



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par :

- ***Nekaa Hassan***
- ***Ben Saada Abderahmane***

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE
FILIERE : TRAVAUX PUBLICS
OPTION : VOIE ET OUVRAGES D'ART

Thème

***Conception et Etude d'un passage supérieur
au Pk 65+675 dans le cadre du projet de
dédoublement de la RN1***

Jury de soutenance :

<i>Nom et Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>qualité</i>
Ahmed Ziregue	MCB	Président
Madani Bederina	Pr	Examineur
Messaouda Merghoub	MAA	Encadreur
Attia Bachiri	MAB	Co-Encadreur

Promotion : juin - 2021

عنوان المذكرة : تصميم و دراسة جسر في النقطة الكليومترية 65 + 675 في إطار ازدواجية الطريق الوطني رقم 01

المؤطرين :

- مرغوب مسعودة
- بشيري عطية

الاسم و اللقب :

- حسن البنا نكاع
- عبد الرحمان بن سعدة

ملخص: يتمحور مشروع التخرج هذا حول دراسة و تصميم ممر علوي لمحول الذي استفادت منه بلدية حاسي بجيج في إطار تعميم ازدواجية الطريق الوطني رقم 1 وذلك لتجنب حركة المرور المتزايدة داخل المدينة بسبب النمو السريع اقتصاديا و ديموغرافيا, حيث نسعى إلى إيجاد التصميم الأمثل عمليا و جاليا و اقتصاديا لضمان حركة مرور أكثر أمان و راحة و فعالية .

الكلمات المفتاحية :

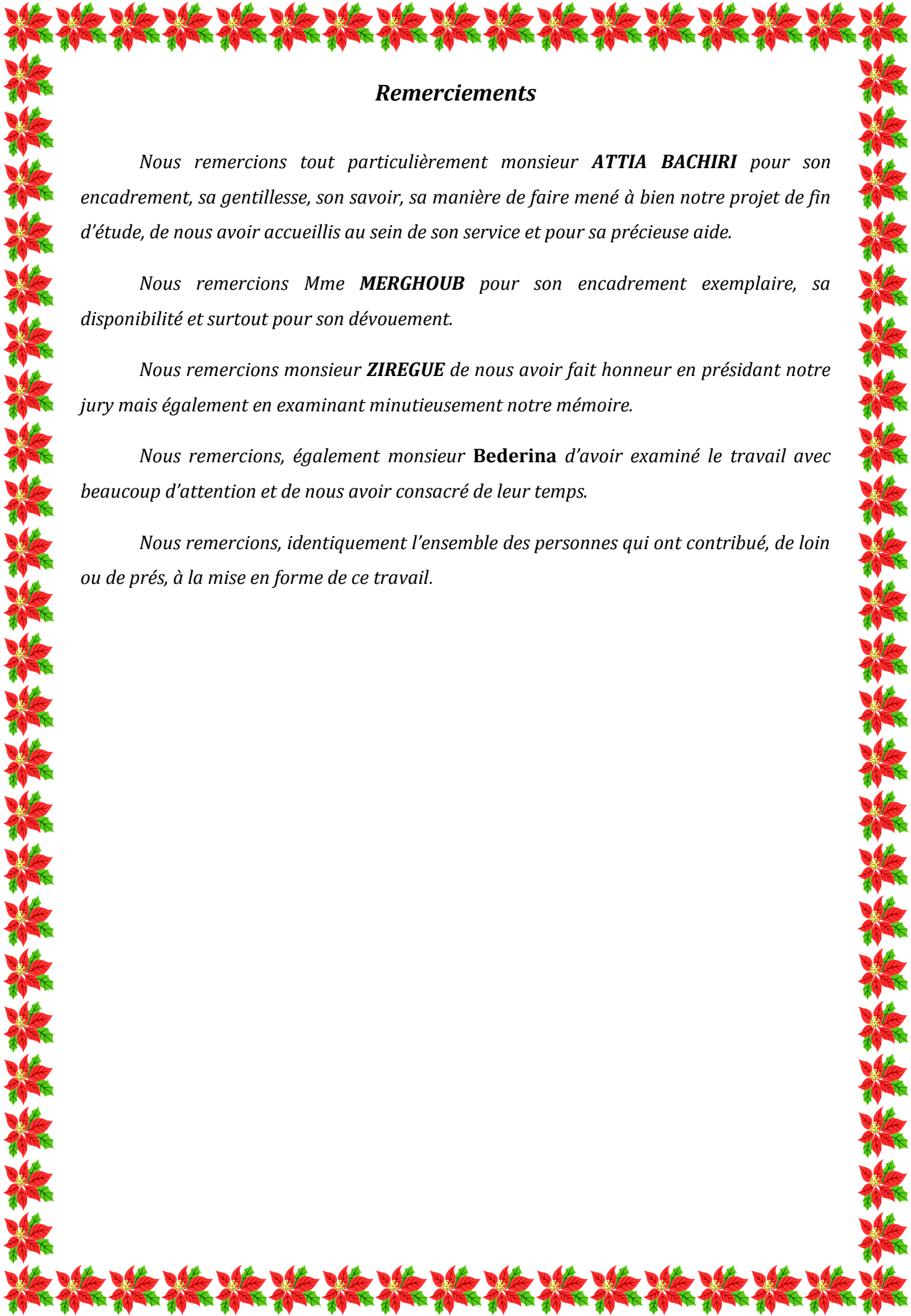
معبّر, ممر علوي , ازدواجية الطريق الوطني رقم 1 , تصميم , التحميل , البنية الفوقية , البنية التحتية , خرسانة مسبقة الإجهاد .

