1. Profil en long :

L'ouvrage étudié a une longueur totale de 67m, il repose sur deux culées et deux piles. La longueur totale de la travée la plus défavorable est de 28m et la largeur totale du tablier est de 11,50m.

1.2. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

- La largeur totale de l'ouvrage : 11.50 m

Chapitre 2 : Présentation du projet:

- Largeur roulable : $L_r = 09$ m.
- Nombre de voies de circulations : $N = 2$ voies.
- La pente : 3 % en toit.
- Largeur de trottoir : $L = 1.25$ m.

2. description de l'ouvrage :

Le pont précontraint, objet de l'étude est prévu pour le passage en deux voies du CW01 sur l'oued Tafna en remplacement du vieil ouvrage métallique a une seule voie existant à ce niveau et en état très vétuste.

L'ouvrage projeté est prévu au limitrophe gauche du vieil ouvrage métallique, dans le sens du village de Oulhaça .

3. Les Données Géotechniques :

Le terrain prévu pour l'implantation de l'ouvrage constitue le lit de l'oued Tafna situé a la cote 85.06 mètre. la vallée de l'oued Tafna, ou niveau du site de l'ouvrage de prolonge entre les deux versants basalteux apparaissant de part et d'autre de l'oued avec l'existence d'une terrasse alluvionnaire assez étendue , à la cote 100 mètres sur la berge coté béni-saf et l'existence d'une petite terrasse alluvionnaire à la cote 97 mètres sur la berge coté oulhaça .

4. contexte géologique :

Le terrain étudié se trouve au sud –ouest de béni-saf franchissant oued Tafna, à environ 20m d'altitude, du point de vue géologique et selon la carte de béni-saf cette région est matérialisée par des matériaux hétéro lithiques (sédimentaires – volcaniques).

5. Conclusion-recommandations

fondement de l ouvrage

sur la base des sondages carottes et pressiométriques réalisées par le laboratoire LTPO ouest , on retient qu' au niveau du sondage SN1 de 25 mètres de profondeur (implante a l axe de la culée cote BENI SAF a la cote :96,10m) que le sol profondeur devant recevoir la fondation de cette cule est constitué jusqu' a la profondeur 10.60m d un bloc alluvionnaire assez consolidé fait de sable brunâtre fin à moyen vers la base avec des restes du coquilles ou vient alors par

Chapitre 2 : Présentation du projet:

suite le substratum fait de même grisâtre rapide (PI=18bars) surmonte par la mince couche d argile brunâtre de 2 mètres d épaisseur (PT=11bars).

Par conséquent, le recours a des fondations profondes s impose.

Par ailleurs, deux sondages carottes SN2 et SN3 réalisés , SN2 a la cote 99,75m et SN3 a la cote 97,56m sur une profondeur de 24m font apparaître la présence sous cette culée d une couche d argile sombre l'égerment sableuse avec des fragments de basalte de 7m d épaisseur (PI=16bars) sous laquelle se trouve le blanc basalteux allant en deca de 24,0m de profondeur, sur cette base et en tenant compte du choix de fondations émis sur la base de ce qui procède pour la première culée , on en convient a l adoption d un système de fondations profondes pour les deux culées.

Des pieux en béton arme forés et coulés sur place pourraient convenir mieux.

6. Caractéristiques des matériaux :

6.1. Introduction

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

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de

Construction en relation directe avec le calcul.

6.2. Le Béton :

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère Pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 a 450 kg/m³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm³. La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

6.2.1. La Résistance du béton :

a- La résistance à la compression :

Mesurée par les essais d'écrasement des éprouvettes cylindriques âgées de 28jours, après la conservation dans des Conditions bien déterminé.

Chapitre 2 : Présentation du projet:

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

Les éléments	Les poutres et le tablier	Les appuis
La résistance (MPa)	30	30

Tableau 2.1 : Résistance mécanique du béton a la compression

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement.

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

b- La résistance à la traction :

joue aussi un rôle important dans le comportement mécanique du béton en particulier tout qui concerne l'adhérence ; les règles BPEL donnent les relations suivant :

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

Les éléments	Les poutres et le tablier	Les appuis
La résistance (MPa)	2,7	2,4

Tableau 2.2 : Résistance mécanique du béton a la traction

6.2.2 .Contraintes admissibles de compression du béton :

- à l'état limite ultime :

les règles BAEL donnant la valeur de contrainte admissible a la compression par :

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

Chapitre 2 : Présentation du projet:

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$: Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$: Situation accidentelle.

θ : coefficient qui dépend la durée probable « t » d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

$\theta = 1$ $t > 24h$

$\theta = 0,9$ $h \leq t \leq 24h$

$\theta = 0,85$ $t < 1h$

- à l'état limite de service :

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

- $0,6f_{c28}$ en construction (ou situation accidentelle).
- $0,5f_{c28}$ ouvrage fini (en service).

6.2.3 Déformation transversale du béton :

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

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

ν : Coefficient de poisson.

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

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

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

6.2.4. Déformation longitudinale du béton :

Le module E_{ij} est une fonction croissante de la résistance à la compression, les règles BPEL donnent les relations suivantes :

- Module de déformation instantanée : (courte durée <24h).

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

Chapitre 2 : Présentation du projet:

- Module de déformation différée : (long durée) .

$$E_{ij}=3700^3\sqrt{f_{cj}} \text{ MPa}$$

6.2.5. Qualités attendues d'un béton pour un ouvrage :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer éventuellement aux eaux sulfatées.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

6.3. L'acier :

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

Différentes :

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

6.3.1. Les Acier passif :

Sont des armatures comparables à celle du béton armé, sert à reprendre les efforts tranchants et limiter les fissurations.

a- La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence, des classes FeE 400 et FeE235, la limite élastique « f_e » de ces derniers sont respectivement 500 MPa et 235 MPa .

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s (coefficient de sécurité) tel que :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s=1$ dans le cas accidentel.

$\gamma_s=1.5$ dans le cas durable.

Chapitre 2 : Présentation du projet:

b- Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s=2.10^5\text{MPa}$

c- Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$.
- En fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min(2/3 f_e ; 110(n f_t j)^{0.5})$.
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min(1/2 f_e ; 90(n f_t j)^{0.5})$.

Avec :

$n = 1$ → Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ → Aciers à haute adhérence.

6.3.2. Les aciers actifs :

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

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$P = (0,85 f_{prg} ; 0,95 f_{peg})$ Selon les règles de BPEL

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

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

Introduction :

Il est possible de réaliser des tabliers à l'aide des poutres en précontraintes par pré-tension ou bien par post-tension solidarisées par une dalle de couverture collée. On place des coffrages perdus non participant.

Le dimensionnement se fait selon les recommandations du guide SETRA des ponts routiers à poutres.

1. Pré dimensionnement du tablier :

1.1. Largeur du tablier :

La largeur d'une voie est de 4.5m, la largeur roulable étant 2 x4.5m ainsi les deux trottoirs de largeur égale 1.25m, qui donne une largeur totale de 11.5 m.

1.2. Longueur des travées :

Le pont comporte 03 travées de 19.29m, 19.30m, 28m, la longueur totale égale à 66.59 m.

1.3. L'épaisseur de l'hourdis :

$0.16 \leq h_0 \leq 0.25$ m (selon l'épaisseur recommandée par le guide S.E.T.R.A)

On prend $h_0 = 0.20$ m.

1.4. Pré dimensionnement des poutres :

- Hauteur des poutres :

Le tablier comporte plusieurs poutres en T en béton précontraint.

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la hauteur de ces poutres H_t est comprise

$$\left(\frac{L}{20}\right) - 0.2 \leq h_t \leq \left(\frac{L}{20}\right) + 0.5$$

$$\left(\frac{28}{20}\right) - 0.2 \leq h_t \leq \left(\frac{28}{20}\right) + 0.5$$

$$1.20 \leq h_t \leq 1.90$$

On prend: $h=1.30\text{m}$

Chapitre 3 : Étude du tablier

- Nombre et Espacement des poutres :

On choisit le nombre de poutre égal à 11 est la largeur du tablier ($L_t = 11,5$ m) , donc l'espacement est donne par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{L_a}{N-1} \Rightarrow \lambda = \frac{10}{11-1} = 1 \text{ m}$$

En prend :

$$\lambda = 1.02 \text{ m}$$

$$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1 \Rightarrow \frac{10}{1.02} = 10.8$$

En prend 11 poutres

Avec :

L_a : est la distance entre appuis de rive : $L_a = L_t - 1,5 = 10\text{m}$

λ : est l'espacement entre les poutres

N : nombre des poutres

- La largeur de la table de compression :

D'après le guide SETRA, la largeur de la table de compression est comprise

$$0.6 h \leq b \leq 0.8 h \Rightarrow 0.6 (1.30) \leq b \leq 0.8 (1.30) \Rightarrow 0.78 \leq b \leq 1.04$$

Donc on prend $b=1 \text{ m}$

b : largeur de la table de compression.

h : hauteur de la poutre.

- Epaisseur de la table de compression (h_c) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur h_c de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm.

Dans notre cas, on prend $h_c = 10 \text{ cm}$

Chapitre 3 : Étude du tablier

- Largeur De Talons :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur du talon est donnée par la formule :

$$40 \leq b_t \leq 60 \text{ cm}$$

On prend : $b_t = 45 \text{ cm}$.

- Épaisseur de l'âme (b_0) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on a deux situations qui sont prévisibles :

- Épaisseur de l'âme au niveau de l'appui : $b_0 = b_t = 45 \text{ cm}$.
- Épaisseur de l'âme a mi travée : $0.15 \leq b_0 \leq 0.22 \text{ m} \Rightarrow 0.20 \text{ m}$.

- Épaisseur du talon :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur du talon est généralement comprise entre 0,1m et 0.20 m

En prend : $e_p = 20 \text{ cm}$

- Membrane supérieure de la poutre :

• **Gousset :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

• **Gousset de la table de compression (e_1):**

D'après le guide **S.E.T.R.A**, La face inférieure de la membrane présente une pente variant de

$$\frac{1}{10} \text{ à } \frac{1}{15}$$

Dans notre cas, on prend : $e_1 = 5 \text{ cm}$.

• **Épaisseur (e_2) :**

$$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \quad e_2 = 10 \text{ cm}.$$

• **Gousset du talon (e_3) :**

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on prend :

$$\alpha = 45^\circ \quad e_3 = 20 \text{ cm}.$$

• **Épaisseur (e_4) :**

$$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \quad e_4 = 8 \text{ cm}.$$

• **Épaisseur du hourdis :**

On adopte une épaisseur de : 0.20 m

Chapitre 3 : Étude du tablier

- **Entretoise :**

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$$E_{\text{entretoise}} = P_{\text{poutre}} - b_{\text{entretoise}}$$

$$E_{\text{entretoise}} = 1.3 - 0.4$$

$$\text{On adopte : } H_{\text{entretoise}} = 0.9 \text{ m}$$

2. Caractéristique géométriques de la poutre :

On décompose la poutre en éléments simples pour faciliter les calculs.

Z : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe Δ situé à la base de la poutre.

(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).

IG : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité.

I₀ : Moment 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 (i) de la poutre telle que : $(B \text{ nette}) = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)}$.

$\mu\Delta$: Moment statique telle que $\mu\Delta$ (nette) = $\mu\Delta$ (brute) - 5% $\mu\Delta$ (brute).

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

V' = $\mu\Delta / B$: distance du centre de gravité à fibre supérieure.

i : rayon de gyration.

i₂ = IG/B .

ρ : coefficient de rendement géométrique $\rho = i^2/v$.

Chapitre 3 : Étude du tablier

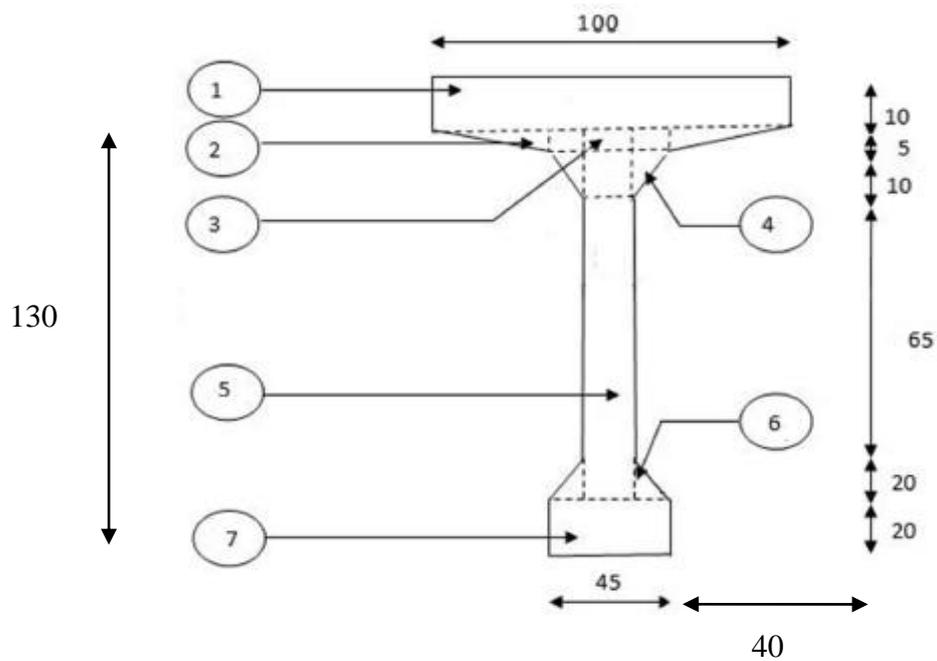


Figure 3.1 : Section de la poutre avec l'ourdis en travée

Désignation	Dimension	B(cm ²)	Z (cm)	$\mu\Delta=B \times z$ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I $\Delta=I_0+BxZ^2$
1	100 x10	1000	125	125000	8333	15633333
2	(5x30)/2 x2	150	118.4	17760	208.2	2102992.2
3	(10 x5) x 2	100	117.5	11750	208.2	1380833.2
4	(10 x10)/2 x2	100	111.67	11167	555.5	1247574.39
5	100 x20	2000	70	140000	1666666	11466666.6
6	(12 x20)/2 x2	250	26.6	6666.6	5555.55	182445.55
7	(45x20)	900	10	9000	30000	120000
Poutre préfabriquée						
B brute		4500				
B nette		4275				

Chapitre 3 : Étude du tablier

$\mu\Delta$ brute			321343.6		
$\mu\Delta$ nette			305276.42		
$I\Delta$ brute					32133844.94
$I\Delta$ nette					30527152.69

Tableau3.1: Donnant les caractéristiques géométriques de la section d'about

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	cm ²	4500
$Cdg = \mu\Delta / B = v$	cm	71.4
$V' = h - v$	cm	58.6
$IG = I\Delta - Bv^2$	cm ⁴	9193024.9
IG / v	cm ³	128753.85
IG / v'	cm ³	156877.5
$\rho = i^2 / (vv') = (IG / B) / (vv')$	/	0.48

Le rendement géométrique:

$\rho = IG / (Vx V' x B) = 0.48\rho = 48 \%$ donc correspond à une section normal

3. Etude des charges et surcharges appliquées sur le pont :

3.1. Généralité :

On va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse et il y a Plusieurs charges peuvent être disposées sur les chaussées du pont :

- Système A : pour la justification de la stabilité d'une structure.
- Système B : pour la justification de la stabilité locale des éléments du tablier .
- Charges militaires : appliquées uniquement sur les itinéraires faisant l'objet d'un classement.

Autres telles que. :

- Charges permanentes.
- Charge appliquées en cours d'exécution.

Chapitre 3 : Étude du tablier

- Actions sismiques.

3.2. Les charges permanentes :

- Le poids propre de la poutre :

$$g_1 = 0.4500 \times 2.5 \times 11$$

$$g_1 = 12.375 \text{ t/ml}$$

- Entretoise :

La hauteur de entretoise = la hauteur de la poutre – la largeur de entretoise

$$= 1.3 - 0.4 = 0.9$$

La largeur de entretoise = 0.4 d après **s e t r a**

$$g_2 = b \times h \times L \times \gamma_b$$

b : largeur de l'entretoise.

h : hauteur d'entretoise.

$$g_2 = 0.4 \times 0.9 \times 0.4 \times 2.5 \times 10 \times 2$$

$$g_2 = 7.2 \text{ t}$$

- Le poids de la dalle:

$$g_3 = \gamma_b \times L \times e$$

Avec :

e : l'épaisseur de la dalle est : 25 cm.

γ_b : le poids volumique du béton

L : Largeur du tablier

$$g_3 = 2.5 \times 11.5 \times 0.25$$

$$g_3 = 7.187 \text{ t/ml}$$

- Le revêtement :

On a couche de revêtement de 8 cm donc :

Le poids de revêtement est :

$$g_4 = e_r \times L_r \times \gamma_{\text{bitume}}$$

e_r : épaisseur du revêtement

L_r : la largeur de la chaussée

γ_{bitume} : masse volumique de revêtement 2.2 t/m^3

$$g_4 = 0.08 \times 9 \times 2.2$$

$$g_4 = 1.584 \text{ t/ml}$$

- Garde corps et glissières :

Le cahier de C.P.C donne $g_5 = 0.1 \text{ t/ml}$ pour chaque cote :

$$g_5 = 0.1 \times 2$$

$$g_5 = 0.2 \text{ t/ml}$$

Chapitre 3 : Étude du tablier

- Corniches et trottoirs :

Le cahier de C.P.C donne leur poids : $g = 1.12\text{t/ml}$

$$g_6 = 1.12 \times 2$$

$$g_6 = 2.24 \text{ t/ml}$$

Charge permanente totale G :

$$G = (g_1 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6) \times L + g_2$$

$$G = (12.375 + 7.187 + 1.584 + 0.2 + 2.24) \times 28 + 7.2$$

$$\mathbf{G = 667.608 \text{ t}}$$

3.3. Etude des surcharges :

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

La surcharge de type A (L).

Système B.

La surcharge militaire M c 120.

La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.

Les surcharges sur trottoirs.

Système de charge A (L) :

Ce système est constitué d'une charge uniformément répartie, dont l'intensité est en (kg/m^2) et dépend de la largeur surchargée est donne par la formule suivante :

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

Avec :

$L = 28 \text{ m}$ (la longueur chargée)

$$\boxed{A(l) = 1.13 \text{ t/m}^2}$$

Classe du pont :

La détermination de la classe du pont dépend de la largeur roulable est donné par le tableau suivant :

Chapitre 3 : Étude du tablier

La classe	largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5,50 m \leq L_r \leq 7 m$
3	$L_r \leq 7 m$

Tableau 3.2 : Détermination de la classe du pont

On a : $L_r \geq 7m$ donc notre pont est de classe 1.