Abstract : This master thesis work involves studying and designing an overpass for trumpet interchange which the commune of Hassi Bahbah benefit from it within the framework of pursuing the duplication of the national road NR1 project to avoid city traffic, Where It's witnessing a significant increase in traffic due to the rapid economic and demographic growth and in this project, we seek to find the optimal design practically, aesthetically and economically to ensure a safer, more comfortable and more fluid traffic movement.

Key words: Crossing , overpass, duplication of the national road NR1, design, loading , superstructure, infrastructure, Prestressed concrete.

Résumé: Le thème de ce projet de fin d'étude entrant dans le cadre de master en Travaux Publics porte sur l'étude d'un franchissement d'échangeur trompette Le pont dont la commune de Hassi Bahbah a bénéficié dont le cadre du projet Dédoublément de la RN1 pour éviter de circulation dans la ville qui connaît une croissance rapide à la fois économique et démographique. Où nous nous efforçons de trouver la conception optimale de manière pratique, esthétique et économique pour assurer une circulation plus sûre, plus confortable et plus fluide.

Mots clés : Franchissement, passage supérieur, dédoublement de la route nationale numéro 1, Conception, les charges, superstructure, infrastructure, béton précontraint.



Remerciements

*Nous remercions tout particulièrement monsieur **ATTIA BACHIRI** pour son encadrement, sa gentillesse, son savoir, sa manière de faire mené à bien notre projet de fin d'étude, de nous avoir accueillis au sein de son service et pour sa précieuse aide.*

*Nous remercions Mme **MERGHOUB** pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et surtout pour son dévouement.*

*Nous remercions monsieur **ZIREGUE** de nous avoir fait honneur en présidant notre jury mais également en examinant minutieusement notre mémoire.*

*Nous remercions, également monsieur **Bederina** d'avoir examiné le travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps.*

Nous remercions, identiquement l'ensemble des personnes qui ont contribué, de loin ou de près, à la mise en forme de ce travail.

Dédicaces

À ma mère, à ma mère.

À mon père

À mes frères.

À toute la famille.

À tous mes amis.

Et à tout personne que j'ai connus et j'ai aimé.

Je dédie ce travail.

N. HASSAN

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu le tout puissant
d'avoir éclairé
mon chemin et de m'avoir donné le courage de réaliser
ce mémoire.

Je dédie ce modeste travail ;
A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu, qui
m'ont guidé lors
des moments difficiles et qui ont su m'aider avec
leurs précieux conseils
tout au long de mon parcours que Dieu le tout
puissant
les protègent et les gardent.
A mes chères frères et soeurs.
A toute ma famille et mes proches sans aucune
exception.
A tous ceux qui m'aiment et que j'aime et ceux qui
m'ont aidé de
loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.
A tous mes collègues et mes amis à l'université de
Laghout.
Et toute personne que je connais.

Ben Saada Abderahman

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I	
CONCEPTION GENERALE DE L'OUVRAGE	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de l'ouvrage	2
I.3 Caractéristiques géométriques et géotechniques	2
I.3.1 Caractéristiques géométriques	2
I.3.2 Caractéristiques géotechniques	3
I.4 Choix du type d'ouvrage	3
I.4.1 Pont en béton armé	3
I.4.2 Pont en béton précontraint	4
I.4.3 Pont métallique	4
I.5 Les Variantes Envisagées	4
I.6 Les inconvénients et les avantages pour chaque type de variante	12
I.7 Equipement du tablier	14
I.7.1 Disposition de retenue	14
I.7.2 Trottoirs	14
I.7.3 Corniche	14
I.7.4 Etanchéité	15
I.7.5 Revêtement	15
I.7.6 Joints de chaussée	15
I.7.7 Assainissement de l'ouvrage	15
I.8 Les appuis	16
I.8.1 Les piles	16
I.8.2 Structures des appuis	16
I.8.3 Pile type voile	16

I.8.4 Liaison au tablier	16
I.8.5 Disposition des Appareils d'Appuis	16
I.8.6 Les culées	17
I.8.7 Choix du type de culée	17
I.9 Fondation	17
I.9.1 Fondation adoptée	18
I.9.2 Fondation superficielle	18
I.10 Conclusion	18

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

II.1 INTRODUCTION	19
II.2 LE BETON	19
II.3 Caractéristiques mécaniques du béton	20
II.3.1 Résistances caractéristiques à la compression	20
II.3.2 Résistances caractéristiques à la traction	20
II.3.2 Résistances caractéristiques à la traction	20
II.3.3 Module de déformation longitudinale	21
II.3.4 Diagramme Contraintes – Déformations	21
II.3.5 Déformations différées	22
II.3.6 Coefficient de poisson	24
II.3.7 Coefficient de dilatation thermique	24
II.4 Qualités requises pour le béton du béton précontraint	24
II.5 LES ARMATURES PASSIVES	25
II.6 Diagramme contraintes-déformations	25
II.7 Caractéristiques technologiques	25
II.8 Caractère d'adhérence	26

II.9 Les armatures actives	26
II.10 Caractères géométriques	27
II.10.1 Les fils	27
II.10.2 Les barres	27
II.10.3 Les torons	28
II.11 Diagramme contraintes-déformations	28

Chapitre III

Etude de la superstructure

III.1 Etude des charges	30
III.2 Calcul des charges permanentes (CP)	30
III.2.1 Poids propre de la poutre	30
III.2.2 Poids propre du tablier (hourdis)	31
III.2.3 Poids propre de l'entretoise	31
III.3 Calcul des charges complémentaires permanentes (CCP)	31
III.3.1 Revêtement de la chaussée + chape d'étanchéité	31
III.3.2 Trottoirs (supposés comme une dalle pleine en BA)	31
III.3.3 Poids de la corniche	31
III.3.4 Garde-corps	32
III.4 Surcharge	32
III.4.1 Caractéristiques du pont	32
III.4.2 Surcharges de la chaussée selon (fascicule 61 titres II du CPC)	33
III.5 Modélisation du tablier par Autodesk robot 2018	38
III.5.1 Valeur des moments fléchissant réels	40

Chapitre IV

Etude de la précontrainte

IV.1 Introduction	41
IV.2 Précontrainte par post tension	41
IV.3 Procédé de précontrainte par post tension	41
IV.4 Caractéristiques géométriques de la section	42
IV.5 Les données de base	42
IV.5.1 Le béton	42
IV.5.2 Les aciers	43
IV.5.3 Moments fléchissant	43
IV.5.4 Détermination de la précontrainte	43
IV.5.5 Disposition des câbles d'après le (BPEL)	44
IV.5.6 Les caractéristiques géométriques nettes de la poutre	45
IV.6 Calcul des pertes de précontrainte en post tension (câble moyen)	45
IV.6.1 Pertes instantanées	46
IV.7 Vérification des contraintes à L'ELS	52
IV.8 Armatures passives	54
IV.9 Justification des contraintes tangentielles	55
IV.9.1 Justification des contraintes tangentielles à L'ELS	55

Chapitre V

Etude de la dalle

V.1 Introduction	60
V.2 Evaluation des sollicitations	60
V.3 Vérification des contraintes tangentielles d'après le BAEL	60
V.4 Vérification au poinçonnement	61

V.5 Calcul du ferrailage de la dalle	62
V.6 Vérification à L'ELU	62
V.7 Vérification à L'ELS	64
V.8 Vérification de la flèche	66
V.9 Etude de prédalle	66
V.9.1 Charge et surcharge revenant à la prédalle	66
V.9.2 Ferrailage de prédalle	66
V.9.3 Vérification des contraintes à L'ELS	67

Chapitre VI

Les Appareil d'appuis

VI.1 Introduction	69
VI.2 Les appareils d'appuis en élastomère fretté	70

Chapitre VII

Calcul du joint de chaussée

VII.1 Définition	72
VII.2 Différents types de joints	73
VII.3 Calcul des joints de chaussée	74
VII.4 Déplacement du au fluage du béton	75
VII.5 Déplacement du à la rotation des extrémités du tablier	75
VII.6 Dimensionnement du joint	76

Chapitre VIII

Etude de la pile

VIII.1 Introduction	77
VIII.2 Critère de dimensionnement de la pile	77
VIII.3 Prédimensionnement de la pile	77
VIII.3.1 Chevêtre	77
VIII.3.2 Le fut	77
VIII.3.3 La semelle	77
VIII.4 Evaluation des charges	78
VIII.5 Etude de chevêtre	78
VIII.6 Détermination des sollicitations	78
VIII.7 Calcul du ferraillage du chevêtre	78
VIII.8 Armature longitudinale	78
VIII.8.1 Effort tranchant	79
VIII.9 Etude de la pile	79
VIII.9.1 Etude de la pile sur les différentes combinaisons d'actions	79
VIII.10 Etude du flambement	80
VIII.11 Calcul du ferraillage de la pile	80
VIII.11.1 Les efforts sollicitant de la pile	80
VIII.12 Ferraillage de la semelle de liaison	82

Chapitre IX

Etude de la culée

IX.1 Prédimensionnement des éléments de la culée	84
IX.2 Mur de front	84
IX.3 Mur garde grève	84
IX.4 Mur en retour	84
IX.5 Dalle de transition	85