La valeur de $A(l)$ doit être multipliée par un coefficient « a_1 »

Le coefficient a_1 :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du Pont	1ère	1	1	0.9	0.75	0.70
	2ème	1	0.9	-	-	-
	3ème	0.9	0.8	-	-	-

Tableau 3.3. Détermination de « a_1 »

Classe du pont : classe 1

Nombre de voies chargées : 2

$n = \text{Int} \{ L_c / 3 \}$ $n = \text{Int} \{ 9 / 3 \} = 3$ donc on a 2 voies

Donc : $a_1 = 1$

La charge $A(l)$ est multipliée ensuite par un coefficient a_2 :

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

Chapitre 3 : Étude du tablier

$$V = \frac{\text{largeur chargeable}}{\text{nombre de voies}} = \frac{9}{2} = 4.5$$

V : est la largeur d'une voie

V_0 : dépend de la classe du pont

classe du pont	V_0 (m)
1 ^{er} classe	3.5
2 ^{ème} classe	3
3 ^{ème} classe	2.75

Tableau 3.4: Valeur de V_0

$V_0 = 3,5$ m (pont de 1^{ère} classe)

$$\text{Donc : } a_2 = \frac{3.5}{4.5} = 0.77$$

Par suite la surcharge par mètre linéaire est :

$$q_{A(l)} = A(l) \times a_1 \times a_2 \times Lr = 1.13 \times 1 \times 0.77 \times 9$$

$q_{A(l)} = 7.83$ t/ml

Système B :

Le système « B » comprend trois (3) systèmes distincts à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t)
- Le système B_i se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t)

Les surcharges du système B sont frappées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

Chapitre 3 : Étude du tablier

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

Tel que :

L : la longueur de l'élément.

S : la surcharge maximale.

G : la charge permanente.

- **système B_c :**

Dans un pont on dispose sur la chaussée au plus autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

Dans le sens transversal : Nombre maximal de files que l'on peut disposer égal au nombre de voie de circulation, il ne faut pas en mètre plus.

On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation, et l'on place toujours ces files dans les situations les plus défavorables.

Dans le sens longitudinal : Le nombre de camions est limité à deux.

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

Le système «BC» est multipliée par un coefficient « b_c » obtenu en fonction de la classe du pont et des nombres de files considérées donné par le tableau ci-dessous:

Nombre de convois		1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1.2	1.10	0.95
	2 ^{eme}	1	1	/
	3 ^{eme}	1	0.8	/

Tableau 3.5 : Le coefficient b_c

la classe du pont : 1

Le nombre de files est = 2

$$b_c = 1.10$$

Dans notre cas, on peut placer deux files de deux camions longitudinalement et deux camions transversalement.

Le poids d'un camion B_c est = 30 t

$$B_c = (2 \times 30) + 24 = 84 \text{ t} \times 2$$

$$B_c = 168 \text{ t}$$

$$S = b_c \times B_c = 1.1 \times 168$$

Chapitre 3 : Étude du tablier

$$S = 184.8 \text{ t}$$

$$Bc_{\text{final}} = S \times \delta_{bc}$$

Et connaissant la formule du coefficient de majoration dynamique on aura : $\delta_{bc} = 1.09$

$$Bc_{\text{final}} = 184.8 \times 1.09$$

$$Bc_{\text{final}} = 203.02 \text{ t}$$

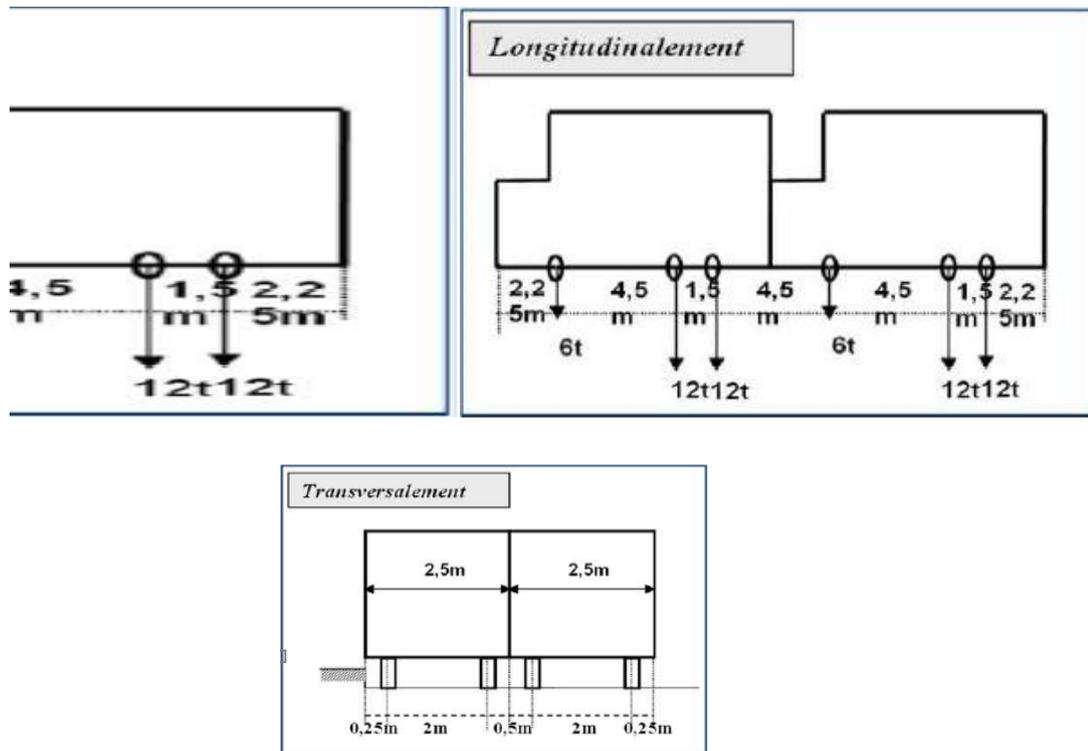


Figure 3.2: système Bc

- système Bt

Ce sous système ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe. Il est composé de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, dont le poids de chaque essieu est fixé de 16 t.

Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal.

Un coefficient de pondération b_t est multiplié par la valeur de la surcharge

B_t , qui dépend de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Chapitre 3 : Étude du tablier

Classe du pont	1	2
Coefficient b_t	1	0.9

Tableau 3.6 : Coefficient b_t

Pont de classe I

$b_t = 1.$

Le poids d'un essieu tandem = $16 \times 2 = 32$ t

Donc : $32 \times 2 = 64$ t

$B_t = 64$ t

$S = B_t \times b_t$

$S = (16 \times 2 \times 2) \times 1 = 64$ t.

Et connaissant la formule du coefficient de majoration dynamique on aura : $\delta_{bt} = 1.074$

Donc :

$B_{t \text{ final}} = S \times \delta_{bt}$

$B_{t \text{ final}} = 68.776$ t

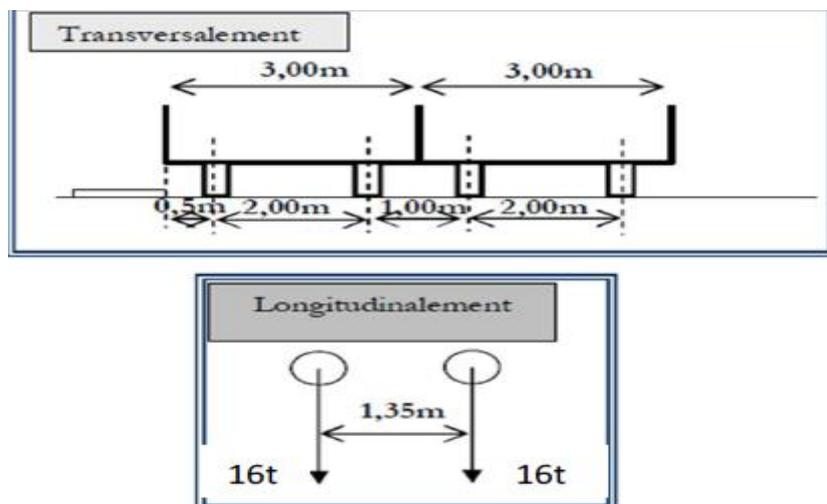


Figure 3.3 : système Bt

- système B_r :

Ce système de charge composé d'une roue isolé de 10 t qui peuvent être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure **0,60m** et le coté longitudinal **0,30m**

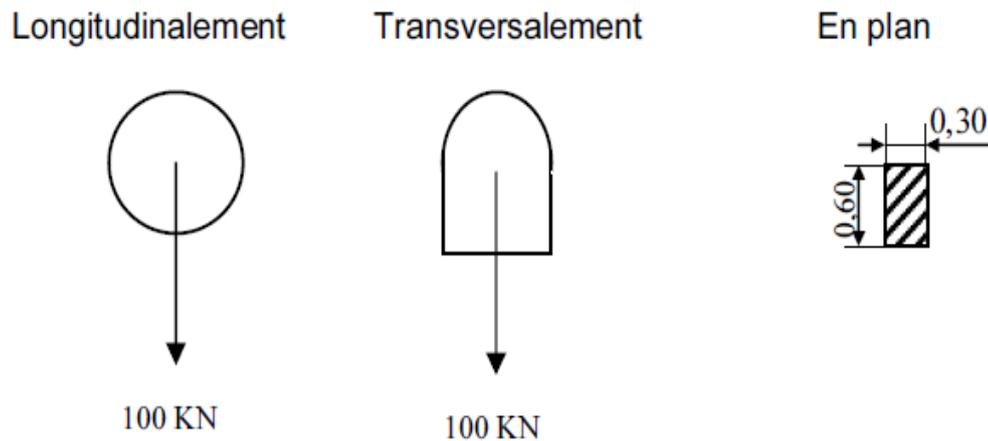


Figure 3.4 : Disposition système Br

$$S = 10 \text{ t}$$

$$\delta_{br} = 1.062$$

$$B_r = S \times \delta_{br}$$

$$B_r = 1.062 \times 10$$

$$B_r = 10.62 \text{ t}$$

- **Surcharges militaire:**

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture (dalles) ou d'ossature (entretoises, longerons et pièces de pont) des tabliers. On considère deux convois militaires :

- Le convoi M 80 donnant un système de charge Mc 80.
- Le convoi M 120 donnant un système de charge Mc120.

a. Surcharges militaire M c 120 :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type MC120, ces derniers peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi
- Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter L'espace entre deux convois est environ de 36m.

Chapitre 3 : Étude du tablier

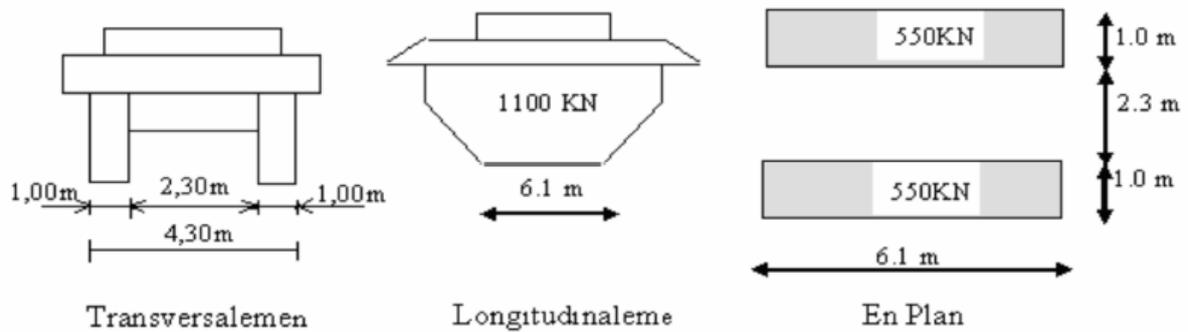


Figure 3.5 : charge militaire (Mc120)

Masse totale de chenille 110 t/ml.

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

$$M_c = 110 \times \delta_{mc}$$

$$M_c = 110 \times 1.084$$

$$M_{c120} = 119.27 \text{ t}$$

- **Charge exceptionnelle D240:**

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration

Dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

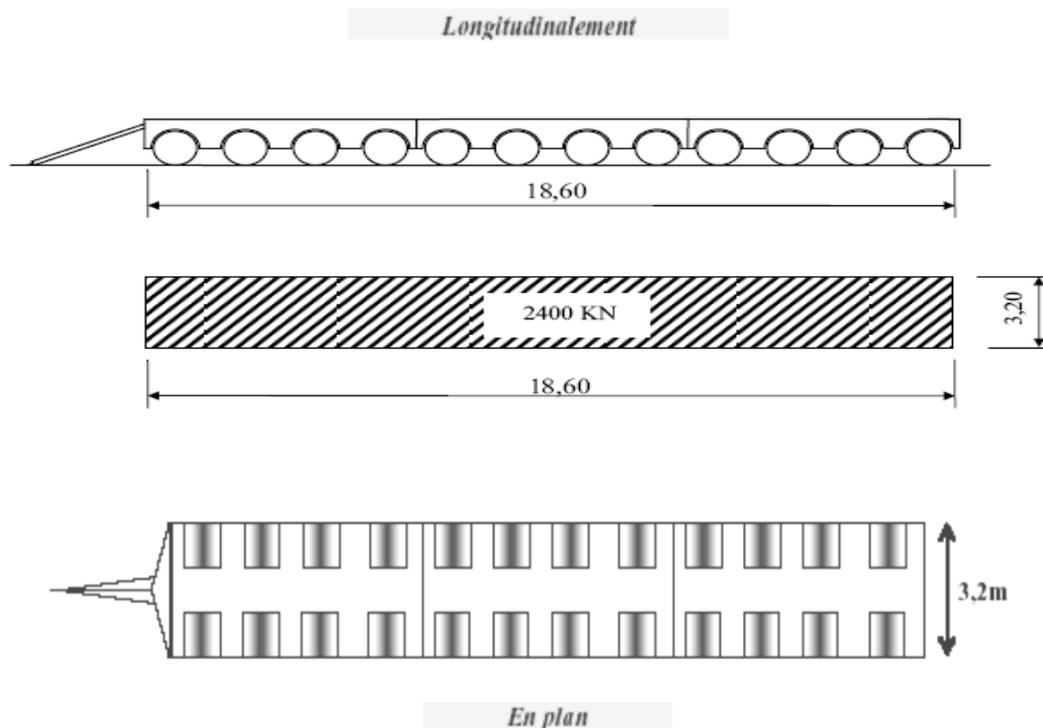


Figure 3.6 : Convois exceptionnels (D240)

Chapitre 3 : Étude du tablier

- **Effort de freinage :**

✓ Effort de freinage dû à A(L) :

$$\delta_{A(l)} = 7.83 \text{ t/ml} \quad , \quad L = 28\text{m}$$

$$H_{F[A(l)]} = \frac{Q_{A(l)}}{20+0,0035 \times S}$$

$$H_{F[A(l)]} = \frac{7.83 \times 28}{20+0,0035(9 \times 28)} = \mathbf{10.498 \text{ t}}$$

✓ Effort de freinage dû à BC : c'est le poids d'un seul camion supposé freiner donc :

$$H_{F(BC)} = G \Rightarrow H_{F(BC)} = \mathbf{30 \text{ t}}$$

- **Efforts sismiques :**

Ils sont classés les actions accidentelles .elle sont définies comme suit :

L'effort vertical : $H_v = 7/100 \text{ G}$ avec : $G = \mathbf{667.608 \text{ t/ml}}$

$$H_v = \frac{7}{100} \times 667.608 = \mathbf{46.73 \text{ t}}$$

L'effort horizontal : $H_h = 10/100 \text{ G}$

$$H_h = \frac{10}{100} \times 667.608 = \mathbf{66.76 \text{ t}}$$

- **Effet de vent :**

Le vent développe sur toutes surfaces frappées normalement une pression de $\mathbf{0.25 \text{ t / m}^3}$

- **Surcharge sur trottoir :**

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

Largeur du trottoir est 1.75 m

Pour 1 trottoir chargé :

$$P = 0,15 \times 1,75 = 0,262 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,262 \text{ t/ml}$$

Chapitre 3 : Étude du tablier

Pour 2 trottoirs chargés :

$$P = 2 \times 0,262 = 0,52 \text{ t/ml} .$$

$$P = \mathbf{0,52 \text{ t/ml}} .$$

1. Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) qui ne permet d'économiser le temps.

La **MEF** ne remplace pas les connaissances techniques de l'ingénieur ni sa maîtrise de la physique. Elle est seulement un outil de calcul et cet outil n'est véritablement efficace que s'il est utilisé par un ingénieur qualifié et expérimenté. Avec la diversité des logiciels disponibles dans le monde de génie civil, on a choisi le logiciel **robot** qui nous permettra un passage fiable de l'état physique à l'état numérique.

2. Présentation du logiciel :

Le logiciel Auto desk® Robot™ Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Auto desk® Revit® Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

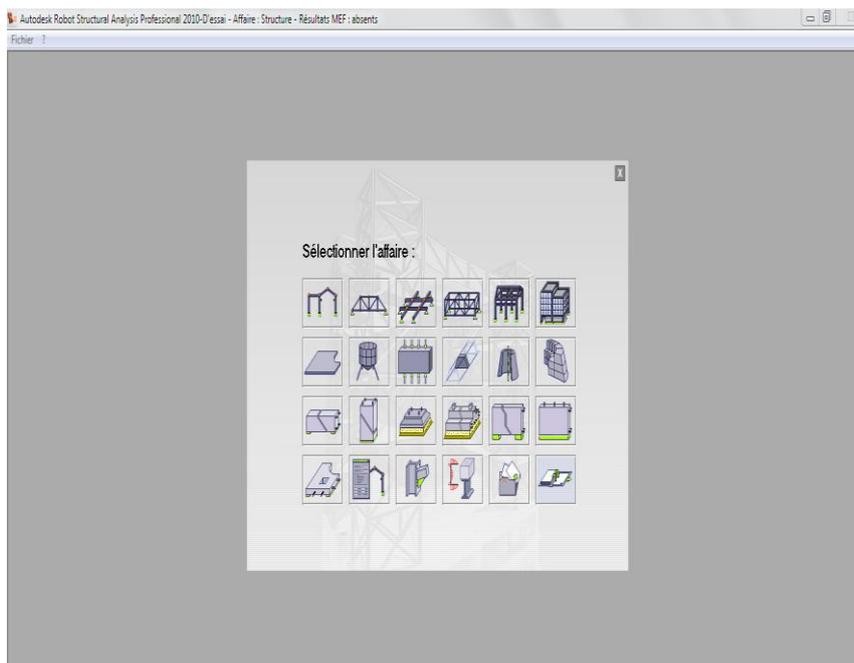


Figure 4.1. Présentation de logiciel robot 2010

3. Etapes de Modélisation :

Notre ouvrage est isostatique avec 3 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20cm d'épaisseur avec 11 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, et la dalle considérée comme élément SHELL.

3.1. Détermination des Charges et leurs combinaisons :

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, calculé dans le Chapitre précédent

4. Etudes statiques :

4.1. Introduction :

A partir des charges et surcharges déterminés, on effectue par la suite une Analyse statique de pont.

ACTION	ELU	ELS
G	1,35	1
Q	1,5	1
B _C	1,6	1,2
B _T	1,6	1,2
B _R	1,6	1,2
MC120	1,35	1
D240	1,35	1

Tableau 4.1. Coefficients des combinaisons.

Les charges citées précédemment sont introduites en considérant :

- G : charge permanente, définie comme une charge statique.
- Q : surcharge de trottoir + corniche + garde-corps et glissière + revêtement.
- A(l) : surcharge uniformément répartie sur la largeur roulable, définie comme charge linéairement statique.
- B_c, B_r : surcharges des camions type, définie comme charges mobile (moving load) .

Chapitre 4 : modélisation

- MC120 : surcharge militaire, définie comme une charge mobile (moving load) .
- D240 : convois exceptionnels (moving load) .