IX.6 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée	86
IX.6.1 Moment dû à la poussée des charges locales	86
IX.6.2 Effort de freinage	86
IX.6.3 Combinaison d'action	87
IX.6.4 Ferrailage de Mur garde greve	87
IX.6.5 Mur du front	88
IX.6.6 Mur en retour	89
IX.6.7 Ferrailage du mur en retour	89
IX.7 Conclusion	92
Conclusion générale	
Conclusion générale	93
<i>Bibliographie</i>	94

Nomenclatures

Symboles

h : surhaussement de la chaussée ;

A : la base du talus ;

B : hauteur du talus ;

E : module de Young ;

$^{\circ}\text{C}$: degré Celsius ;

mm : millimètre ;

μ : micron ;

m : mètre ;

m^2 : mètre au carré ;

cm : centimètre ;

cm^2 : centimètre au carré ;

ml : mètre linéaire ;

kg : kilogramme ;

km : kilomètre ;

km/h : kilomètre par heure ;

t.m : tonne mètre ;

R_c : résistance à la compression simple ;

$P1$: Plateforme médiocre ;

$P2$: Plateforme moyenne ;

$P3$: Plateforme bonne ;

e : largeur de joint de dilatation ;

d : dilatation max du rail ;

s : une marge de sécurité ; α : coefficient de dilatation ;

ΔT : la variation de température ;

L : la longueur de la barre ;

e : épaisseur minimal de la couche d'assise ;

E : paramètre dépendant de la qualité de portance de la plate-forme ;

a, b, c, d, f et g : paramètres de dimensionnement de la couche d'assise ;

W_p : limite de plasticité ;

W_l : limite de liquidité ;
 I_p : indice de plasticité ;
 γ_{doptm} : masse volumique sec optimale ;
 γ_d : masse volumique sec ;
 I_{CBR} : indice CBR ; X : axe des abscisses ; Y : axe des ordonnées ; Z : altitude ;
 τ : taux d'accroissement annuel ;
 Z : pourcentage de poids lourd ;
 P : coefficient d'équivalence pour le poids lourds ;
 Q : débit de pointe horaire ;
 Q_{adm} : débit admissible ;
 f_L : frottement longitudinal ;
 f_T : frottement transversal ;
 L_{min} : longueur minimale ;
 L_{max} : longueur maximale ;
 E_d : épaisseur de la dalle de l'ouvrage (compte tenu de la hauteur des poutres) ;
 E : épaisseur de la chaussée ;
 P : charge par roue ;
 Log : logarithme décimal ;
 c_1, c_2, c_3 : coefficients d'équivalence ;
 T_{PL} : trafic du poids lourd ;
 H_t : hauteur totale.

Abréviations

c.à.d : c'est-à-dire ;
TPC : Terre-Plein Central ;
BDG : Bande dérasée de Gauche ;

BDD : Bande Dérasée de Droite ;
MPa : Méga pascal ;
CBR : Californian Bearing Ratio ;
AASHO : American Association of State Highway Officials ;
NF EN : Norme Française Européenne Norme ;
MDE : Micro Deval ;
LA : Los Angeles ;

QS : Qualité de Sol ;
PN : Passage à Niveau ;
SETRA : Service D'études Techniques des Routes et Autoroutes ;
ICTAAL : document d'Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des
Autoroutes de Liaison ;

PI-CF : Passage Inférieur en Cadre Fermé ;
PI-PO : Passage Inférieur en Portique Ouvert ;
POD : Portique Ouvert Double ;
PSI-DA : Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée ;
PSI-DP : Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte ;
PSI-DN : Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Nervurée ;
PSI-BA : Passage Supérieur ou Inférieur à Poutres en Béton Armé ;
PR-AD : Poutres Précontraintes par Adhérence ;
VI-PP : Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes ;
PSI-OM : Passage Supérieur ou Inférieur à Ossature Mixte ;
PSI-DE : Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Elégie ;
PS-BQ : Passage Supérieur à Béquilles ; RN1 : Route Nationale N°1 ;
LNHC : Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction ;
COSIDER : Construction des Infrastructures de transport ;
RPA : Règlement Parasismique Algérien ;
NF P : Norme Française bâtiment ;
USCS : Unified Soil Classification System ;
LCTP : Laboratoire Central des Travaux Publics ;
SP : Sondage Pressiométrique ;

PK : Point Kilométrique ;
SPT : Standard Pénétration Test ;
GTR : Guide Technique Routier ;
XP P : norme expérimentale ;
PL : Poids Lourd ;
DTP : Direction Des Travaux Publics ;
GA : Gabarit type A ;
GB : Gabarit type B ;

GB1 : Gabarit type B1 ;

GC : Gabarit type C ;

B40 : normes techniques d'aménagement des routes ;

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ;

AN : Application Numérique ; TVO : Tout Venant d'Oued ;

BB : Béton Bitumineux .

Liste des Figures

CHAPITRE I

Fig. I- 1	Coupe transversale de la dalle	5
Fig. I-2	Coupe transversale de la dalle (prédimensionnement)	6
Fig. I-3	Coupe transversal de la poutre	7
Fig. I-4	Coupe transversale de la poutre sur appui (prédimensionnement)	8
Fig. I-5	Coupe transversale de tablier	9
Fig. I-6	Schématisation de l'entretoise sur culée	9
Fig.I-7	Coupe transversale d'ouvrage a entretoise	10
Fig.I-9	Coupe transversale de l'entretoise	12
Fig.I-10	Coupe transversale du trottoir avec corniche	15

CHAPITRE II

Fig II-1	Diagramme contraintes déformations du béton	21
Fig II-2	Diagramme de déformations du béton	22
Fig II-3	Diagramme contraintes déformations des aciers passifs	25
Fig II-4	Diagramme contraintes-déformations pour les fils tréfilés et les torons	29

CHAPITRE III

Fig. III- 1	Schéma de la corniche	31
Fig. III- 2	Grade corps BN4	32
Fig. III- 3	Système Bc	34
Fig. III- 4	Système Mc 120	36
Fig .III- 5	Convoi D240	37
Fig. III- 6	Modélisation des poutres	38
Fig. III-7	Modélisation des poutres avec dalle	39
Fig. III- 8	Le moment et l'effort tranchant max	39

Figure III-9	La poutre la plus sollicitée vis-à-vis des moments fléchissant	39
--------------	--	----

CHAPITRE IV

Fig IV-1	Tracé du câble moyen	46
Fig IV-2	Frottements le long du câble lors de la mise en tension	48
Fig IV-3	Tension de précontrainte	49
Fig. IV-4	Diagrammes des contraintes en exploitation	53
Fig. IV-5	Position du câble moyen à la section médiane de la poutre	56
Fig. IV-6	Diagramme des contraintes et déformations	57
Fig. IV-7	Diagramme contraintes-déformations de l'acier actif	58
Fig. IV-8	Ferraillage de poutre	59

CHAPITRE V

Fig V-1	Résistance de la dalle ou poinçonnement	61
Fig V-2	Charge localisé de Bc	61
Fig V-3	Charge localisé de Bt	61
Fig V-4	Charge Localisé de Br	62
Fig V-5	Ferraillage de la dalle	65
Fig V-6	Ferraillage de la prédelle selon Lx	67
Fig V-7	Ferraillage de la prédelle selon Ly	68

CHAPITRE VI

Fig VI-1	détails d'appareil d'appui	69
Fig VI- 2	constitution type d'un appareil	70
Fig. VI-3	Les dimensionnes des dés d'appuis	71

CHAPITRE VII

Fig VII-1	joints de trottoir	74
Fig VII-2	Joint de chaussée	76

CHAPITRE VIII

Fig.VIII-1	Ferraillage de la semelle	83
------------	---------------------------	----

CHAPITRE IX

Fig .IX-1	dimensionnement de la culée	85
Fig.IX-2	Schéma d'étalement de la surcharge	86
Fig.IX-3	ferraillage de Mur garde greve	88

Liste des Tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1	Implantation des appuis	2
Tableau I.2	Epaisseur de la Dalle	10
Tableau I.3	les aciers passifs	10
Tableau I.4	largeurs des semelles	11
Tableau I.5	les coordonnées de l'ouvrage	18

CHAPITRE II

Tableau II.1	Caractère d'adhérence	26
Tableau II.2	les diamètre des fils autres ronds et lisses	27
Tableau II.3	les diamètre des barres	27
Tableau II.4	les diamètre des torons	28

CHAPITRE III

Tableau III.1	Caractéristiques géométriques et poids d'une poutre	30
Tableau III-2	Classes des ponts en fonction de L_r	33
Tableau III-3	coefficient d'agressivité a_l en fonction de la classe du pont	34
Tableau III-4	: Valeurs du coefficient b_c	36
Tableau III-5	Coefficients de pondération des combinaisons d'actions	40
Tableau III-6	combinaison de M et de T vis-à-vis de l'ELU et ELS	40

CHAPITRE IV

Tableau IV-1	Caractéristiques géométriques nettes de la poutre	44
--------------	---	----

Tableau IV-2	Caractéristiques géométriques nettes de la poutre en travée	45
Tableau IV-3	Caractéristiques géométriques nettes de la poutre	46
Tableau IV-4	Pertes par frottement le long du câble moyen ($\Delta\sigma_f$)	48
Tableau IV-5	Pertes par frottement le long du câble ($\Delta\sigma_f$)	49
Tableau IV-6	Valeurs des contraintes en construction	53
Tableau IV-13	Valeurs des contraintes en exploitation	53

CHAPITRE V

Tableau-V-1	Valeurs finales des efforts tranchants maximum	60
-------------	--	----

CHAPITRE VIII

Tableau VIII-1	La descente de charge de la pile	78
Tableau VIII-2	les efforts sollicitant à ELU	79
Tableau VIII-3	les efforts sollicitant à ELS	80
Tableau VIII-4	Les efforts sollicitant à l'ELU	81
Tableau VIII-5	Les efforts sollicitant à l'ELS	81

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. On distingue plusieurs types de ponts tels que :

Le pont route qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche, l'aqueduc, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires. La conception d'un pont nécessite une étude complète et pointue de dimensionnement afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuels dus à la circulation ou aux caprices de dame nature. Le concepteur doit également pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données. Ces données sont de deux types :

- Les données naturelles : concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie donc sont l'ensemble des éléments de son environnement.
- Les données fonctionnelles de l'ouvrage : Elles sont fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs. C'est un ensemble caractéristique permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement (règlements et circulaires...).