Combinaison utilisées pour l'étude sont :

ELU1 : $1,35G+1,5Q+1,6A(I)$

ELU2 : $1,35G+1,5Q+1,6Bc$

ELU3 : $1,35G+1,5Q+1,6Br$

ELU4 : $1,35G+1,5Q+1,35Mc120$

ELS1 : $G+Q+1,2A(I)$

ELS2 : $G+Q+1,2Bc$

ELS3 : $G+Q+1,2Br$

ELS4 : $G+Q+Mc120$

5. Résultats obtenus du robot 2010 :

5.1. Moment fléchissant :

On résume tous les résultats des Moments fléchissant maximum en (KN.m) obtenus à partir du robot 2010 :

poutre	G	AL	MC120 c	BC_c	D240_c	Q
POUTRE G	1766,83	1011,35	531,75	334,39	579,94	157,52
POUTRE 1	1759,52	1104,20	700,92	420,97	778,98	171,98
POUTRE 2	1757,56	1183,33	919,50	530,93	1013,82	184,31
POUTRE 3	1757,70	1228,81	993,14	579,49	1197,20	191,39
POUTRE 4	1757,70	1228,81	993,14	579,49	1197,20	191,39
POUTRE 5	1757,56	1183,33	919,50	530,93	1013,82	184,31

Chapitre 4 : modélisation

POUTRE 6	1759,52	1104,20	700,92	420,97	778,99	171,98
POUTRE 7	1759,52	1183,33	700,92	420,97	778,99	184,31
POUTRE 8	1757,70	1104,20	993,14	530,93	1013,82	171,98
POUTRE 9	1757,56	1228,81	919,50	579,49	778,98	191,39
POUTRE D	1766,83	1011,35	531,75	334,39	579,95	157,52

Tableau 4.2 .Moments fléchissant maximum

Poutre	ELU AL	ELU BC_c	ELU MC120_c	ELU D240_c
POUTRE G	4720,43	3635,55	3819,58	3885,19
POUTRE 1	4769,87	3671,69	3938,13	4025,98
POUTRE 2	4821,93	3774,05	4143,10	4217,67
POUTRE 3	4854,98	3812,07	4200,90	4397,55
POUTRE 4	4854,98	3812,07	4200,90	4397,54
POUTRE 5	4821,93	3774,05	4143,10	4217,67
POUTRE 6	4769,87	3671,69	3938,13	4025,99
POUTRE 7	4769,87	3774,05	3938,13	4025,99

Chapitre 4 : modélisation

POUTRE 8	4821,93	3812,07	4143,10	4217,67
POUTRE 9	4821,93	3812,07	4200,90	4397,54
POUTRE D	4720,43	3635,55	3819,58	3885,20

Tableau 4.3 : Moments fléchissant maximum à l'ELU

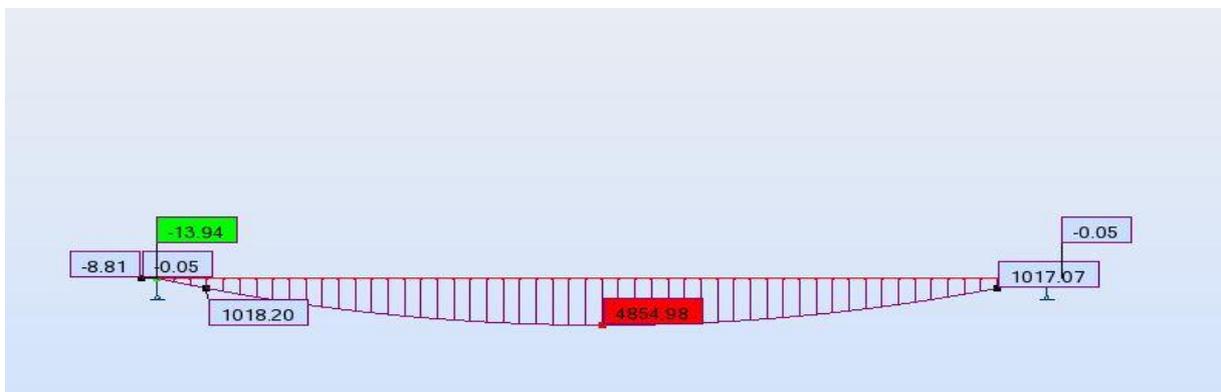


Figure 4.2 : moment max a l'ELU

Poutre	ELS	ELS	ELS	ELS
	AL	BC _C	MC120 _C	D240 _C
POUTRE G	3512,44	2698,78	2830,17	2878,76
POUTRE 1	3550,27	2726,65	2917,81	2982,88
POUTRE 2	3589,86	2803,99	3069,49	3124,73
POUTRE 3	3614,94	2832,79	3112,23	3257,88
POUTRE 4	3614,94	2832,79	3112,23	3257,88
POUTRE 5	3589,86	2803,99	3069,49	3124,73
POUTRE 6	3550,27	2726,65	2917,81	2982,88
POUTRE 7	3550,27	2726,65	2917,81	2982,88
POUTRE 8	3589,86	2803,99	3069,49	3124,73
POUTRE 9	3614,94	2832,79	3112,23	3257,88
POUTRE D	3512,44	2698,78	2830,17	2878,77

Tableau 4.4 : Moments fléchissant maximum à l'ELS

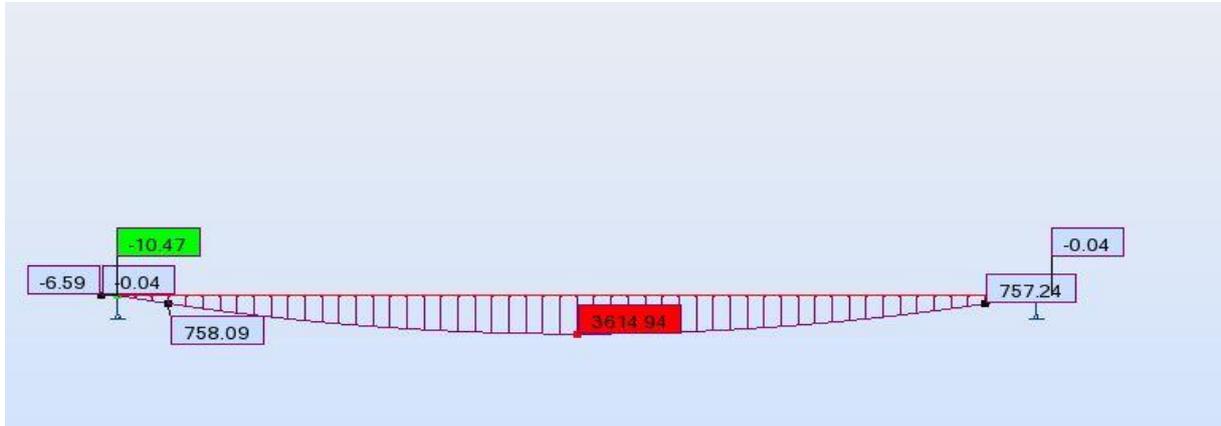


Figure 4.3 : moment max a l'ELS

5.2. Effort tranchant :

On résume tous les résultats des Efforts tranchants maximum en (KN.m) obtenus à partir du robot 2010 :

poutre	g	AL	MC120 c	BC_C	D240_C	Q
POUTRE G	261,39	131,80	62,38	38,58	70,58	20,53
POUTRE 1	260,77	162,70	58,70	36,90	65,82	25,34
POUTRE 2	263,16	175,59	90,58	61,06	76,22	27,35
POUTRE 3	263,54	181,78	91,69	57,05	124,21	28,31
POUTRE 4	263,29	181,69	91,69	57,05	124,21	28,30
POUTRE 5	263,16	175,57	90,58	61,06	76,22	27,35

Chapitre 4 : modélisation

POUTRE 6	262,77	162,70	58,70	36,90	65,22	25,34
POUTRE 7	263,16	162,70	58,70	36,90	65,22	27,35
POUTRE 8	263,16	175,59	90,58	57,05	64,85	25,34
POUTRE 9	263,29	181,69	90,58	58,65	76,22	27,35
POUTRE D	261,39	131,80	62,38	38,58	70,58	20,53

Tableau 4.5 : Effort tranchant

Poutre	ELU AL	ELU BC_C	ELU MC120_C	ELU D240_C
POUTRE G	679,65	530,50	552,98	564,05
POUTRE 1	702,43	501,16	521,36	530,80
POUTRE 2	713,93	87,34	505,52	508,79
POUTRE 3	719,55	480 ,56	497,46	495,68
POUTRE 4	718,64	480,17	497,71	495,57
POUTRE 5	713,90	487,33	521,36	508,77
POUTRE 6	702,43	501,16	495,55	530,80
POUTRE 7	713,15	501,78	521,30	508,36
POUTRE 8	705,66	482,50	505,52	530,21
POUTRE 9	713,90	487,34	505,50	508,77
POUTRE D	679,65	530,50	552,98	564,05

Tableau 4.6 : Effort tranchant maximum à l'ELU

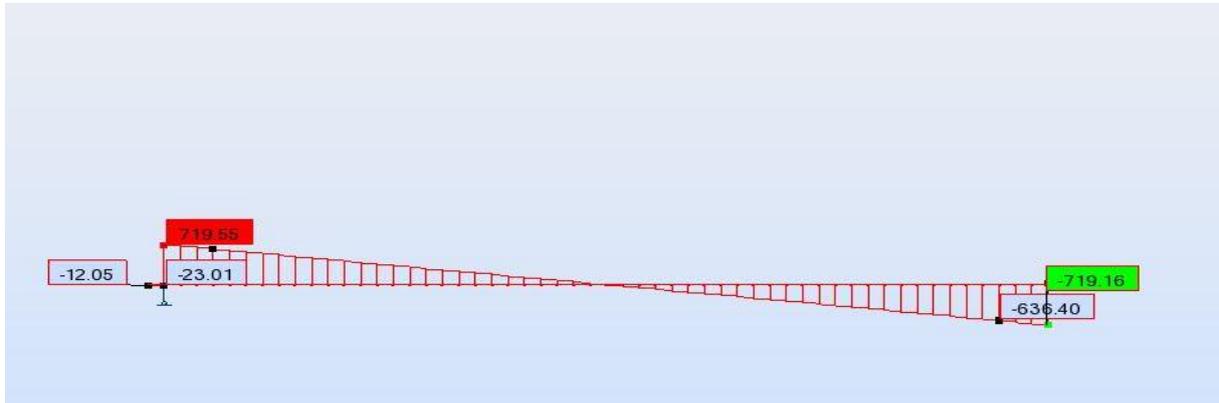


Figure 4.4 : Effort tranchant max a l'ELU

Poutre	ELS AL	ELS BC_C	ELS MC120_C	ELS D240_C
POUTRE G	505,54	393,68	409,76	417,96
POUTRE 1	522,82	371,87	386,28	393,28
POUTRE 2	531,51	361,57	374,53	376,95
POUTRE 3	535,76	356,51	368,74	367,23
POUTRE 4	535,08	356,22	368,55	367,15
POUTRE 5	531,49	361,56	374,52	367,15
POUTRE 6	522,82	371,87	386,28	376,94

Chapitre 4 : modélisation

POUTRE 7	502,24	360 ,89	386,20	393,28
POUTRE 8	531,84	356,22	374,50	358,54
POUTRE 9	530,70	371,87	360,25	370,21
POUTRE D	505,54	393,68	409,76	417,96

Tableau 4.7 : Effort tranchant maximum à l'ELS



Figure 4.5 : Effort tranchant max a l'ELS

Les valeurs des moments présentées sont obtenues d'après notre modèle, et on a pris la valeur maximale :

$$M_{\max} = \begin{cases} \text{ELU} = 4854,98 \text{ KN/ml (A1)} \\ \text{ELS} = 3614,94 \text{ KN/ml (A1)} \end{cases}$$

$$T_{\max} = \begin{cases} \text{ELU} = 719,55 \text{ KN/ml (Al)} \\ \text{ELS} = 535,76 \text{ KN/ml (Al)} \end{cases}$$

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

1. Introduction :

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, militaires et 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, ces coffrages se présentent sous la forme de dallâtes en mortier de fibres ou en béton armé.

2. Détermination de ferrailage :

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé d'épaisseur 20 cm, recouverte d'une couche de revêtement de 8 cm, reposant sur des poutres en béton précontraint. Les sollicitations ont été évaluées au robot 2010 comme suit :

✚ Les moments fléchissant et effort tranchants de la dalle :

	Sens	Position	Moments fléchissant (t.m/)	Effort tranchant (t/ml)
ELU	Transversal	Travée	13.43	6.231
		Appui	-9.90	
	Longitudinal	Travée	2.10	4.411
		Appui	-2.20	
ELS	Transversal	Travée	8.10	
		Appui	-5.03	
	Longitudinal	Travée	2.22	
		Appui	-1.42	

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

2.1 Sens longitudinal :

➤ *En travées*

ELU : $M_u = 21 \text{ KN.m}$

$$\Pi = \frac{Mu}{b \times d^2 \times F_{bc}}$$

$$\text{AVEC } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = \frac{0.85 f_c j}{\gamma_b \times \theta} \\ \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5 \\ \text{Fissuration préjudiciable} \\ \text{aciers à hautes adhérences (H.A). fe500} \\ \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \\ \\ F_{bc} = 17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

d : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieur.

B : La largeur de la section fictive

$$d = h \times 0.9 \implies d = 0.20 \times 0.9 = 0.18 \text{ m}$$

$$\Pi = \frac{(21 \times 10^{-3})}{1 \times (0.18^2) \times 17} = 0.038$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\text{On a } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\Pi}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}) = 0.05$$

$$z = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.05)) = 0.1764 \text{ m.}$$

$$\text{donc : } A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa .}$$

$$A_{st} = \frac{21 \times 10^{-3}}{0.1764 \times 434.78} = 2.73 \text{ cm}^2.$$

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

Choix : $4\Phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$.

ELS : $M_s = 22.2 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{SC} (x - d') - n \times A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec : $A_{SC} = 0$; n : coefficient d'équivalence = 15

$$(1) \implies 0.5x^2 - 15 \times 8.04 \times 10^{-4} (0.18 - x)$$

$$\implies x = 0.054 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0.054^3}{3} + 15 \times 8.04 \times 10^{-4} (0.18 - 0.054)^2$$

$$I = 2.4 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.2 \times 10^{-3} \times 0.054}{2.4 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 4.99 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.99 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - x)}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06(30) = 2.4 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ Aciers à haute adhérence

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (333.33, 215.55)$$

On prend $\overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(22.2 \times 10^{-3} (0.18 - 0.054))}{2.4 \times 10^{-4}}$$

$\sigma_{st} = 174.35 < \overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$ Condition vérifiée .

➤ En appuis

ELU : $M_u = 22 \text{ KN.m}$

$\eta = 0.039 < 0.392 \longrightarrow$ section simple armature

$\alpha = 0.05 \Longrightarrow z = 0.1764 \text{ m}$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{22 \times 10^{-3}}{0.1764 \times 434.78} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Choix : **3Φ20 = 9.42 cm²**.

ELS : $M_s = 14.2 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc}(x - d') - n \times A_{st}(d - x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$(1) \Longrightarrow 0.5x^2 - 15 \times 4.02 \times 10^{-4}(0.18 - x)$$

$$\Longrightarrow x = 0.039 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

$$I = \frac{(1 \times 0.039)^3}{3} + 15 \times 9.42 \times 10^{-4} (0.18 - 0.039)^2$$

$$I = 2.9 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.2 \times 10^{-3} \times 0.039}{2.9 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.9 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.9 < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(333.33, 215.55).$$

On prend $\overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(14.2 \times 10^{-3} (0.18 - 0.039))}{2.9 \times 10^{-4}}$$

$\sigma_{st} = 103.56 < \overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$ Condition vérifiée .

2.2 Sens transversal :

➤ En travées

ELU : $M_u = 134.3 \text{ KN.m}$

- $\Pi = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}}$

$$\text{AVEC } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = \frac{0.85 f_c j}{\gamma_b \theta} \\ \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5 \\ \text{Fissuration préjudiciable} \\ \text{aciers à hautes adhérences (H.A) . fe500} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \\ F_{bc} = 17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

- d : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieur.
- B : La largeur de la section fictive

$$d = h \times 0.9 \implies d = 0.20 \times 0.9 = 0.18 \text{ m}$$

- $\Pi = \frac{(134.3 \times 10^{-3})}{1 \times (0.18^2) \times 17} = 0.24$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\text{On a } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\Pi}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.24)}) = 0.35$$

$$z = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.35)) = 0.1548 \text{ m}$$

Donc : $A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{134.3 \times 10^{-3}}{0.1548 \times 434.78} = 19.9 \text{ cm}^2$$

Choix : **7Φ20 = 21.99 cm²**.

ELS : $M_s = 81 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc}(x-d') - n \times A_{st}(d-x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Avec : $A_{sc} = 0$; n : coefficient d'équivalence = 15

$$(1) \implies 0.5x^2 - 15 \times 21.99 \times 10^{-4}(0.18-x)$$

$$\implies x = 0.119 \text{ m.}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0.119^3}{3} + 15 \times 21.99 \times 10^{-4} (0.18 - 0.119)^2$$

$$I = 6.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{81 \times 10^{-3} \times 0.119}{6.8 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 14.175 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.175 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d-x)}{I}$$

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_t 28} \right)$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06(30) = 2.4 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ Aciers à haute adhérence

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (333.33, 215.55)$$

On prend $\overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(81 \times 10^{-3} (0.18 - 0.119))}{6.8 \times 10^{-4}}$$

$\sigma_{st} = 108.99 < \overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ En appuis

ELU : $M_u = 99 \text{ KN.m}$

$$\eta = 0.17 < 0.392 \longrightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 0.23 \implies z = 0.163 \text{ m}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{99 \times 10^{-3}}{0.163 \times 434.78} = 13.97 \text{ cm}^2$$

Choix : **8Φ16 = 16.08 cm²**.

ELS : $M_s = 50.3 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} (x - d^2) - n \times A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$(1) \implies 0.5x^2 - 15 \times 16.08 \times 10^{-4} (0.18 - x)$$

$$\implies x = 0.056 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

$$I = \frac{(1 \times 0.056)^3}{3} + 15 \times 16.08 \times 10^{-4} (0.18 - 0.056)^2$$

$$I = 4.18 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{50.3 \times 10^{-3} \times 0.056}{4.18 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 6.72 \text{ MPa}$$

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

$$\sigma_{bc}=6.72 < \overline{\sigma}_{bc}=18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(333.33, 215.55)$$

On prend $\overline{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(50.3 \times 10^{-3} (0.18 - 0.056))}{4.18 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 210 < \overline{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.3. Résistance à l'effort tranchant :

Les règles de B.A.E.L n'envisagent que la vérification à l'ELU.

$$\tau_{adm} = \min(0.15 \times f_c / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_{adm} = 2.7 \text{ MPa}$$

✚ Transversalement :

$$T_u = 6.231 \text{ t / ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{62.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.34 \text{ MPa ;}$$

$$\tau_u = 0.34 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ Sens longitudinal :

$$T_u = 4.411 \text{ t / ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{44.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.24 \text{ MPa ;}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3. Condition de non poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux Dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » de 10t ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

Condition à vérifier :

$$Q_u \geq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_c j}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen .

h : épaisseur totale de la dalle.

f_{cj} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La surface d'impact :

$$U' = V' = U + h + 2h_r$$

Avec :

h_r : hauteur du revêtement

$$U = V = 30 + 20 + 2 \times 8 = 66 \text{ cm}$$

$$Q_u = 1.5 \times \delta_{br} \times Q$$

$$Q_u = 1.5 \times 1.062 \times 10 = 15.93 \text{ t}$$

$$U_c = 2 \times (U' + V')$$

$$U_c = 2 \times (66 + 66) = 132 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} = 3000 \text{ t/m}^2$$

$$D'où : 15.93 < \frac{0.045 \times 1.32 \times 0.20 \times 3000}{1.5} = 23.76 \text{ t} ;$$

Donc, on peut conclure qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement.