Le souci principal de l'ingénieur est comment concevoir un pont, en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (la faisabilité, l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation).

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude de la superstructure d'un pont droit à poutres multiples en béton précontraint par post-tension.

L'étude de cet ouvrage nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation du projet tout en minimisant le coût.

La problématique:

Choisir le bon type de pont en fonction des conditions :

- Coût;
- Délai d'exécution;
- Facilité de livraison.

Le travail est réalisé en neuf chapitres ;

Le premier chapitre présente la conception générale de l'ouvrage et le deuxième chapitre présente les caractéristiques des matériaux, le troisième chapitre présente l'étude de la superstructure, le quatrième chapitre est consacré à l'étude de la précontrainte, le cinquième chapitre présente l'étude de la dalle, le sixième chapitre présente les appareils d'appuis, le septième chapitre présente les calculs du joint de chaussée, le huitième chapitre est dédié à l'étude de la pile, le neuvième chapitre est consacré à l'étude de la culée. Le travail est clôturé enfin par une conclusion générale.

Chapitre I

Conception Générale de L'ouvrage

CHAPITRE I : CONCEPTION GENERALE DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

On appelle pont tous les ouvrages permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toutefois, 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, quelle que soit sa dimension, construit in situ [1].

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet. Pour les ponts, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Pour aborder la phase de conception, il faut connaître l'ensemble des contraintes liées au site, au pays, la brèche...etc. Ces données sont classées en :

- les données naturelles ;
- les données fonctionnelles.

Pour le programme de charges, Les ponts doivent être calculés pour supporter les charges réglementaires définies dans le titre II du fascicule 61 [2].

I.2 Présentation de l'ouvrage

Ce projet a pour objet de relier HASSI BAHBAH à la RN1, Via l'échangeur en trompette, dans le cadre du projet de dédoublement de la RN1 du PK65+675 . Sa longueur est de 50.5m à deux travées symétriques de 25.25m, ce choix est dicté par l'existence de la terre pleine centrale du dédoublement.

I.3 Caractéristiques géométriques et géotechniques

I.3.1 Caractéristiques géométriques

A) Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, en général il convient d'éviter les ouvrages plats et horizontaux : Le profil en long l'ouvrage présente une pente longitudinale de $I = 0,5 \%$ avec une longueur de 50.5 m.

✓ Implantation des appuis

On a implanté les appuis qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Implantation des appuis

	PK	CP
Culée C1	0+114.670	934.24
Pile P1	0+166.920	934.24
Culée C2	0+192.190	933.88
La longueur totale	50.5m	

D'après l'implantation des appuis, on déduit que notre pont contient deux travées de 25.25 m.

B) Tracé en plan

Vu que l'axe de l'ouvrage forme un angle de 100^{gr} avec l'axe des culées, donc sa structure géométrique sera alors biais.

C) Profil en travers

Le profil en travers donne les caractéristiques suivantes :

- largeur du tablier y compris les deux trottoirs de 1,50m chacun ;
- largeur roulable : 12,00m $\Rightarrow$ pont du 1^{er} classe selon fascicule 61 ;
- largeur chargeable : 11,00m $\Rightarrow$ 04 voies de circulation ;
- dévers : 2,5% en toit.

I.3.2 Caractéristiques géotechniques

L'étude géotechnique est réalisée par CTPP, et d'après le rapport géotechnique :

- Les essais in situ et les essais de laboratoire montrent que le sol est constitué des successions de Tuf sablo-graveleux sur toute la profondeur des sondages ;
- Au vu de la lithologie du site et des résultats des essais in-situ, les fondations de l'ouvrage seront superficielles, ancrées dans la couche de sable à 2 m par rapport à la cote terrain naturel. A cette profondeur d'ancrage ;
- la contrainte admissible est de 11.84 bars.

I.4 Choix du type d'ouvrage

L'objectif est de déterminer, du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. Pour cela, il faut connaître cet ensemble de contraintes et condition pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur. Ayant énuméré les contraintes, on décrit brièvement les caractéristiques des différents types d'ouvrage :

I.4.1 Pont en béton armé

Qu'il soit poutre ou dalle le pont en béton armé n'est envisageable que pour des faibles portées, généralement de 15 à 20 m. Au-delà la hauteur de tablier devient très grande, dont son poids sera très important [3].

I.4.2 Pont en béton précontraint

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé. Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite 'précontrainte'. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à 50 m [3].