4. Calcul des Entretoises :

Les entretoises sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le

Tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux.

Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about qui ont pour rôle :

- ✓ D'éviter le déversement des poutres lors du coulage de l'hourdis
- ✓ Elles sont indispensables pour soulever le tablier en vue d'un changement des

Appareils d'appuis

$$Q = \frac{G}{n \times L}$$

Avec :

G : charge permanente pour une travée de tablier = **667.608 t**

n = nombre des poutres = 11 poutres

L = longueur du tablier = 28 m

$$\text{Donc : } Q = \frac{667.608}{11 \times 28} = 2.16 \text{ t/ml}$$

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

$$P=R=\frac{Q \times L}{2}=30.24t \quad \text{donc } P=R=30.24 t$$

Pour le calcul des sollicitations, on utilise le logiciel robot 2010 :

	ELU	ELS
Moment maximum en travée	1.719 t.m	1.260 t.m
Moment maximum en appuis	35.49 t.m	30.01 t.m
Effort tranchant maximum	32.20t	

Tableau 5.1. Des moments et effort tranchant à L'ELU-L'ELS

5. Ferrailage :

5.1 Sens longitudinal :

ELU :

✓ En travée $M_u = 17.19 \text{KN.m}$

$$\eta = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}}$$

$$d = h \times 0.9 \quad \implies \quad d = 0.7 \times 0.9 = 0.63 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{(17.19 \times 10^{-3})}{0.4 \times (0.63)^2 \times 15.3} = 0.0070$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\text{On a } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\eta}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0070)}) = 0.0125$$

$$z = 0.63 (1 - (0.4 \times 0.0125)) = 0.62 \text{m}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{17.19 \times 10^{-3}}{0.62 \times 434.78} = 0.63 \text{ cm}^2$$

✓ En appuis $M_u = 354.9 \text{ KN.m}$

$$\eta = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}}$$

$$d = h \times 0.9 \quad \Longrightarrow \quad d = 0.7 \times 0.9 = 0.63 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{(354.9 \times 10^{-3})}{0.4 \times (0.63)^2 \times 15.3} = 0.146$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\text{On a } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\eta}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.146)}) = 0.2$$

$$z = 0.63 (1 - (0.4 \times 0.2)) = 0.57 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{354.9 \times 10^{-3}}{0.57 \times 434.78} = 14.08 \text{ cm}^2$$

Choix : **8Φ16 = 16.08 cm²**.

ELS :

$$M_s = 300.1 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc}(x - d') - n \times A_{st}(d - x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Avec : $A_{sc} = 0$; n : coefficient d'équivalence = 15

$$(1) \quad \Longrightarrow \quad 0.5x^2 - 15 \times 16.08 \times 10^{-4}(0.63 - x)$$

$$\Longrightarrow \quad x = 0.14 \text{ m}$$

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.14^3}{3} + 15 \times 16.08 \times 10^{-4} (0.63 - 0.14)^2$$

$$I = 61.5 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{300.1 \times 10^{-3} \times 0.14}{61.5 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 6.83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.83 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - x)}{I}$$

On prend $\overline{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{(300.1 \times 10^{-3} \times (0.63 - 0.14))}{61.5 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 358.6 < \overline{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.2 Armature transversale :

$$T_u = 322.0 \text{ t}$$

Contrainte de cisaillement est donnée par

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.322}{0.4 \times 0.63} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

Le diamètre minimum des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi)$$

$$\phi \leq \min (90/35 ; 40/10 ; 12) \leq 12 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 12 \text{ mm}$.

Chapitre 5 : Etude De L'hourdis

Espacement :

D'après le R.P.A

$$\text{Esp} \leq \min (h/4 ; 12 \phi ; 40 \text{ cm}) \quad \leq \min(2.25 ; 1.2 ; 40\text{cm})$$

on prend esp = 1.2 cm.

Armatures De Construction :

$$A_c = 25\% \times A_s = 0.25 \times 16.08 = 4.02\text{cm}^2 \text{ soit : } 8\text{T8}$$

1. Généralités sur la précontrainte :

Il est connu que la qualité essentielle du béton dit traditionnel est la bonne résistance à la compression, par contre, sa résistance à la traction est très faible voire inexistante et en cas de fissuration, cette dernière tombe même à zéro. Il est donc préférable de chercher à utiliser au maximum les qualités de résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Les constructions précontraintes sont soumises à un système d'effort permanent (P) créé artificiellement dans le but de diminuer les efforts de traction dus aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation, de la, le béton reste toujours comprimé ou subit de faibles tractions, jugées admissibles.

• Mise en œuvre de la précontrainte :

- ✓ Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- ✓ Coulage du béton et durcissement après un certain temps.
- ✓ Mise en tension des câbles qui glissent dans leurs gaines, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton déjà durci pour créer une force de traction sur ces aciers.
- ✓ Blocage des aciers au cône d'ancrage et injection du coulis dans la gaine.
- ✓ le béton étant soumis au retrait, se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers et des pertes dites pertes de tension dans les câbles précontraints.

2. Dimensionnement de la précontrainte :

2.1 Le calcul de la précontrainte :

2.1.1 Section sous critique :

Généralement, pour les poutres des ponts on prend la classe II pour vérifier leur résistance.

$$P \text{ sous} = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{s}{h} (\sigma_{ti} \cdot v + \sigma_{ts} \cdot v')$$

Chapitre6 : Etude de la précontrainte

Avec :

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$$

$$\Delta M = 3614.94 - 2698.78 = \mathbf{916.16 \text{ KN}}$$

M_{\max} : Moment dû à la charge permanente plus la surcharge.

$M_{\min} = M_G$: Moment dû à la charge permanente.

M_Q : Moment dû à la surcharge.

ρ : Rendement géométrique.

S : Section de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$\bar{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{ts}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

- **Contraintes admissibles :**

$$\bar{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = 0.5 f_{c28} = 0.5 \times 30 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06 f_{c28}) = -2.4 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t28} = -3.6 \text{ MPa.}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$M_{\max} = 3614.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{\min} = 2698.78 \text{ KN.m} = \mathbf{2,69878 \text{ MN.m}}$$

$$M_Q = 916.16 \text{ KN.m} = \mathbf{0.91616 \text{ MN.m}}$$

- **caractéristiques mécaniques des poutres :**

$$S = 0.4500 \text{ m}^2$$

Distance de la Fibre *supérieure* au CG

$$v = 0.714 \text{ m}$$

Distance de la Fibre *inférieure* au CG

$$v' = 0.586 \text{ m}$$

Moment d'inertie

$$I_{xx'} = 0.3213384494 \text{ m}^4$$

Rendement géométrique

$$\rho = I / (S \cdot v^2 \cdot v') = 1,7$$

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

$$h = 1,30 \text{ m} ; d = 0,9h = 1,17 \text{ m}$$

1- Section sous-critique :

$$P_{\text{sous}} = \frac{0,91616}{1,7 \times 1,30} + \frac{0,4500}{1,30} (-2,4 \times 0,714 - 3,6 \times 0,586)$$

$$P_{\text{sous}} = -0,9083 \text{ MN}$$

2- Section sur-critique :

$$P_2 = \frac{M_{\text{max}} + \rho \cdot S \cdot V \cdot \sigma_t}{\rho \cdot v + (v' - d')} \quad d' = ht - 0,9ht \longrightarrow d' = 1,3 - (0,9 \times 1,3) = 0,13$$

$$P_2 = \frac{3,61494 + 1,7 \times 0,4500 \times 0,714 \times (-2,4)}{1,7 \times 0,714 + (0,586 - 0,13)} \quad P = \max(P_{\text{sous}} ; P_{\text{sur}})$$

$$P_2 = 1,37 \text{ MN}$$

Donc

$$P_{\text{max}} = P_2 = 1,37 \text{ MN}$$

- Excentricité e_p :

$$e_p = -(v' - d') = -(0,586 - 0,13)$$

$$e_p = -0,456$$

2.2 Calcul du nombre de câble :

On va fixer l'intensité des pertes totales ΔP_i à 25% de la tension initial P_0 , ceci conduit à considérer la force de précontrainte caractéristique en service a long terme.

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta P_i \quad \Delta P_i = 0,25P_0$$

$$P_0 = \frac{P_2}{0,98 - 1,2(0,25)} = \frac{1,37}{0,68} = 2,014$$

$$P_0 = 2,014 \text{ MN.m}$$

$$P = \sigma_{P_0} \times A_p$$

$$\sigma_{P_0} = \min(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg}) = \min(0,8 \times 1743 ; 0,9 \times 1553)$$

$$\sigma_{P_0} = 1394,4 \text{ Mpa.}$$

$$P = 1394,4 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$P = 2,32 \text{ MN}$$

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

$$\text{Donc: } n = \frac{A_p}{139} = 1668/139 = 12$$

n=12 câble

Alors on prend 01 câble de 12T15

Précontrainte initial :

$$P_0 = 2,32 \times 1 = 2,32 \text{ MN}$$

$P_2(\text{MN})$	$e_p(\text{m})$	Nombre de câbles	$A_p(\text{m}^2)$	$P_0(\text{MN})$
1.37	-0,456	1 câbles 12T15	0,001668	2,32

Tableau 6.1 : Tableau Récapitulatif des résultats

2.3. Vérification de la section médiane à l'ELS :

a) A la mise en tension (à court terme) :

On calcule les contraintes caractéristiques

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P \longrightarrow P_1 = 1,02 (2,32) - 0,8(0,25 \times 2,32)$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P \longrightarrow P_2 = 0,98(2,32) - 1,2(0,25 \times 2,32)$$

$$P_1 = 1,90 \text{ MN.m}$$

$$P_2 = 1,57 \text{ MN.m}$$

Vérification sous combinaison :

Quasi-permanente : P+G

Fréquente : P+G+0,72Q

Rare : P+G+1,2Q

 **Combinaison quasi-permanent**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

- SOUS $P_1 = 1,9 \text{ MN.m}$

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V}{I_0} + \frac{M_{\min} \times V}{I_0} \geq \sigma_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V'}{I_0} - \frac{M_{\min} \times V'}{I_0} < \sigma_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 12.29 \geq \sigma_{ts}(-3.6) \\ -0.2 < \sigma_{ci}(15) \end{cases} \dots C.V$$

- SOUS $P_2=1, 57\text{MN.m}$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V}{I_0} + \frac{M_{\min} \times V}{I_0} \geq \sigma_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V'}{I_0} - \frac{M_{\min} \times V'}{I_0} < \sigma_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 11.06 \geq \sigma_{ts}(-3.6) \\ -1.03 < \sigma_{ci}(15) \end{cases} \dots C.V$$

✚ **Combinaison fréquente ;**

- Sous $P_1=1, 9\text{MN.m}$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V}{I_0} + \frac{M_{\min} \times V}{I_0} + \frac{0,72M_Q \times V}{I_0} \geq \sigma_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V'}{I_0} + \frac{M_{\min} \times V'}{I_0} - \frac{0,72M_Q \times V'}{I_0} \leq \sigma_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 13.75 \geq \sigma_{ts}(-3.6) \\ 9.4 \leq \sigma_{ci}(15) \end{cases} \dots CV$$

- Sous $P_2=1, 57\text{MN.m}$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V}{I_0} + \frac{M_{\min} \times V}{I_0} + \frac{0,72M_Q \times V}{I_0} \geq \sigma_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V'}{I_0} + \frac{M_{\min} \times V'}{I_0} - \frac{0,72M_Q \times V'}{I_0} \leq \sigma_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 12.52 \geq \sigma_{ts}(-3.6) \\ 8.5 \leq \sigma_{ci}(15) \end{cases} \dots CV$$

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

✚ Combinaison rare :

- Sous $P_1=1,9\text{MN.m}$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V}{I_0} + \frac{M_{\min} \times V}{I_0} + \frac{1,2M_Q \times V}{I_0} \geq \sigma_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V'}{I_0} - \frac{M_{\min} \times V'}{I_0} - \frac{1,2M_Q \times V'}{I_0} \leq \sigma_{ci} \end{cases}$$
$$\begin{cases} 14.73 \geq \sigma_{ts}(-3.6) \\ -1.02 \leq \sigma_{ci}(15) \end{cases} \dots CV$$

- Sous $P_2=1,57\text{MN.m}$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V}{I_0} + \frac{M_{\min} \times V}{I_0} + \frac{1,2M_Q \times V}{I_0} \geq \sigma_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p \times V'}{I_0} - \frac{M_{\min} \times V'}{I_0} - \frac{1,2M_Q \times V'}{I_0} \leq \sigma_{ci} \end{cases}$$
$$\begin{cases} 13.5 \geq \sigma_{ts}(-3.6) \\ -2.14 \leq \sigma_{ci}(15) \end{cases} \dots CV$$

2.4 Vérification à L'ELU

La vérification à L'ELU se fait pour une section médian composite (dalle + poutre) pour notre cas nous prenons une section équivalente.

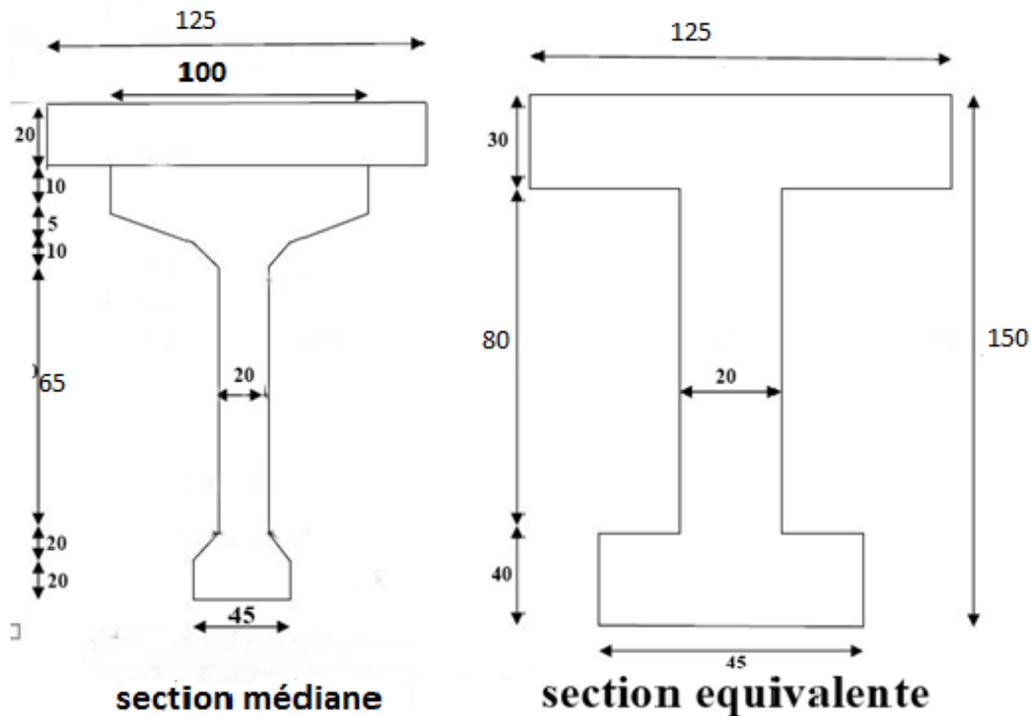


Figure 6.1. Section équivalente de la section médiane composite (dalle + poutre)

Moment ultime : **Mu = 4.854MN.m**

- La contrainte du béton $\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\Phi \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 \text{ MPa}$

Φ : 1 (pour une durée de charge = 24 h)

γ_b : coefficient de sécurité utilisée pour le béton 1,5

- Calcule du moment résistant :

$$M_t = h_0 \times b \times \sigma_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 0.3 \times 1 \times 17 \times \left(1.17 - \frac{0.3}{2}\right) = 5.202 \text{ MN}$$

$$M_u < M_t \Rightarrow 4.854 < 5.202$$

Donc l'axe neutre est dans la table.

Dans ce cas, on considère que : **Mn = Mu**

La section de la poutre est une section rectangulaire (**b x h**)

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

Calcul de moment réduit :

$$\mu = \frac{Mn}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{4.845}{1 \times 1.17^2 \times 17} = 0,208$$

Avec :

d : la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieure

b : la largeur de la section fictive (b=1)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 0.3$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.88$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \sigma_s = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0.010$$

Détermination de σ_1 et ε_1

Pm : Précontrainte moyenne (P₁+P₂)/2

AP : Section totale des aciers actifs

n: Nombres de câbles

$$\sigma_1 = \frac{Pm}{nAP} = \frac{1,73}{1 \times 1668.10^{-6}} = 1037 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 1037 < \sigma_{p0} = 1394,4$ C.-à-d. dans le domaine élastique

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1037}{1,9 \times 10^5} = 5,45\%$$

Avec :

E_p : module d'élasticité longitudinale des aciers précontrainte pris égale d'après le B.P.E.L

1,9.10⁵ MPa pour les torons.

Détermination de σ_2 et ε_2 :

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c$$

σ_c : la contrainte du béton au niveau du câble

$$\sigma_c = \frac{Pm}{B} + \frac{Pm \times e^2}{I} - \frac{MG \times e}{I} = \frac{1,73}{0.4500} + \frac{1,73 \times 0,45^2}{0.321} - \frac{2,69878 \times (-0,45)}{0.321} = 8.59$$

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

$$\sigma_2 = 1037 + 5 \times (8.59) = 1079.95$$

$$\sigma_2 = 1079.95 < 1394,4 \text{ MPa} \quad \text{C.-à-d. dans le domaine élastique}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{1079.95}{1,9 \times 10^5} = 5,68\text{‰}$$

Détermination de σ_3 et ε_3 :

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_3 = 5,48 + 10 = 15,48$$

$$\varepsilon_3 = 15,48$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p}$$

$$\sigma_3 = \varepsilon_3 \times E_p = 0,01548 \times 1,9 \cdot 10^5 = 2940 \text{ MPa}$$

Vérification du ferrailage pour une section en T :

Il faut vérifier que : $A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3}$

$$F_b = 0,8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bu}$$

$$F_b = 0,8 \times 0,3 \times 1 \times 1,17 \times 17$$

$$F_b = 4.77 \text{ MN}$$

$$A_p = 1 \times 1668 \cdot 10^{-6} = 0,001668 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad 0,0016 > \frac{4.77}{2940} = 0.0015 \quad \dots\dots \text{ CV}$$

2.5 Disposition des câbles :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige les conditions :

- La précontrainte $\mathbf{P(x)}$ est admis constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 =$ constante.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.
- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

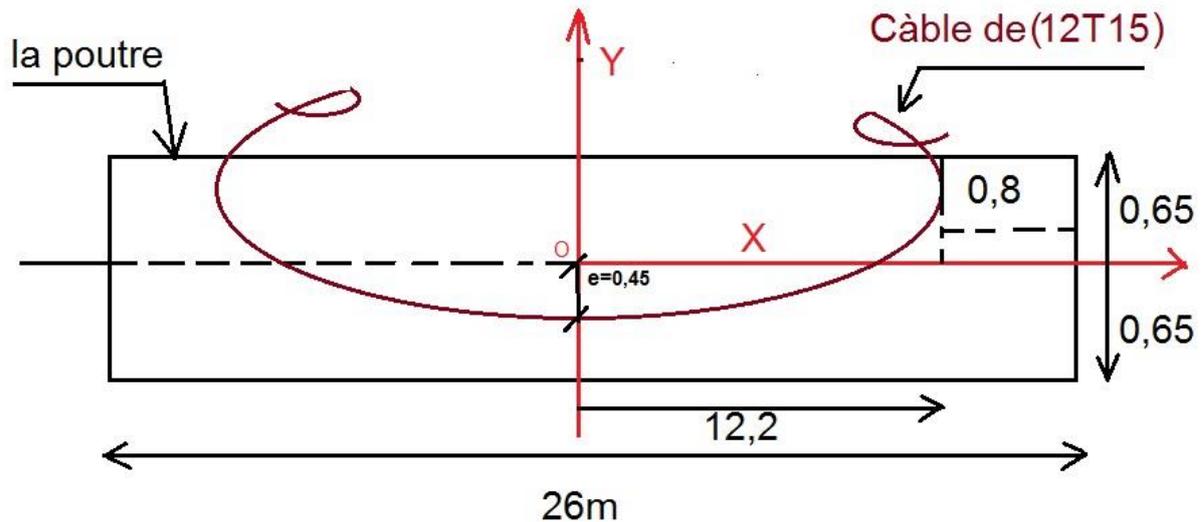


Figure 6.2. L'angle de l'inclinaison α_i

On choisit un repéré (x,y) dont l'axe 'x' passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe 'y' passe par le milieu de la poutre

L'équation du câble s'écrit $y = ax^2 + b$

Equation des câbles :

Câble 01 :

$$\begin{aligned} x=0 &\rightarrow y = -0,45 \rightarrow b = -0,45 \\ x=12,2 &\rightarrow y = 0,65 \rightarrow a = \frac{y-b}{x^2} = 0,0073 \end{aligned}$$

$$Y = 0,0073x^2 - 0,45$$

2.6 Calcul des pertes :

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, et chutes de tension, et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension ces pertes sont définies comme suit :

➤ Les pertes instantanées :

- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

➤ Les pertes différées :

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

Les pertes instantanées :

• Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

Supposons qu'une poutre avec plusieurs câbles de précontrainte ; la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble ; la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble une diminution de leur force de précontrainte.

Raccourcissement élastique :

Ces pertes dues non simultanément de mise en tension des câbles

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bu}$$

Avec :

E_{ij} : module d'élasticité du béton au niveau du câbles à la mise en tension.

E_p : module d'élasticité des armatures = 190000 MPa .

σ_{bu} : contrainte moyenne du béton au niveau du câble à la mise en tension .

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} \times \frac{190000}{34179.55} \times 17 = 47.25$$

Les Pertes différées :

- Pertes dues au retrait du béton

$$\Delta\sigma = \epsilon_r \times E_p$$

Avec :

ϵ_r : déformation par retrait ($\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$)

$$\Delta\sigma = 3 \cdot 10^{-4} \times 190000$$

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

$$\Delta\sigma_r = 57$$

- Pertes dues au fluage

$$\Delta\sigma_f = 2,5 \times \sigma_c \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

σ_c : Contraint de comprison finale apré fluaige

$$\sigma_c = \frac{Pm}{B} + \frac{Pm \times e^2}{I} - \frac{MG \times e}{I} = 8.59$$

$$\Delta\sigma_f = 2,5 \times (8.59) \frac{190000}{34179.55} = 119.37$$

- Pertes dues à la relaxation des aciers

$$\Delta\sigma_{re} = 0,06 \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{bu}}{f_{prg}} - \mu_0 \right)$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation a 1000 heures

μ_0 : coef relaxation $\mu_0 = 0,3$

$$\Delta\sigma_{re} = 0,06 \times 2,5 \times \left(\frac{17}{1743} - 0,3 \right) = -0.43$$

2.7 Ferrailage passif :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées d'acier dur de nuance FeE500.

Fe = 500MPa

2.7.1 Armatures longitudinales de peau :

Le but est de répartir les effets de retraits et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne. Elles doivent être de 3 cm² par mètre de parement. Le minimum d'armatures disposées et un cadre T12 tous les 30cm.

Donc on prend AS=3T12=3,39cm²/m

Chapitre6 : Etude de la précontrainte

2.7.2 Armatures transversales de peau :

Elles doivent être de 2cm² par mètre de parement. Le minimum d'armatures disposé est un cadre T12 tous les 30cm donc on adopte 2T12=2,26cm².

2.7.3 Justification des armatures dans les zones tendues :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitué par les bielles de béton et ces armatures d'où une vérification de la contrainte de cisaillement.

$$A_t = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

Avec:

A_t : section de ferrailage.

B_t : Air de la partie de béton tendu.

N_{Bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction.

f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction du béton a j jour.

f_e : Limite élastique des armatures utilisées f_e = 500MPa.

σ_{bt} : Contrainte maximale de traction dans la section tendue.

σ_s = 13.5MPa

σ_i = - 2.14

D'après le théorème de THALIS :

$$\frac{\sigma_i}{y} = \frac{\sigma_s}{1.30 - y}$$

$$\frac{2.14}{y} = \frac{13.5}{1.65 - y}$$

Avec :

Y = 0.22m

B_t = 1.4×0,22=0,308 m²

$$N_{Bt} = \sigma_i \frac{B_t}{2} = 2.14 \times \frac{0,308}{2}$$

N_{Bt} = 0.329 MN.

Chapitre6 : Etude de la précontrainte

$$A_t = \frac{0,308}{1000} + \frac{0,329 \times 2,7}{500 \times 2,35} = \mathbf{10.64 \text{ cm}^2}$$

On prend **7HA14 (10.78 cm²)**

Introduction :

Les tabliers de pont reposent en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou à la fois des efforts verticaux et horizontaux, et de permettre les moments de rotation (dus aux charges d'exploitation ou aux déformations imposées) .



Figure 7.1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

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

Dans notre cas, les appareils d'appuis choisis sont des appareils d'appuis en «élastomère fretté». Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère en général de Néoprène et de tôle d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôle et l'élastomère étant obtenue par vulcanisation. Ils présentent une meilleure déformabilité en effet ils reprennent élastiquement les efforts verticaux et horizontaux ainsi que les rotations.

La figure présente un schéma d'appareil d'appuis de type élastomère fretté

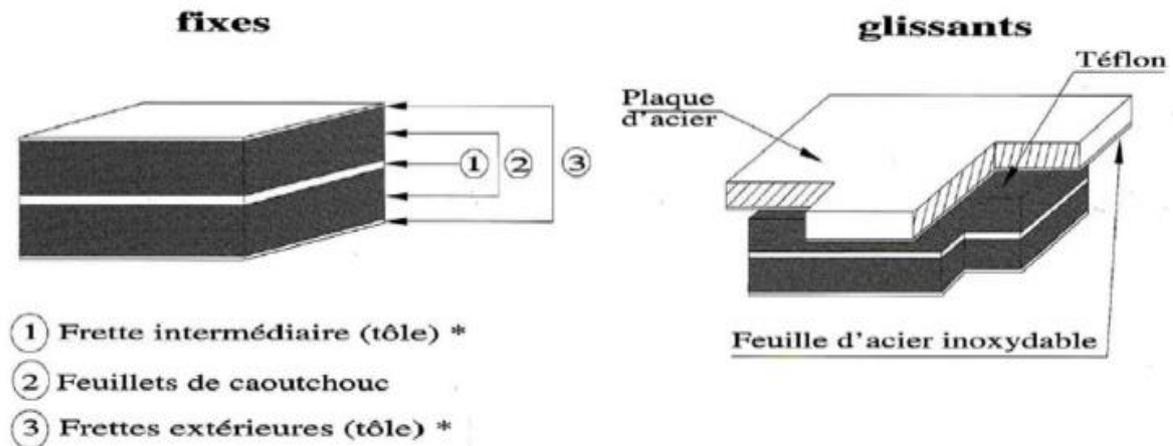


Figure 7.2 : Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'il présente, on distingue :

- Facilité de mise en œuvre,
- Facilité de réglage et contrôle,
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- Ils n'exigent aucun entretien
- Leur coût est relativement modéré

Les appareils d'appuis sont fabriqués aux dimensions définies dans chaque projet particulier et doivent être conformes aux spécifications de la norme.

La désignation de l'appareil d'appuis est :

$$a \times b \times n \times (t + e)$$

Avec :

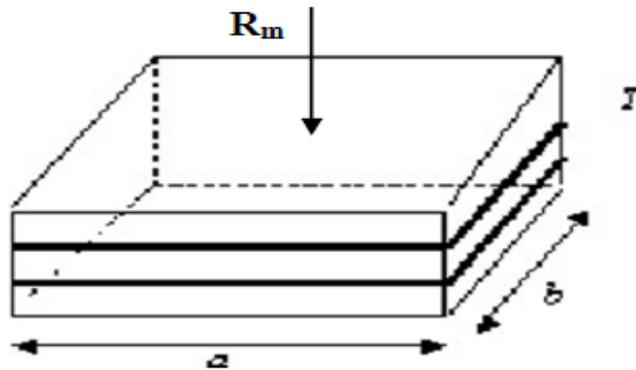
a : Petit côté, parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;

b : Grand côté, perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage ;

t : Epaisseur d'un feuillet ;

n : Nombre de feuillet élémentaires d'élastomère ;

e : Epaisseur d'une frette intermédiaire ;



1. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Selon le bulletin technique N°04 de SETRA :

1.1. Dimensionnement en plan :

$$a \times b \geq \frac{N}{\sigma_{moy}}$$

Avec :

$$N = 719,55KN$$

$$\sigma_{moy} = 150Kg / cm^2$$

N : Effort sur l'appareil (effort tranchant maximum)

σ_{moy} : Contrainte moyenne de compression

$$a \times b \geq \frac{719,55 \times 100}{150}$$

$$a \times b \geq 479,7cm^2$$

On choisit :

$$a = 300mm$$

$$b = 500mm$$

$$a \times b = 1500cm^2 > 479,7cm^2$$

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

1.1.1. Hauteur nette de l'élastomère :

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T

$$\frac{a}{10} < T < \frac{b}{5}$$

$$30 < T < 100$$

On prend :

$$T = 60mm$$

Or :

$$T = t \times n$$

$$t = 12mm \text{ (Fixée par les normes)}$$

$$n = \frac{T}{t} = 5$$

Soit $n = 5$ nombre de feuillets

1.1.2. Epaisseur de feuillet :

$$e \geq \frac{\sigma_{moy} \times \alpha}{\sigma_e \times \beta}$$

Avec :

σ_e : Limite d'élasticité des frettes = 2150 Kg/cm² pour l'acier E24

β : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) \cdot 2t} = 7.81$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N}{a \times b}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{719,55 \times 100}{30 \times 50} = 47,97 \text{ Kg / cm}^2$$

$$e \geq \frac{47,97 \times 30}{2150 \times 7,81}$$

$$e \geq 0,08cm$$

$$2,3 \leq e \leq 3mm$$

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

On adopte :

$$e = 3\text{mm}$$

La désignation de l'appareil d'appui est :

$$300 \times 500 \times 5(12 + 3)$$

$$300 \times 500 \times 75$$

- ✓ 5 frettes métalliques de 3 mm
- ✓ 4 feuillets d'élastomère de 10 mm
- ✓ 2 feuillets d'élastomère de 6 mm

1.1.3. Les efforts dus à la variation linéaire du tablier :

Les variations linéaires du tablier sont essentiellement dues aux effets de retrait, fluage et de température

▪ **Retrait :**

On suppose 60% du retrait sera effectué avant la pose de la poutre

$$\Delta l_r = -\frac{(100-60)}{100} \cdot l \cdot \varepsilon_r$$

Avec :

L : Longueur de la travée = 28 m

$$\varepsilon_r = 2,5 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta l_r = -2,8\text{mm}$$

▪ **Fluage:**

On suppose que 40% du fluage sera effectué avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est 2.5 fois la déformation élastique.

$$\Delta l_f = -\frac{(100-60)}{100} \times 2,5 \times \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \times L$$

Avec :

$$\sigma_m = 65\text{Kg} / \text{m}^2$$

$$E_{ij} = 3,598 \cdot 10^5 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

σ_m : Contraintes de compression de la fibre neutre du tablier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

$$\Delta l_f = -9.75\text{mm}$$

▪ **Température :**

Le coefficient de dilatation thermique dans le RPOA est de 0.4

- Longue durée : $\Delta L_\theta = \pm 25 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 = \pm 3,60\text{mm}$
- Courte durée : $\Delta L_\theta = \pm 35 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 = \pm 5,04\text{mm}$

▪ **Variation linéaire total :**

$$\Delta l_T = \Delta l_r + \Delta l_f + \Delta L_\theta$$

- **Longue durée :**

$$\Delta l_{\min} = - (3,60 + 9,75 + 3,60)$$

$$\Delta l_{\min} = - 16,95\text{mm}$$

$$\Delta l_{\max} = -9.75\text{mm}$$

- **Courte durée :**

$$\Delta l_{\min} = - (3,60 + 9,75 + 5,04)$$

$$\Delta l_{\min} = - 18,39\text{mm}$$

$$\Delta l_{\max} = -8.31\text{mm}$$

2. Vérification des appareils d'appui

Pour la vérification de l'appareil d'appui, il faut établir la répartition des efforts horizontaux cette dernière, au niveau des appareils d'appuis, se fera avec l'influence des déformations des appuis.

2.1 Répartition des efforts horizontaux

- *Dus à des charges dynamiques (freinage, vent, séisme)*

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

Ces efforts sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

Soit $\left\{ \begin{array}{l} H : \text{l'effort horizontal} \\ K_i : \text{la rigidité de l'appui} \end{array} \right.$

Les charges de freinage :

Le freinage le plus défavorable est celui de Bc. Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN.}$$

Effort dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de **3KN/m²**.

L'effort du vent est :

$$H_v = f \times q \times S$$

Avec :

S : La section latérale sur laquelle agit le vent est

$$= 25,7 (1.30 + 0.08 + 0.2) = 40,606 \text{ m}^2.$$

q : pression du vent = 3 KN/m².

$f = \frac{1}{2}$ en phase de chantier.

$f = \frac{2}{3}$ en phase de chantier.

$H_v = 60,9 \text{ KN}$ en phase de chantier.

$H_v = 81,2 \text{ KN}$ pour le reste.

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

Effet de séisme :

D'après l'étude sismique, on trouve la force sismique:

$$H_s = \xi_s \times G$$

Avec :

ξ_s : coefficient d'accélération

Horizontalement $\xi_s = 40\%$

Verticalement $\xi_s = 27\%$

G : Poids propre du tablier = **667.608** t/ml.

- ✓ Effort horizontal dû au séisme : $H_s = 267,04$ t.
- ✓ Effort vertical dû au séisme : $H_s = 180,25$ t.

Effort dû à la déformation lente (retrait, fluage, température) :

Le déplacement maximum est donné par la formule suivante :

$$H = \frac{\mu \times G \times a \times b}{T}$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversale.

- G = 0.8 MPa pour un effort lent.
- G = 1.6 MPa pour un effort instantané.

$$\mu = \Delta l_r + \Delta l_f + \Delta l_t$$

$$H = \frac{0,01615 \times G \times 0,3 \times 0,5}{0,06}$$

H = 32,3 KN pour un effort lent

H = 64,6 KN pour un effort instantané

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

Déplacement en tête de l'appareil d'appui:

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T \times H}{n \times G \times A}$$

Avec :

A : Aire de l'appareil d'appui (500 x 300) mm².

T = 60 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

n : Nombre d'appareils d'appuis, n = 11

H = 1 (Charge unitaire).

G : Module d'élasticité transversale.

- G = 0.8 MPa (statique).
- G = 1.6 MPa (dynamique).

Culée=11

$$U_{S1} = \square . \square \square \frac{0.06 \times 1}{11 \times 0,8 \times 0,15} = 0,045\text{m}$$

$$U_{S2} = \square . \square \square \frac{0.06 \times 1}{11 \times 1,6 \times 0,15} = 0,022\text{m}$$

Pile= 22

$$U_{S1} = \square . \square \square \frac{0.06 \times 1}{22 \times 0,8 \times 0,15} = 0,022\text{m}$$

$$U_{S2} = \square . \square \square \frac{0.06 \times 1}{22 \times 1,6 \times 0,15} = 0,011\text{m}$$

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

Vérification des contraintes :

➤ *Limitation des contraintes de cisaillement:*

Résistance à la compression :

σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$N_{max} = 719,55 \text{ KN.}$$

$$\sigma_m = 4,7 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sollicitation sous charge verticale :

τ : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau du frettage.

□

$$\tau = \frac{1.5\sigma_m}{\beta} < 2,8 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} < 2,8 \text{ MPa}$$

$$\beta = 7,81$$

$$\tau = \frac{1.5 \times 2,40}{7,81}$$

$$\tau = 0,46 \text{ MPa} < 2,8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal :

Sous un déplacement lent (déformation lente)

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} < 0,5G = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = \frac{0,8 \times 0,01615}{0,06} = 0,2153 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

$$\sigma_{min} \geq 2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} = \frac{0,53576}{0,15} = 3,5 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$H < f \times N$$

Où :

H : L'effort horizontal (effort de freinage).

$$H_{Bc} = 0.3 \text{ MN.}$$

N: L'effort de compression vertical.

$$N = 719,55 \text{ KN.}$$

f : Le coefficient de frottement.

$$f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 0,29$$

$$H = 0.3 < 0,48 \times 0,71955 = 0,35 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Limitation de la distorsion :

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être

Limitée aux valeurs suivantes :

$$P = \frac{p_u}{p_c} < 0,25$$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h}$$

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

Avec :

B : Aire nominale de l'appui ($B= 0,2 \text{ m}^2$).

d: Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ($d=0,015 \text{ m}$).

h: Hauteur totale de l'appareil d'appuis ($h=0,07 \text{ m}$).

G: Module de cisaillement ($G = 0,8 \text{ MPa}$).

S: Facteur de forme ; $S = \beta = \frac{a \cdot b}{(a+b)2t} = 7,81$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h} = 7,80 \text{ MN}$$

$$P_u = N_{\max} = 0,71955 \text{ MN}$$

Donc :

$$P = \frac{p_u}{p_c} = \frac{0,71955}{7,80} = 0,09 < 0,25 \dots \dots \text{cv}$$

Condition de non flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

$$\gamma_s = 3$$

$$P_u = 0,71955$$

$$P_c = 7,80 \text{ MN}$$

$$0,71955 \times 3 = 2,15 < 7,80 \dots \dots \dots \text{cv}$$

3. Les dés d'appuis

3.1 Fonction des dés d'appuis

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

3.2 Dimensionnement des dés d'appui

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs

Présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

$$A = a + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

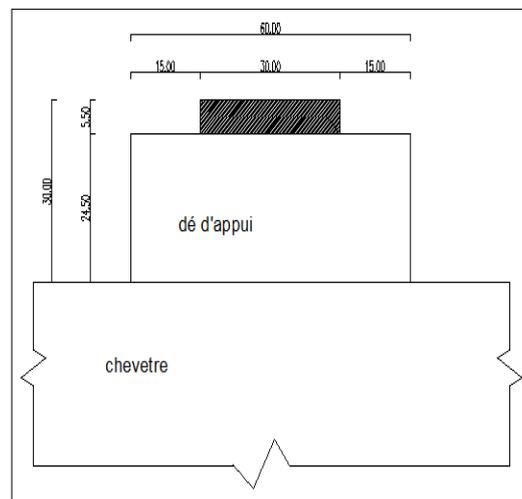
$$H_S > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_S - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm} \quad H_S = 10 \text{ cm}$$

$$T = 6 \text{ cm}$$



Coupe transversale

Figure 7.3 : les dimensions de l'appareil d'appui et dé d'appui

Ferraillage de dés d'appui:

On prend des armatures capables de reprendre 4% de N_{max}

$$A = \frac{0,04 \times N_{max}}{\sigma_{st}}$$

σ_{st} : Contrainte limite de traction des aciers.

$$\sigma_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\mu} f_{t28} \right) = 228,6 \text{ MPa}$$

Chapitre 7 : Les appareils d'appuis

$$A = \frac{0,04 \times 0,71955}{228,6} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8Ø8** = 4,02 cm² dans les deux sens.