I.4.3 Pont métallique

L'acier résiste bien à la traction et à la compression, les ponts métalliques ont beaucoup évolués au cours de ces deux siècles, et ça est dû aux différentes faveurs qui ont rendu cette évolution possible :

- le progrès sidérurgique : la fonte, le fer ont été remplacés par de l'acier ;
- l'affinement des calculs grâce à la meilleure connaissance de la RDM [4].

Avec les ponts métalliques on peut atteindre des portées de 20 m (pont mixte) jusqu'à 2000 m (pont suspendus).

I.5 Les Variantes Envisagées

D'après les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (la longueur), les contraintes existantes sur le site, et les types de pont ; l'objectif est de déterminer le type de l'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées.

Nous proposons trois variantes qui sont :

I/ Variante 1 : Pont dalle en béton précontraint à encorbellements latéraux.

II/ Variante 2 : pont a poutres en béton précontraint à travées indépendantes.

III/ Variante 3 : Pont mixte en bipoutre.

1^{er} Variante : pont dalle en béton précontraint à encorbellements latéraux

L'ouvrage type PSIDP est formé d'une simple dalle pleine d'une épaisseur constante à section rectangulaire, elle est précontrainte longitudinalement et armée transversalement, elle prend la relève de la dalle armée dans la gamme de portée de 15 à 23m environ, qui est la portée économique. On peut envisager :

- La dalle pleine à encorbellements latéraux ;
- La dalle élégie ;

- La dalle nervurée [4].

La dalle pleine à encorbellements latéraux

ce type de tablier permet d'atteindre des portées déterminantes de l'ordre de la trentaine de mètres. Cependant, pour franchir la portée de 23 m, le recours à des encorbellements latéraux est dicté non seulement pour des considérations d'ordre esthétique mais en plus favorisent certaines dispositions particulières (piles plus réduites, réduction de la section transversale).

Pour le dimensionnement il faut respecter un certain nombre de conditions :

- La largeur de la nervure doit rester supérieure à la moitié de la largeur totale de l'ouvrage ;
- La largeur droite de l'encorbellement le plus important ne doit pas excéder 1/5 de la portée ;
- La dalle rectangulaire équivalente doit couvrir entièrement la largeur chargeable de la voie portée.

Pré dimensionnement

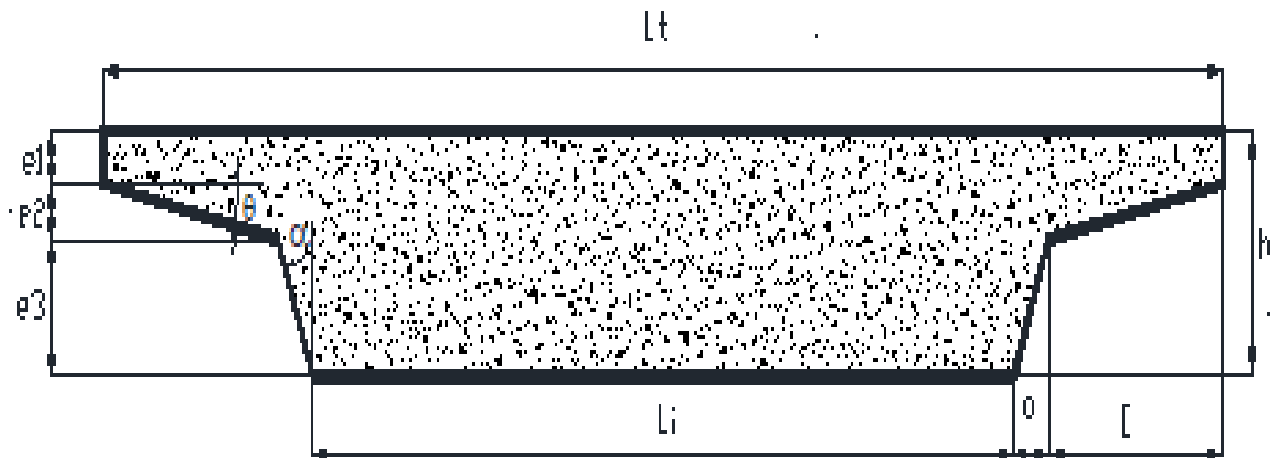


Fig. I- 1: Coupe transversale de la dalle.

Selon dossier **SETRA** les dimensions auront les valeurs suivantes

- L_T : largeur totale = 15m;
- L_I : largeur de la nervure de l'intrados;

$$L_I \geq 0,5 L_T \quad (I.1)$$

$$L_I = 7\text{m}$$

- h : hauteur de la dalle;

$$h = \frac{L}{25} \quad (I.2) \quad ; L : \text{la longueur de travers égale à } 25 \text{ m}$$

$$h = \frac{25}{25} = 1\text{m}$$

- Largeur de l'encorbellement :

$$\left. \begin{aligned} E &= \frac{(L_T - L_I)}{2} = 3.5m \\ E &< \frac{L}{5} = 5m \end{aligned} \right\} \Rightarrow E = 3,5m \quad (I.3)$$