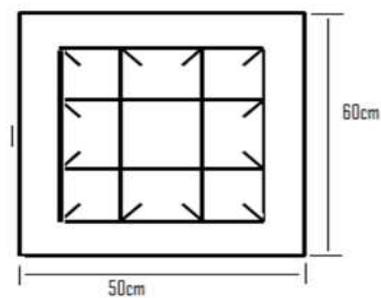


Figure 7.4: ferrailage de dés d'appui

1. Etude de la culée

La culée est un élément fondamentale de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement.

En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles.

En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des terres et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

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

2. Choix de la morphologie

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur des pieux.

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- **Deux murs en retour** qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- **Un mur de front** sur lequel s'appuie le tablier.
- **Un mur de garde grève** destinés à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- **Corbeau arrière** sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- **Dalle de transition** qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

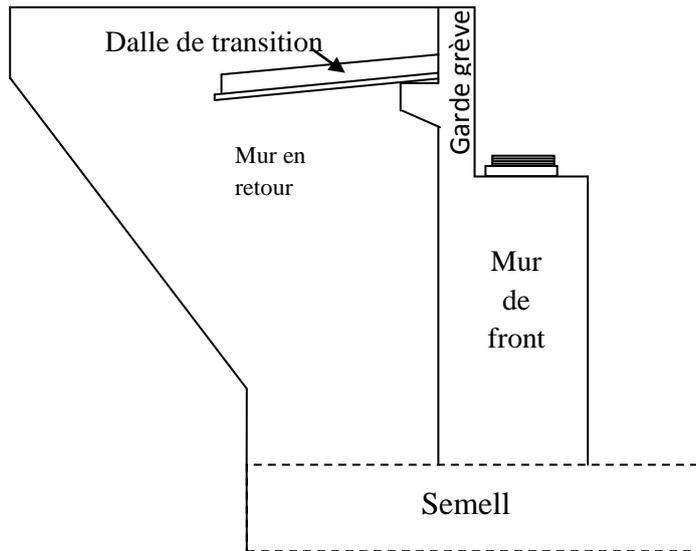


Figure.8.1 : Morphologie de la culée choisie

3. Choix de type de culées :

Notre choix s'est porté sur les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintienne les terres de remblai dont on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

4. Pré dimensionnement des culées :

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

Pour la culée N° 1 $H_{culée} = 5.40\text{m}$

Pour la culée N° 2 $H_{culée} = 4.52\text{ m}$

Chapitre 8 : Etude de la culée

L'épaisseur :

L'épaisseur varie entre $L/20$ et $L/17$.

On prend $e = 0.30$

4.4 Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie Supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelle des barrières.

Ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont. Les dimensions du M.R sont limitées comme suit :

- La pente : $p=2/3$;
 $M_1 = [(H-H_0)/p] + R$;

Avec :

H : hauteur du mur en retour ;

H_0 : hauteur de la semelle ;

Dans notre cas $H=5.40$ m

Si : $H < 5m \Rightarrow R \geq 50cm$;

Si : $H > 5m \Rightarrow R \geq H/10$;

$R=0.54m$.

Donc :

$$M_1 = [(5.40-1,5)/0,66] + 0.54 = 6.45m$$

On prend : $M_1 = 6.45$ m

$$M_2 = (H-H_0)/2 = 1.95$$
 m

4.5 La semelle :

$E_s = 1,5m$

Longueur de la semelle : $L = 11.80$ m.

Largeur de la semelle : $l = 6$ m

4.6 Le corbeau :

Pour fermer le vide entre tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieure dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.

Hauteur : $H = 0.5$ m

Epaisseur : $E_f = 0,40$ m

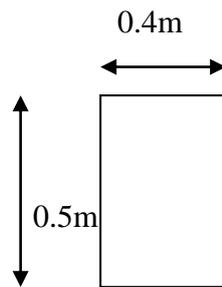


Figure 8.3 : Pré-dimensionnement du corbeau

5. Vérification de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions Normales que dans les conditions sismiques.

Sous charges permanentes :

Eléments		$V_i(t)$	$d_{i0}(m)$	$M_{i0}(t.m)$	
MGG		0,30 x11.5x1,6x2,5	13.8	2.45	33.81
MDF		1,10x3.80x11.5x2,5	120.17	2,05	246.34
Corbeau		0,5x0,4x11.5x2,5	5.75	2.8	16.1
Semelle		6x11.80x1,5x2,5	258.75	3	776.25
MER	1	3.40x4.40x0,6x2,5	22.44	4.3	96.492
	2	(2.20+3.4/2) x 0,6x2,5	4.2	7.13	29.946
	3	6.80x1x0,6x2,5	8.5	6	51
Dalle de transition		0,30x3x9x2,5	20.25	4.1	83.025
Total		$\Sigma V=453.86t$			$\Sigma M=1332.153t.m$

Tableau 8.1 : La descente de charge de la culée

5.1 Calcul de l'excentricité :

$$\Sigma_v = 453.86t$$

$$\Sigma_M = 1332.153t.m$$

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{1332.153}{453.86} = 2.93 \text{ m}$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

- **Calcul de l'excentricité V_i a l'axe médiane de la semelle**

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 2.93 - \frac{11.5}{2} = -2.82\text{m}$$

$$e_0 = -2.82 < \frac{B}{6} = \frac{11.5}{6} = 1,9 \text{ m. La force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.}$$

5.2 Calcul en construction avec remblai

- **Poussée des terres**

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec

k_a : Coefficient actif (de poussée) = 0,354

γ : Poids volumique du remblai, on prend $1,63\text{t/m}^3$

h : hauteur de la culée = 5.40 m

L : longueur du mur de front – 2 x épaisseur de mur en retour ($L=10.3\text{m}$)

$$k_a = 0,354$$

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot 0,354 \cdot 1,63 \cdot (5.40)^2 \cdot 10.3$$

$$P_h = 86.65\text{t}$$

- **Poids des terres**

$$P_t = 1.63 \times 3.4 \times 10.3 \times 5.40$$

$$P_t = 302.5\text{t}$$

- **Surcharge de remblai**

La surcharge de remblai supportant une chaussée $q=10\text{KN/m}^2$, majorée de 20% = 12 KN/m^2 .

La surcharge de remblai = $1,2\text{t/m}^2$.

- **Poussée de la surcharge**

$$P_h = k_a \cdot q \cdot h \cdot L$$

$$\delta_h = 0,354 \times 1,2 \times 10.3 \times 5.40$$

$$\delta_h = 23.62\text{t}$$

$$\delta_v = 3.4 \times 1,2 \times 10.3$$

$$\delta_v = 42.024\text{t}$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

Désignation	V _i (t)	H _i (t)	d _{/o} (m)	Ms _{/o} (t.m)	Mr _{/o} (t.m)
Culée	453.86	/	/	1332.153	/
Poussée des terres	/	86.65	3.3	/	285.945
Poids des terres	302.5	/	4.3	1300.75	/
Surcharge remblai horizontal	/	23.62	5.6	/	132.272
Surcharge remblai vertical	42.024		4.3	180.70	/
Réaction du tablier	333.8	/	1,40	467.32	/
Totale	1132.184	110.27		3280.923	418.217

a) Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{3280.923}{418.217} = 7.84 > 1.5 \quad \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\sum F_s}{\sum F_r} = \frac{1132.184}{110.27} = 10.26 > 2 \quad \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

5.3 Sous charge permanente plus surcharge :

Sous la combinaison suivante :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.6A(l) + 1.6 Q_{tr} + 1.6 Q_f + 0.8Q_{vl} + 1.5 Q$$

$$\text{ELS: } G + 1.2A (l) + 1.2 Q_{tr} + Q + 1.2 Q_f + 0.6Q_{vl}$$

$$\text{Accidentelle: } G + Q + 0.6A (L) + 0.6 Q_{tr} + 0.6Q_f + 0.6Q_f$$

ELU : Combinaison fondamentale :

$$1.35G + 1.6A(l) + 1.6 Q_{tr} + 1.6 Q_f + 0.8Q_{vl} + 1.5 Q$$

Désignation	Coef	V _i (t)	V _i (t)×coef	H _i (t)	H _i (t)×coef	d _{/o} (m)	Ms _{/o} (t.m)	Mr _{/o} (t.m)
Culée	1.35	453.86	612.711	/	/	/	1332.153	/
Poussée des terres	1.35	/	/	86.65	116.97	3.3	/	386.001
Poids des terres	1.35	302.5	408.375	/	/	4.3	1300.75	/
Poussée du Surcharge horizontale	1.5	/	/	23.62	35.43	5.6	/	198.408
Poussée du Surcharge	1.5	42.024	63.036	/	/	4.3	180.70	/

Chapitre 8 : Etude de la culée

verticale								
Réaction du tablier	1.35	333.8	450.63	/	/	1,40	467.32	/
Variation linéaire	0.8	/	/	16,918	13,535	9,9	/	133.99
Freinage Bc	1.6	/	/	10.498	16.79	9,9	/	166.221
Surcharge A(L)+Trot	1.6	78.3	125.28	/	/	2,500	520,520	/
Total	/		1660.032		182.725		3801.443	884.62

Tableau 8.2 : Moments stabilisants et renversants en charge à E.L.U

a) Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{3801.443}{884.62} = 4.29 > 1.5 \quad \dots\dots\dots \text{ pas de risque de renversement}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{1660.032}{182.725} = 9.08 > 2 \quad \dots\dots\dots \text{ pas de risque de glissement}$$

ELS : Combinaison fondamentale :

ELS : G + 1.2A(l) + 1.2 Qtr + Q + 1.2 Qf + 0.6Qvl

Désignation	Coef	Vi(t)	Vi(t)×coef	Hi(t)	Hi(t)×coef	d/o(m)	Ms/o (t.m)	Mr/o (t.m)
Culée	1	453.86	453.86	/	/	/	1332.153	/
Poussée des terres	1	/	/	86.65	86.65	3.3	/	285.945
Poids des terres	1	302.5	302.5	/	/	4.3	1300.75	/
Poussée du Surcharge horizontale	1	/	/	23.62	23.62	5.6	/	132.272
Poussée du Surcharge verticale	1	42.024	42.024	/	/	4.3	180.70	/
Réaction du tablier	1	333.8	333.8		/	1,40	467.32	/
Variation linéaire	0,6	/	/	16,918	10,150	9,9	/	100,485
Freinage Bc	1,2	/	/	10.498	12.597	9,9	/	124.710

Chapitre 8 : Etude de la culée

Surcharge A(L)+Trot	1,2	78.3	93.96	/	/	2,500	520,520	/
Total	/		1226.144		133.01		3801.443	643.412

Tableau 8.3 : Moments stabilisants et renversants en charge à E.L.S

a) Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = \frac{3801.443}{643.412} = 5.9 > 1.5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\Sigma F_S}{\Sigma F_R} = \frac{1226.144}{133.01} = 9.2 > 2 \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

Combinaison accidentelle :

$$G + Q + 0.6A (L) + 0.6 Q_{tr} + 0.6Q_f + Q_s$$

Désignation	Coef	Vi(t)	Vi(t)×coef	Hi(t)	Hi(t)×coef	d/o(m)	Ms/o (t.m)	Mr/o (t.m)
Culée	1	453.86	453.86	/	/	/	1332.153	/
Poussée des terres	1	/	/	86.65	86.65	3.3	/	285.945
Poids des terres	1	302.5	302.5	/	/	4.3	1300.75	/
Poussée du Surcharge horizontale	1	/	/	23.62	23.62	5.6	/	132.272
Poussée du Surcharge verticale	1	42.024	42.024	/	/	4.3	180.70	/
Réaction du tablier	1	333.8	333.8		/	1,40	467.32	/
Seisme	1	46.73	46.73	66.76	66.76	9,9	/	660.924
Freinage Bc	1,2	/	/	10.498	12.597	9,9	/	124.710
Surcharge A(L)+Trot	1,2	78.3	93.96	/	/	2,500	520,520	/
Total	/		1272.874		133.01		3801.443	1202.6

Chapitre 8 : Etude de la culée

a) Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = \frac{3801.443}{1202.6} = 3.16 > 1.5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\Sigma F_S}{\Sigma F_R} = \frac{1272.874}{133.01} = 9.5 > 2 \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la culée est stable

6. Ferrailage de mur de garde grève :

6.1 Cas fondamental :

Le mur garde grève est calculée comme une console encastrée dans le chevêtre, il est soumis aux sur charges du remblai et à la poussée des terres.

6.1.1 Détermination des sollicitations et le ferrailage :

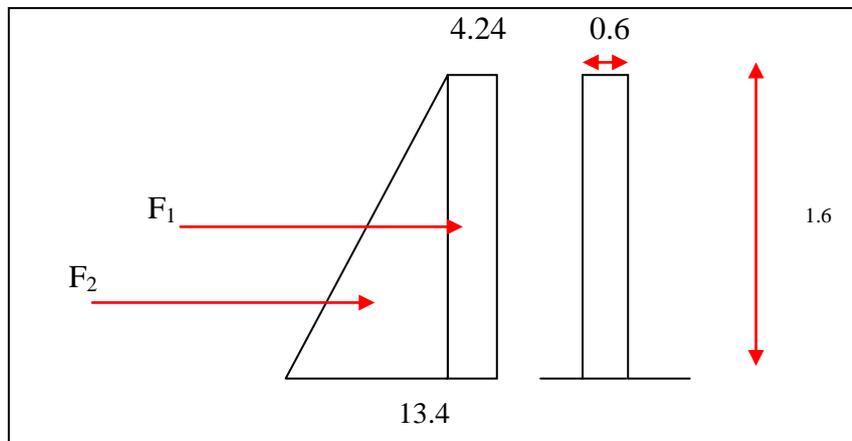


Figure 8.4 : Présente les sollicitations du mur garde grève

$$\sigma_H = k_p \cdot \gamma \cdot h + k_q \cdot q$$

Avec

$$k_p = k_q = k_a = 0,354$$

La surcharge du remblai $q=1,2t/m^2$

- Si $h=0$: $\sigma_H = 0,354 \cdot 1,63 \cdot (0) + 0,354 \cdot 1,2 = 0,424t/m^2$.

- Si $h=1,6$: $\sigma_H = 0,354 \cdot 1,63 \cdot 1,6 + 0,354 \cdot 1,2 = 1,34t/m^2$.

Chapitre 8 : Etude de la culée

Z(m)	σ_H (kN/m ²)	Force(KN)	Pt d'application/o(m)
0	4,24	$f_1 = 4,24 \cdot 1,6 = 6,78$	$d_1 = 0,8$
1,6	13,4	$f_2 = (13,4 - 4,24) / 2 \cdot (1,6) = 7,32$	$d_2 = 0,53$

Moment d'encastrement :

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = (F_1 \times d_1) + (F_2 \times d_2)$$

$$M = (0,678 \times 0,8) + (0,732 \times 0,53) = \mathbf{0,930 \text{ t.m/ml}}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 3000}{1,5} = \mathbf{1700 \text{ t/m}^2}$$

$$\mu_u = \frac{0,930}{1 \times 1700 \times (1,44)^2} = \mathbf{0,00026}$$

$$\mu_u = 0,00026 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,000125$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,439 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z^* \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{50000}{1,15} = 43478,26 \text{ t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{0,93}{1,439 \times 43478,26} = \mathbf{0,148 \text{ cm}^2}$$

6.2 Cas accidentelle :

6.2.1 La poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

$k_H = A = 0,12$ (coefficient d'accélération de zone groupe 2 (pont important)).

$$K_v = 0,3 \times k_H = 0,036$$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE

Chapitre 8 : Etude de la culée

$$\text{Avec: } K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2} = \frac{\cos^2(21.9)}{\cos^2(6.6) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(28.5) \sin(21.9)}{\cos(6.6) \cos(0)}} \right]^2} = 0.43$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = \arctan\left(\frac{0.12}{1 \pm 0.036}\right) = 6.60$$

H : La hauteur du mur (H = 1.6 m).

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 1.63 \text{ t/m}^3$).

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 28.5^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$).

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times 1.63 \times (1 \pm 0.036) \times (1.6)^2 \times 0.43$$

$$F_{ad} = 0.92 \text{ t}$$

6.2.2 La poussée due à la surcharge :

$$F_{ad}(q) = \frac{q \cdot H}{\cos\beta} (1 \pm k_v) K_{ad} = \frac{1.2 \times 1.6}{1} \times (1 \pm 0.036) \times 0.43$$

$$F_{ad}(q) = 0.85 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times H/2 = (0.92 + 0.85) \times 1.6/2$$

$$M_u = 1.41 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{1.41}{1 \times 1700 \times (1.44)^2} = 0.00039 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature}$$

(pivot A).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0005$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.439 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 0.22 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{50000}{1.15} = 43478.26 \text{ t/m}^2$$

6.3 Ferrailage minimum d'après le RPOA :

$$A_{\min} = 0.5\% \times B \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times (0.30 \times 1) = 15 \text{ cm}^2$$

On compare :

$$A_{st} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{\min(R.P.O.A)} = 15 \text{ cm}^2 \text{ Donc on ferraille avec le minimum de RPOA.}$$

On adoptera alors :

$$10\text{HA}14 ; A_{st} = 15.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{partie tendue avec un espacement de 15cm.}$$

$$10\text{HA}14 ; A_{st} = 15.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{partie comprimée avec un espacement de 15cm.}$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

6.4 Armature de répartition :

$$A_r = 25\% \times A_{st} \Rightarrow A_r = 0,25 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On adopte :

5HA12/ml $\Rightarrow A_r = 5,65 \text{ cm}^2$; partie tendue avec un espacement de 20cm.

7. La dalle de transition :

La dalle de transition est calculée comme une poutre reposant d'un côté sur le corbeau et de l'autre côté sur le remblai compacté.

7.1 Evaluation des charges :

- Poids propre de la dalle : $0,30 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/ml}$.
- Poids propre des terres : $(1) \cdot (1,6 - 0,30) \cdot (1,63) = 2,119 \text{ t/ml}$.
- Surcharge remblai : $1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/ml}$.
- Revêtement de la chaussée : $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$.

$$\Sigma q = 4,245 \text{ t/ml}$$

7.2 Ferrailage de la dalle :

▪ ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0,75 + 2,119 + 0,176) + 1,5 \times 1,2$$

$$q_u = 5,91 \text{ t/ml}$$

$$M_u = \frac{5,91 \times 6^2}{8} = 26,59 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{26,59}{1 \times 1700 \times (0,27)^2} = 0,214$$

$$\mu_u = 0,214 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,305$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,237 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{50000}{1,15} = 43478,260 \text{ t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{26,59}{0,237 \times 43478,26} = 25,80 \text{ cm}^2$$

On prend 9T20 = 28,27 cm²

▪ Vérification à l'ELS :

Chapitre 8 : Etude de la culée

$$q_s = G+Q = 0,75 + 2,119 + 0,176 + 1,2 = 4,245 \text{ t/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,245 \times 6^2}{8} = 19,10 \text{ t.m}$$

$$\frac{bx^2}{2} + n \times A_{sc} (x-d') - n \times A_{st} (d-x) = 0$$

$$0,5x^2 + 15 \times 28,27 \times 10^{-4} (0,30-x) = 0$$

$$x = 0,205 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,205^3}{3} + 15 \times 28,27 \times 10^{-4} (0,315 - 0,205)^2$$

$$I = 3,38 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 3000 = 1800 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \Rightarrow \frac{28,27 \times 0,205}{3,38 \times 10^{-3}} = 1714,6 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_t 28}\right)$$

$$= \min(33333,3 ; 7229,93) \text{ on prend } \overline{\sigma}_{st} = 7229,93 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d-x)}{I} \Rightarrow 15 \frac{28,27 \times (0,27 - 0,205)}{3,38 \times 10^{-3}} = 543,65 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 543,65 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{st} = 7229,93 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 7,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend 7 T 12} = 7,92 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité:

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5,91 \times 3}{2} = 8,86 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 32,81 \text{ t/m} < 126 \text{ t/m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

8. Etude de corbeau :

Il forme un appui à la dalle de transition encastré sur le mur de grève. On calcule le corbeau comme une console encastrée sur le mur garde grève.

Chapitre 8 : Etude de la culée

8.1 Condition d'une console courte :

Les dimensions du corbeau sont :

$$L=40\text{cm}; a= l/2=15.5\text{cm}$$

$$d \geq \max(a;l) \implies d \geq \max(15.5 ;40);$$

Soit : $d = 50 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$$R_u = \frac{q_u.L}{2} = \frac{5.91 \times 3}{2} = 8.86 \text{ t/ml} \implies M_u = \frac{R_u \times l}{2} = \frac{8.86 \times 0.40}{2} = 1.772 \text{ t.m}$$

$$R_s = \frac{q_s.L}{2} = \frac{4.245 \times 3}{2} = 6.36 \text{ t/ml} \implies M_s = \frac{R_s \times l}{2} = \frac{6.36 \times 0.40}{2} = 1.27 \text{ t.m}$$

8.2 Cisaillement :

On va vérifier le cisaillement dans le corbeau.

$$\tau_{adm} = \min\{4; [0,03f_{c28} \cdot (2 + \phi)].\min(f_{c28},30)\}$$

$$\tau_u = \frac{R_u}{b \times d} = 0,423 \text{ Mpa}$$

$$\phi = \min\left(\frac{d}{a}; 4\text{MPa}\right) = \min(2;4\text{MPa}) = 2\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\{4; [0,03(2 + \phi)] \cdot \min(f_{c28},30)\}$$

$$\tau_{adm} = \min\{4; [0,03(2 + \phi)] \cdot \min(f_{c28},30)\}$$

$$\text{Donc : } \tau_{adm} = 3.24 \text{ MPa}$$

$$Z = \min [0.75 \times d \times (1 + \rho/10) ; 1.2 \times a (0.8 + \rho/5)]$$

$$Z = 0.567 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{V_u \times L}{2} = \frac{8.86 \times 0.25}{2} = 1.10 \text{ t.m}$$

$$\text{Le ferrailage est : } A_s = \frac{1.10}{0.567 \times 34782.66} = 0.55 \text{ cm}^2$$

8.3 Ferrailage minimum d'après le RPOA :

$$A_{min} = 0.5\% \times B \implies A_{min} = 0.5\% \times (0.30 \times 1) = 1.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On compare : } A_s = 2,51 \text{ cm}^2 < A_{min(RPOA)} = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera alors : } A_{min(RPOA)} = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 8\text{HA}20 ; A_s = 25.13 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de } 15 \text{ cm}$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

8.4 Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% \times A_{st \min} \Rightarrow 25\% \times (14.07) = 6.28 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7HA12 ; $A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2$ avec espacement de 25 cm

9. Etude de mur en retour :

Pour retenir latéralement les terres en tête des culées enterrées celles-ci sont munis de petits en retour suspendus ; liées au mur de garde grève.

Du point de vue mécanique, un mur en retour constitue un élément complexe puis qu'il s'agit d'une plaque encastree sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge repartie à étudier séparément.

9.1 Dimensionnement :

On propose un mur en retour avec la section suivante :

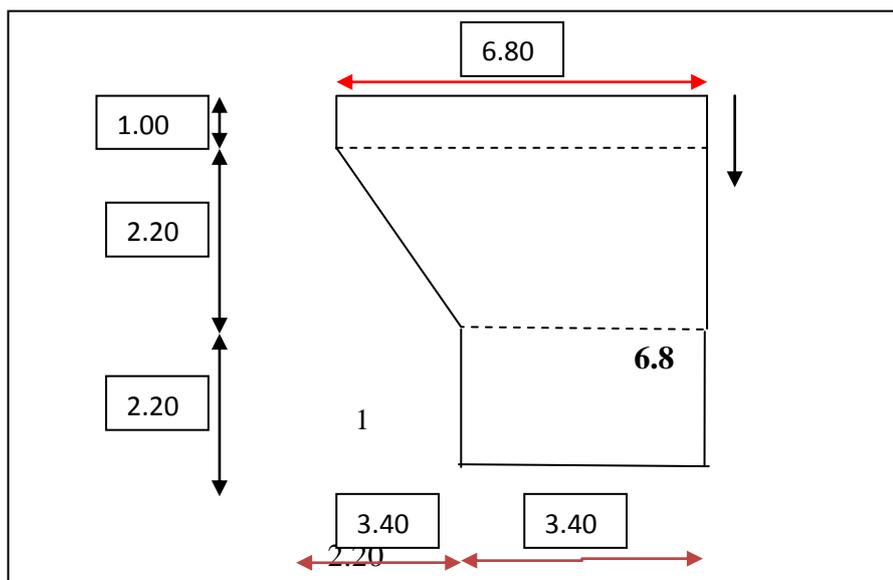


Figure 8.5 : Dimensions de mur en retour

Chapitre 8 : Etude de la culée

9.2 Détermination des contraintes :

9.2.1 Cas accidentelle :

a) La poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

Avec :

$k_H = A = 0.12$ voir tableau coefficient d'accélération de zone

$$k_v = 0.3 \quad k_H = 0.036$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2} = 0.34$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) = 6,60^\circ$$

H : La hauteur du mur (H = 5.40).

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 2 \text{ t/m}^3$).

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 35^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$).

Hauteur (m)	$F_{ad}(\text{t/m}^2)$
5.4	5.40
1	0.203

Tableau 8.4 : Calcul de la poussée dynamique des terres

b) La poussée due à la surcharge :

$$F_{ad}(q) = \frac{q H}{\cos \beta} (1 \pm k_v) K_{ad}$$

$$F_{ad}(q) = 1.67 \text{ t/m}^2$$

9.2.2 Cas fondamentale :

La surcharge du remblai supportant une chaussée $q = 1 \text{ t/m}^2$, majorée de 20% = 1.2 t/m^2

$$\sigma_h = K_a \times \gamma_t \times h$$

$$\sigma_h = 2.08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma(h) = K_a \times \gamma_t \times (h + K_a) \times q$$

$$\text{ELU: } \sigma(h) = K_a \times (1,35 \gamma_t \times h + 1,5 \times q)$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

$$\text{ELS: } \sigma(h) = K_a \times \gamma_t \times h + K_a \times q$$

h(m)	$\sigma(h)$ [t.m ²]	
	ELU	ELS
0	0,486	0,324
1	1.032	0,73
3.20	3.29	2.404
5.4	4.32	3.21

Tableau 8.5 : Les contraintes sur le mur en retour

9.3 Détermination du ferrailage :

On a modélisé le mur en élément Shell, les résultats des moments sont obtenus par le logiciel robot 2010

Moment (t.m)	Sens vertical	Sens horizontal
ELU	0.556	2.798
ELS	0.334	1.987

Tableau 8.6 : Moments à L'ELU et L'ELS

9.3.1 ELU :

a) Sens vertical $M_u = 0.556 \text{ t.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0.00094 < \mu_r = 0.388 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

$$\alpha = 0.0012 \Rightarrow Z = 0.585 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 0.29 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage minimum d'après le RPOA :**

$$A_{\min} = 0.5\% \times B \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times (0,75 \times 1 \text{ ml}) = 37 \times 10^{-4} \text{ m}^2 ;$$

La section de ferrailage A_{st} est faible devant A_{\min} .on choisit comme ferrailage :

8HA25 ; $A_{st} = 39,27 \text{ cm}^2$; avec espacement de 12 cm

Chapitre 8 : Etude de la culée

b) Sens horizontal : $M_u = 2.798t.m$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0.0014 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A)}$$

$$\alpha = 0.00520 \Rightarrow Z = 0.536 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage A_{st} est faible devant A_{min} .on choisit comme ferrailage :

8HA25 ; $A_{st}=39,27 \text{ cm}^2$; avec espacement de 12 cm

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.585 \times \frac{300}{40000} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 39.27 \text{ cm}^2 > 1.09 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

10. Mur de front :

Le mur frontal est soumis a des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation.

10.1 Les sollicitations du mur de front :

- Mur garde grève : $1.6 \times 0.30 \times 2.5 = 1.2 \text{ t/ml}$
- Corbeau : $0.5 \times 0.4 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/ml}$
- Mur de front : $1.10 \times 3.8 \times 2.5 = 10.45 \text{ t/ml}$
- Réaction du tablier : $333.8 / 13.25 = 25.19 \text{ t/ml}$
- Poussée des terres : $\frac{1}{2} 0.27 \times 2 \times (7.3)^2 = 14.38 \text{ t/ml}$
- Surcharge du remblai horizontal : $0.27 \times 1.2 \times 7.30 = 2.36 \text{ t/ml}$
- Freinage B_c : $30 / 13.25 = 2.26 \text{ t/ml}$
- Surcharge de A(L) : $2292.92 / 13.25 = 173.05 \text{ t/ml}$
- Surcharge de remblai sur la dalle de transition : $0.5 \times 5 \times 2 = 5 \text{ t/ml}$

Chapitre 8 : Etude de la culée

10.2 ELU :

10.2.1 Combinaison fondamentale :

$$1.35G + 1.6 A(L) + 1.5Q + 1.6 Q_f$$

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Moment Ms/o (t.m)	Moment Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1.35	3.24	—	1.2	3.88	—
Corbeau	1.35	0.45	—	1.625	0.757	—
Mur de front	1.35	34.49	—	0.7	24.14	—
Poussée des terres	1.35	—	19.41	3.125	—	60.65
Réaction du tablier	1.35	95.40	—	0.4	38.12	—
Surcharge du remblai H	1.5	—	3.18	3.125	—	9.39
Surcharge sur la DDT	1.35	6.75	—	4	27	—
Surcharge A(L)	1.6	276	—	0.4	110.40	—
Effort de freinage B _c	1.6	—	3.61	7.30	—	26.35
Total	—	416.33	26.2	—	204.29	96.39

Tableau 8.7 : Récapitulatif des efforts à l'ELU

a) Ferrailage du mur de front à l'ELU:

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$$h = 1.4 \text{ m}; \quad b = 1 \text{ m}; \quad d' = 0.1 h = 0.14 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 1.26 \text{ m}$$

$$N_u = 416.33 \text{ t.}$$

$$M_u = M_s - M_r \Rightarrow M_u = 204.29 - 96.39 = 107.00 \text{ t.m.}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.25$$

$$e > \frac{h}{6} = 0.23 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_a = 107. + 416.33 (1.26 - 0.7) \Rightarrow M_a = 340.14 \text{ t.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2} \quad \text{avec } f_{bc} = 1983.33 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_u = 0.10 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature.} \quad A_2 = 0.$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N\right) \quad \text{avec } \sigma_{st} = 43778 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.131 \Rightarrow Z = 1.20 \text{ m.}$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

$$A_1 = \frac{1}{34782.66} \left(\frac{340.14}{1.20} - 416.33 \right) = -37.23 \text{ cm}^2$$

Donc ; $A_1 < 0 \Rightarrow$ On prend $A_2=0$

On ferraille avec la section de non fragile résiste :

$$\Leftrightarrow \text{S.N.F} = 0,23 \times b \times d \times (f_t/f_c) \Rightarrow \text{S.N.F} = 0,23 \times 1,00 \times 1,26 \times (270/40000) = 19.56 \text{ cm}^2$$

\Leftrightarrow **Ferraillage minimum d'après le RPOA :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times B \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times (1,4 \times 1 \text{ ml}) = 70 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On compare :

$$A_{st} = 19.65 \text{ cm}^2 < A_{\min(\text{RPOA})} = 70 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec le minimum de RPOA :

9HA32 ; $A_{st} = 72.38 \text{ cm}^2$ avec espacement de 10cm

10.3 Vérification à l'ELS :

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Moment Ms/o (t.m)	Moment Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1	2.4	—	1.2	2.88	—
Corbeau	1	0.34	—	1.625	0.56	—
Mur de front	1	25.55	—	0.7	17.88	—
Poussée des terres	1	—	14.38	3.125	—	44.93
Réaction du tablier	1	70.60	—	0.4	28.24	—
Surcharge du remblai H	1	—	2.36	3.125	—	7.37
Surcharge sur la DDT	1	5	—	4	20	—
Surcharge A(L)	1.2	95.04	—	0.4	69.22	—
Effort de freinage B _c	1.2	—	2.26	7.30	—	16.49
Total		276.94	19.00		138.78	68.79

Tableau 8.8 : Récapitulatif des efforts à l'ELS

$$N_s = 276.94 \text{ t}$$

$$M_s = 69.99 \text{ t.m}$$

D'après le logiciel SOCOTEC on à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 2100 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 1.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 22863.07 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

∞ Ferrailage minimum RPOA :

$$A_{RPA} = 0.5\% \cdot 1.4 \times 1 = 70 \text{ cm}^2 > 54 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 8T 25 = 39.27 cm² ; esp = 15 cm (partie tendue).

$$7 \text{ T } 25 = 34.36 \text{ cm}^2 ; \text{ esp} = 15 \text{ cm (partie comprimée).}$$

∞ Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% A_{RPA} = 18.40 \text{ cm}^2$$

On prend 6T20 = 18.85 cm² ; esp = 15 cm

13. Etude de la semelle de liaison de la culée :

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus défavorables les sollicitations qui provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et des surcharges.

Dans le cas des appuis de pont, les types de fondation employée varient en fonction de l'éloignement du « bon sol ».

Dans le cas de notre ouvrage, le bon sol se trouve loin, la situation efficace consiste à opter pour une fondation sur pieux nécessairement solidarisés en tête par une semelle très rigide disposée au-dessous du niveau des plus grands affouillements.

13.1 Pré dimensionnement

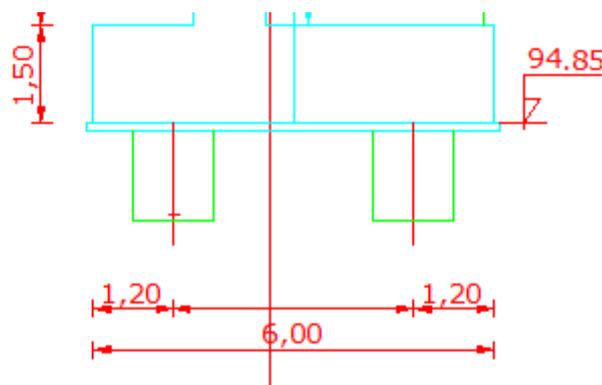


Figure 8.6 : Pré dimensionnement de semelle

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \times \varnothing \Rightarrow L \geq 3 \times 1.2 \Rightarrow L \geq 3.6 \text{ m}$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

On prend : $L = 3.6\text{m}$

La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \varnothing p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 3.6 + 1.2 + 0.3 \Rightarrow A \geq 5.1 \text{ cm}$$

On prend $A = 6\text{m}$

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \varnothing p] + 30 \text{ cm} \Rightarrow B \geq \max [6, 1,2] + 0,3 \Rightarrow B \geq 6.3$$

Donc on choisit une semelle filante de longueur $B = 11.80 \text{ m}$

On adopte le nombre des pieux est égal à 8 pieux de diamètre $\varnothing = 1.2 \text{ m}$

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 \leq \text{tg } \theta = \frac{d}{x} \leq 1.4 \Rightarrow 1.375 \leq d \leq 1.925 \text{ m} \\ X = \frac{L}{2} - \frac{a}{4} = 1.375 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend $d = 1.55\text{m} \Rightarrow H = 1.5 \text{ m}$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$A = 6 \text{ m}$; $B = 11.80\text{m}$ et $H = 1.50 \text{ m}$

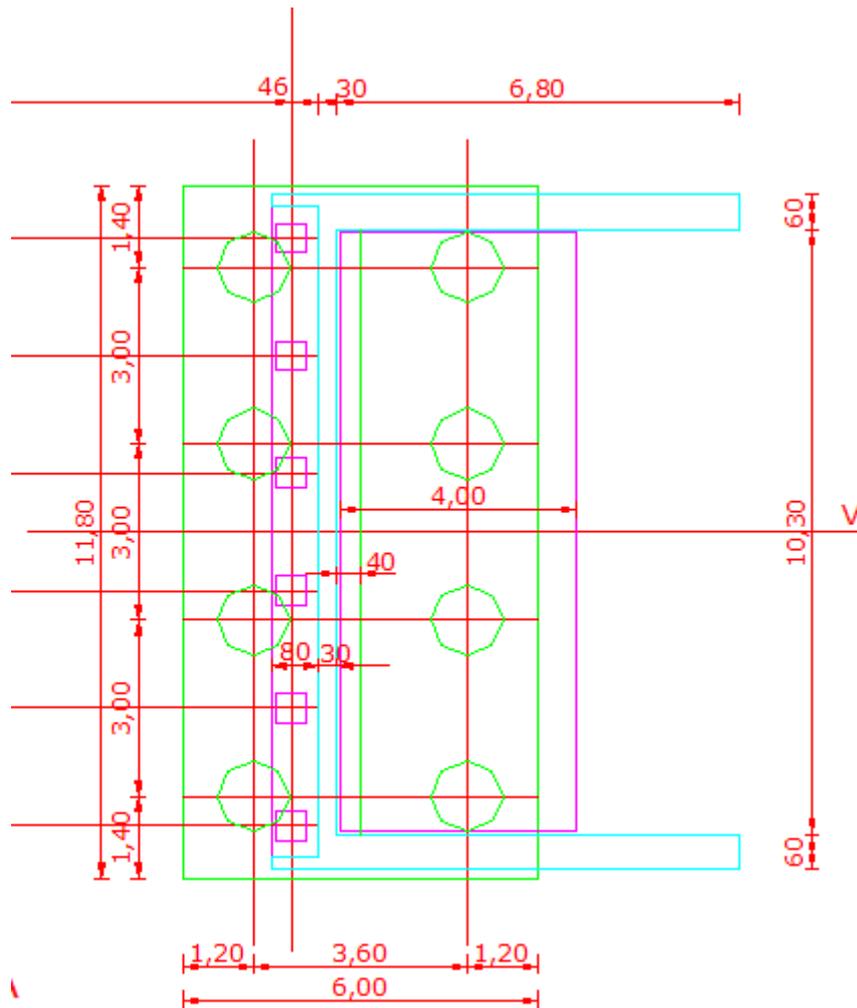


Figure 8.7 : Vue en plan de la semelle

13.2 Evaluation des charges verticales :

13.2.1 Charges permanentes :

- Mur garde grève : $1.6 \times 0.30 \times 2.5 = 1.2 \text{ t/ml}$
- Corbeau : $0.5 \times 0.4 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/ml}$
- Mur de front : $1.10 \times 3.8 \times 2.5 = 10.45 \text{ t/ml}$
- Mur de retour : $0.36 \times (0.2 \times 3.1 + 0.2 \times 2.35 + 2.35 \times 2) \times 2.5 = 5.21 \text{ t}$
- Réaction du tablier : $333.8 / 13.25 = 25.19 \text{ t/ml}$
- Semelle : $6 \times 1.5 \times 2.5 = 22.5 \text{ t}$
- Poussée des terres : $\frac{1}{2} \times 0.27 \times 2 \times (7.3)^2 = 14.38 \text{ t/ml}$
- Poids des terres : $1.5 \times 2 \times 10.15 = 30.45 \text{ t}$

Chapitre 8 : Etude de la culée

13.2.2 Les surcharges :

- Surcharge de A(L) : $2292.92 / 13.25 = 173.05$ t/ml
- Surcharges sur remblai = 2.36 t

13.3 Evaluation des charges horizontales :

- Freinage B_c : $30 / 13.25 = 2.26$ t/ml
- Effet due au séisme : 9.36 t

13.4 Combinaison fondamentale :

La combinaison d'action est sous la forme :

13.4.1 ELU :

a) Combinaison fondamentale :

$$1.35G + 1.5Q + 1.6 A(L) + 1.6 Q_f$$

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Moment Ms/o (t.m)	Moment Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1.35	3.24	—	4.68	15.16	—
Corbeau	1.35	0.45	—	5.15	2.31	—
Mur de front	1.35	34.49	—	4.30	148.30	—
Mur en retour	1.35	5.21		6.65	46.76	
Contrefort	1.35	51.43		2.33	119.83	
Poussée des terres	1.35	—	36.45	5	—	182.25
Poids de la terre	1.35	41.10	—	5.65	231.65	
Réaction du tablier	1.35	95.36	—	4.2	400.51	—
Surcharge du remblai H	1.5	—	3.18/	4.83	—	15.35
Surcharge sur la DDT	1.35	6.75	—	6.65	44.88	—
Semelle	1.35	34.56		3.2	110.59	
Surcharge A(L)	1.6	276.88	—	4.2	1162.89	—
Effort de freinage B_c	1.6	—	3.61	9.65	—	34.83
Total	—	551	43.24	—	2268.51	232.43

Tableau 8.9 : Récapitulatif des efforts à l'ELU

b) Combinaison accidentelle :

La combinaison d'action est sous la forme :

$$G + 0.4Q_v + Q_s$$

Chapitre 8 : Etude de la culée

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Moment Ms/o (t.m)	Moment Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1	2.4	—	4.68	11.23	—
Corbeau	1	0.34	—	5.15	1.75	—
Mur de front	1	25.55	—	4.30	109.86	—
Mur en retour	1	5.21	—	6.65	34.58	—
Contrefort	1	38.1	—	2.33	88.77	—
Poids du terre	1	30.45	—	5.65	172.04	—
Réaction du tablier	1	70.64	—	4.2	296.68	—
Surcharge sur la DDT	1	5.20	—	6.65	34.58	—
Semelle	1	25.6	—	3.20	81.92	—
Effort sismique	—		9.36	6		56.16
Total	—	203.48	9.36	—	830.73	56.16

Tableau 8.10 : Récapitulatif des sollicitations

13.4.2 ELS :

La combinaison d'action est sous la forme :

$$G + Q + 1.2A(L) + 1.2Q_f$$

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/o	Moment Ms/o (t.m)	Moment Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1	2.4	—	4.68	11.23	—
Corbeau	1	0.34	—	5.15	1.75	—
Mur de front	1	25.55	—	4.30	109.86	—
Mur en retour	1	5.2	—	6.65	34.58	—
Contrefort	1	38.1	—	2.33	88.77	—
Poussée des terres	1	—	27	5	—	135
Poids de la terre	1	30.45	—	5.65	172.04	—
Réaction du tablier	1	70.64	—	4.2	296.68	—
Surcharge du remblai H	1	—	2.36	4.83	—	11.39
Surcharge sur la DDT	1	5	—	6.65	33.25	—
Semelle	1	25.6	—	3.2	81.92	—
Surcharge A(L)	1.2	173.05	—	4.2	726.81	—
Effort de freinage B _c	1.2	—	2.71	9.65	—	26.17
Totale		375.83	32.07		1526.89	172.56

Tableau 8.11. Récapitulatif des sollicitations

Chapitre 9 : Etude de la pile

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encasturé. 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).

1. Choix de la morphologie

Cet ouvrage franchit un oued, donc on opte 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 futs puis la semelle.
- La présence des futs au lieu d'un voile permet une meilleure circulation de l'eau et évite la création d'une poussée hydrostatique sur l'appui.

2. Pré dimensionnement :

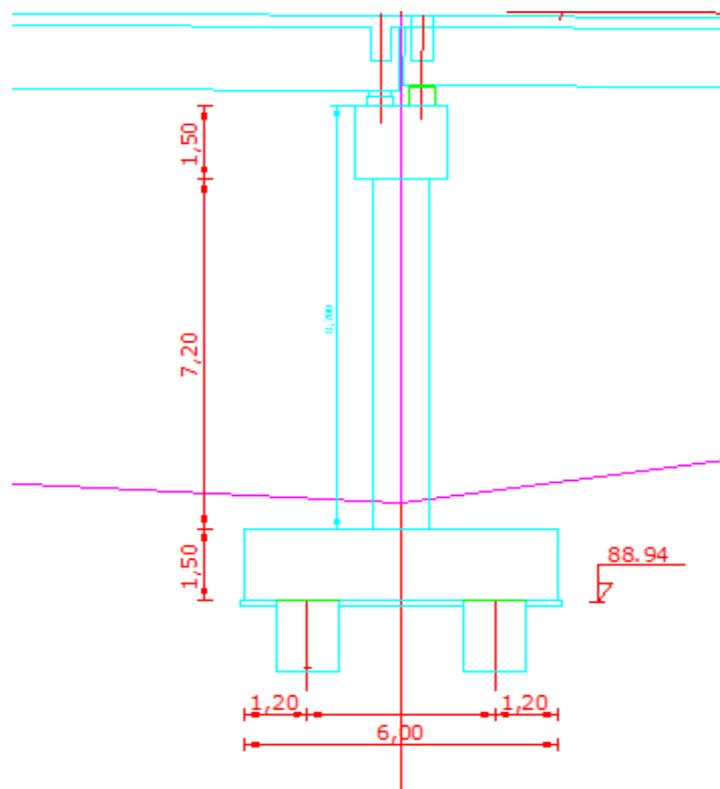


Figure9.1 : Coupe transversale de la pile

Chapitre 9 : Etude de la pile

2.1 Le chevêtre :

La présence d'un chevêtre il joue un rôle actif de transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, séisme...), il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis.

C'est l'élément sur lequel reposent les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

H=1.50 m ; B=1.75 m ; L=11.50 m

$$G_{\text{Chevêtre}} = 1.5 \times 1.75 \times 2.5 = \mathbf{6.56 \text{ t/ml}}$$

2.2 Le fût

Le dimensionnement des fûts des piles fait appel à trois critères :

- Un critère de résistance mécanique.
- Un critère de robustesse.
- Un critère esthétique.

Le nombre des éléments porteurs est lié au nombre des points d'appuis de la structure, et les proportions des éléments porteurs doivent être étudiées à partir de perspectives réalistes. Et comme on a un ouvrage courant, on opte quatre fûts pour éviter l'effet de foret et laisse l'eau circuler.

Le rôle : la transmission des charges aux fondations

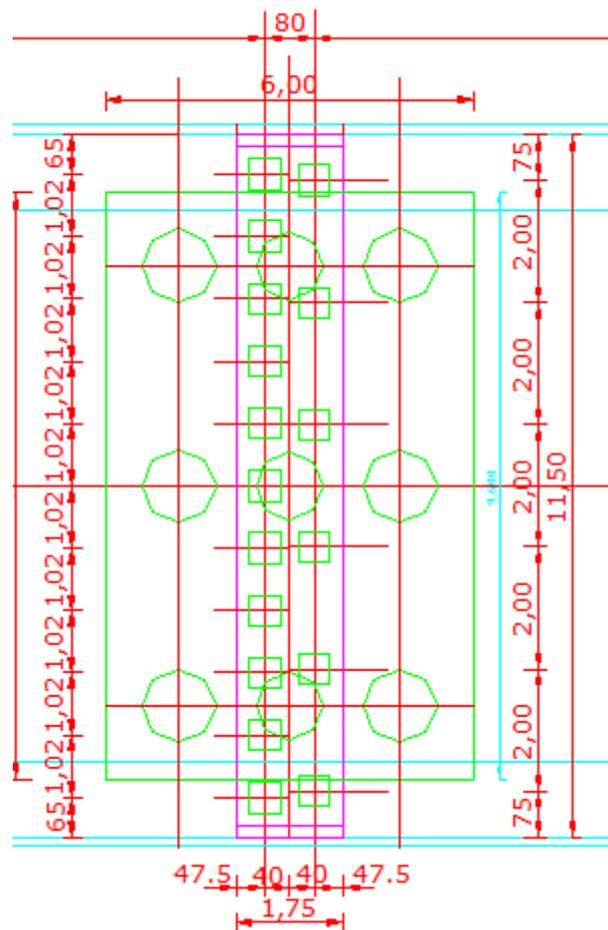


Figure. 9.2 : Vue en plan de la pile

$$G_{\text{tablier}} = 667.608 \text{ t/m} ; A(L) = 1.13 \text{ t}$$

$$G = \frac{G_{\text{tablier}}}{5} = \frac{667.608}{5} = 133.52 \text{ t}$$

2.2.1 Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : 1.35 \times G + 1.6 A(L)$$

$$\text{ELS} : G + 1.2 A(L)$$

Chapitre 9 : Etude de la pile

Ferraillage du Chevêtre

Après modélisation, le ferraillage du chevêtre se fait avec la combinaison la plus défavorable suivante :

	Moment (t.m) En travée	Moment (t.m) En appuis	Effort tranchant V (t)
ELU	56.369	280.333	285.321
ELS	49.258	210.254	217.125

Tableau 9.1 : Les moments et efforts tranchants

- **ELU :**

$$M_t = 56.369 \text{ t.m}$$

$$M_a = 280.333 \text{ t.m}$$

- **ELS :**

$$M_t = 49.258 \text{ t.m}$$

$$M_a = 210.254 \text{ t.m}$$

Avec : $V_{u \max} = 285.321 \text{ t}$

2.3 Calculs du ferraillage :

Remarque :

Pour les autres cas on utilise le logiciel **SOCOTEC** pour le calcul du ferraillage.

2.3.1 En travée :

- **ELU :** $M_t = 56.369 \text{ t.m}$

$$A_{st} = 21.99 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{choix : } 7T20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

Avec : esp = 15cm

- **ELS :** $M_t = 49.258 \text{ t.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 294 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 2100 \text{ t/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 21400 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{st} = 22863.07 \text{ t/m}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

2.3.2 En appuis :

- **ELU :** $M_a = 280.333 \text{ t.m}$

$$A_{st} = 90.66 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{choix : } 7T32 + 7T25 = 90.66 \text{ cm}^2.$$

Chapitre 9 : Etude de la pile

Avec : esp = **15cm**.

- **ELS :** $M_a = 210.254 \text{ t.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 701 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 2100 \text{ t/m}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 22830 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{st} = 22863.07 \text{ t/m}^2 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Effort tranchant :

D'après les résultats obtenus à partir du logiciel robot 2010

$$V_{u \max} = \mathbf{285.321 \text{ t}}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{285.321}{1.75 \times 1.35} = 120.89 \text{ t/m}^2. \\ \overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 300 \right) = 300 \end{array} \right.$$

Donc $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Le diamètre minimum des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi \right) = \min \left(\frac{150}{35} ; \frac{175}{10} ; 2.5 \right) = 17.5 \text{ cm}$$

On prend $\Phi = 14 \text{ mm}$

Espacement d'après RPA :

- ❖ Zone nodale : $\text{esp} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_L ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow \text{esp} = 30 \text{ cm.}$
- ❖ Zone courante : $\text{esp} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{esp} = 75 \text{ cm.}$

3. Etude des piles :

3.1 Dimensionnement :

$$H=1.50 \text{ m} ; B=1.75 \text{ m}$$

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à ELU Pour une flexion composée dans le cas de pile pleine

Combinaison accidentelle :

$$M_u=103.810 \text{ t.m}$$

$$M_s=129.76 \text{ t.m}$$

Chapitre 9 : Etude de la pile

Ferraillage minimum selon le RPOA :

a) Longitudinalement :

- ELU : $M_u=103.810 \text{ t.m}$

$$A_{st} = 24.8\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{choix : } 7\text{T}20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

Avec : esp = 15cm

- ELs : $M_s=129.76 \text{ t.m}$

$$A_{st} = 30.25\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{choix : } 6\text{T}25 = 34.36 \text{ cm}^2$$

Avec : esp = 15cm

b) Transversalement :

$v_u \text{max}=67.6 \text{ t.m}$

La contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u \text{max}}{b \times d}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u \text{max}}{b \times d} = \frac{67.61}{1.75 \times 1.35} = 28.6 \text{ t/m}^2. \\ \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 300 \right) = 300 \end{array} \right.$$

Donc $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Vérification en flambement :

On considère que les colonnes sont encastres à la base et articulées au sommet ce qui donne une longueur de flambement :

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 11.5 = 8.05 \text{ m}$$

Dans le cas des poteaux à section circulaires l'élanement $\lambda = \frac{4L_f}{D} = \frac{4 \times 8.05}{1,2} = 26.83 < 50$

Donc pas de flambement des colonnes.

Armature transversales:

$$\phi_T \geq \frac{\phi_L}{3};$$

Avec: ϕ_L : Diamètre des barres longitudinal.

ϕ_T : Diamètre des barres transversales.

Chapitre 9 : Etude de la pile

$$\phi_T \geq 10,66 \text{ cm}$$

Soit des cercles de HA12

Il faut vérifier que : $\phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10}\right) \rightarrow$ Condition vérifier

Espacement :

$$St = \{0,9d ; 40\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

On fixe : $st = 20\text{cm}$ (dans les zones courantes)

$St = 15\text{cm}$ (zone d'ancrage)

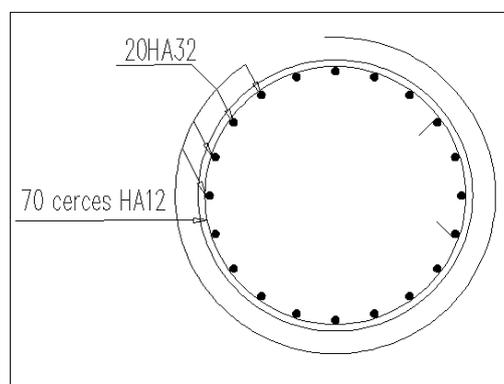


Figure 9.3 : Ferrailage du pile.

Conclusion général

Le travail que nous avons effectué sous le thème « *conception et étude d'un pont* », nous a permis d'appliquer et d'approfondir nos connaissances acquises au cours du cursus universitaire de notre formation.

Dans notre parcours, on a essayé de respecter au maximum toutes les contraintes existantes déjà sur le site tout en exploitant les normes concernant les calculs et la conception afin d'assurer le confort et la sécurité des usagers.

Encore une fois, ce modeste travail nous a donné l'opportunité à mieux maîtriser l'outil informatique en l'occurrence les logiciels, "AUTO CAD", "ROBOT 2010", "Socotec", vue leur traitement rapide et la précision des résultats.

De toute façon, cette thèse nous a immergé dans le milieu professionnel dans lequel nous serons appelés à édifier notre pays et de contribuer à son développement.

En fin, nous espérons que ce modeste travail soit un bon document pour les futures promotions et un point de départ pour d'autres projets.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

Ouvrages

- ✓ Règles B.P.E.L 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en bétons armés, suivant la méthode des états limitent.
- ✓ Règlement parasismique Algérien des ouvrages d'arts (RPOA).
- ✓ Document SETRA.
- ✓ Cahier des prescriptions communes (fascicule 61 titre II)
- ✓ Thèses de fin d'étude : CUAT

Cours :

- ✓ Ouvrage d'art (pont) Mr BOUAYED
- ✓ Béton précontraint Mr AMARA
- ✓ Béton armé Mr AMARA
- ✓ Mécanique des sols Mr HOUMADI

Logiciels :

- ✓ Microsoft office 2007 (Word-Excel)
- ✓ Autocad 2010 (dessin)
- ✓ Robot 2010 (modélisation)
- ✓ Socotec

ملخص

المشروع المنجز في هذه المذكرة يتعلق بدراسة جسر ذو روافد من الخرسانة مسبقة الإجهاد يقع الى الجنوب الغربي من على وادي تافنة.

خلال دراستنا لهذا المشروع، تحدثنا عن مختلف مراحل تنفيذ منشئ فني، أيضا كيفية تطبيق جميع الأنظمة، واستخدام أدوات الكمبيوتر لبرمجة وتحليل مشروعنا.

المشروع يمتد على طول 67 متر ويقوم على اثنين من الدعامات و عمودين والطول الكلي لامتداد هو 28 متر معرضا لبلاطة يساوي 11.50 متر وتحتوي البلاطة على 11 عارضة

الكلمات المفتاحية

الجسر , منشئات فنية ,الخرسانة مسبقة الاجهاد ,عمود

Résumé

Le projet élaboré dans ce mémoire consiste à faire une étude d'un pont à poutre en béton précontraint Situé au Sud- Ouest de Béni-saf sur le CW01 enjambant l'oued Tafna.

Au cours de notre étude de ce projet, nous avons traité les différentes étapes d'exécution d'un ouvrage d'art ; aussi comment appliqué tous les règlements, et l'utilisation des outils informatiques pour la modélisation et l'analyse de notre ouvrage

L'ouvrage en question a une longueur de 67m, il repose sur deux culées et deux piles . il est constitué de 03 travées de longueurs (19.29m, 19.30m et 28m) avec une largeur du tablier égale à 11, 50m composé de 11 poutres.

Mots clés :

Ouvrage d'art, pont, poutres, précontraintes, pile.

Abstract

The Project developed in This Memory Is a study of a girder bridge prestressed concrete Located in Sud- Ouest de béni-saf CW01 river of Tafna

During our study of this project, we talked about the different stages of execution of a work of art; also how to apply all regulations and the use of computer tools for modeling and analysis of our work .

The structure has a length of 67m, it rests on two abutments and and two battery the total length of the span is 28m with a width equal apron 11.50m compound 11 girders.

Key words :

Bridget, Span,Girder, Prestress, Bent.