- $a = 0,25m$;
- $e_1 > 15cm$; soit $e_1 = 20cm$;
- $\theta = \frac{1}{10}$ à $\frac{1}{20}$ par rapport à l'horizontal ;
- $\alpha = \frac{1}{2}$ par rapport à la verticale ;
- $e_3 = 50 \text{ cm}$;
- $e_2 = 20 \text{ cm}$;

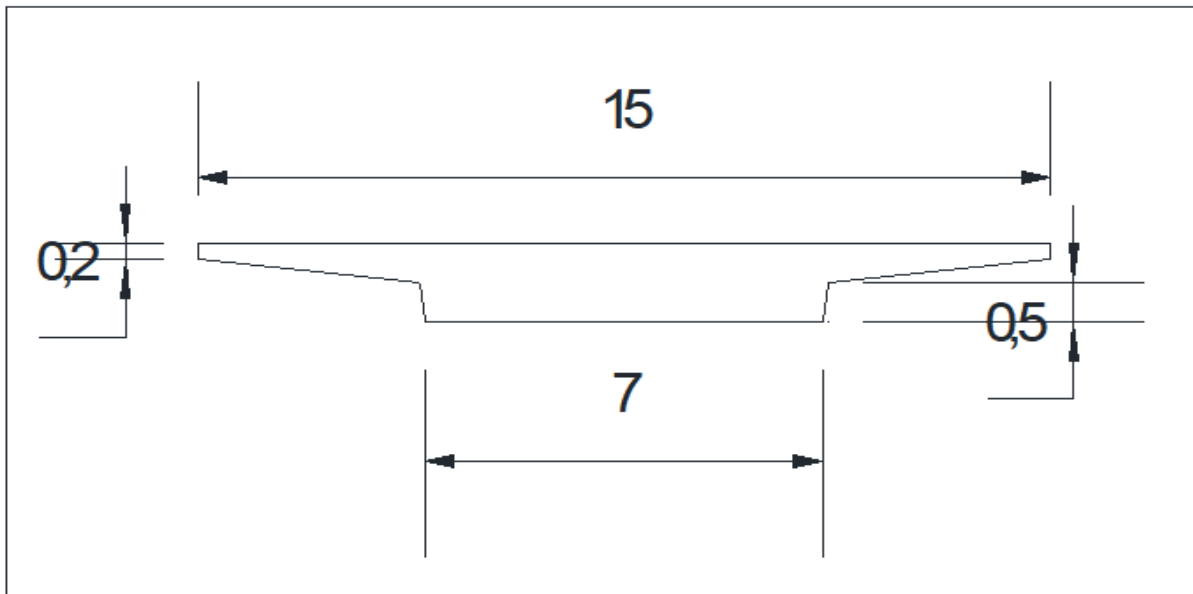


Fig. I-2 : Coupe transversale de la dalle (prédimensionnement).

2^{ème} variante : pont a poutres en béton précontraint a travées indépendantes

Ce type d'ouvrage à été largement employé sur les autoroutes, le tablier est constitué par des poutres longitudinales, espacé de 1à 3m, qui sont solidarisés entre elles par des entretoises sur appuis, et par hourdis formant une couche de roulement qui assure la répartition des efforts. Les poutres sont précontraintes par câbles ou par fils adhérents (poste tension ou prés tension respectivement). Leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation onéreuse d'un cintre, les ponts à poutre en béton précontraint, sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m [3]. Leurs portées les plus économiques se situent entre 30 et 35m.

- **Choix d'un pont isostatique**

L'ouvrage peut être continu ou constitué de travées indépendantes, le tablier était généralement continu pour permettre de mincir le tablier et les piles intermédiaires. Mais ce type de structure, très rigide, est sensible aux tassements différentiels.

- **Pré dimensionnement**

- **Elancement de poutres**

$$\frac{L}{22} \leq h_t \leq \frac{L}{16} \quad (I.4)$$

On a $L = 25 \text{ m}$ alors $1,13 \leq h_t \leq 1,56$

$h_t = 1,35 \text{ m}$

- **Nombre de poutre (N)**

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

et l'espacement $N = \frac{La}{d} + 1 \quad (I.5)$

La : est entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à $14,1 \text{ m}$

d : entraxe des poutres : $1,5 \leq d \leq 2,5$

On fixe l'espacement à **$d = 2.35 \text{ m}$**

$$N = \frac{14.1}{2.35} + 1 = 7 \text{ poutres.} \Rightarrow \mathbf{N = 7 \text{ poutres}}$$

- **Largeur de la table de compression (b)**

$$0,6 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad (I.6)$$

$$0,6 \times 1,35 \leq b \leq 0,7 \times 1,35$$

$$0,81 \leq b \leq 0,95$$

On prend : $b = 0,9 \text{ m}$

- **Epaisseur de table de compression (e)**

$$12 \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

Donc : $e = 14 \text{ cm}$

- **Largeur de talon (L_t)**

$$50 \leq L_t \leq 80 \text{ cm}$$

Pour la valeur L_t on prend 70 cm , cette valeur peut être modifier après l'étude de la précontrainte.

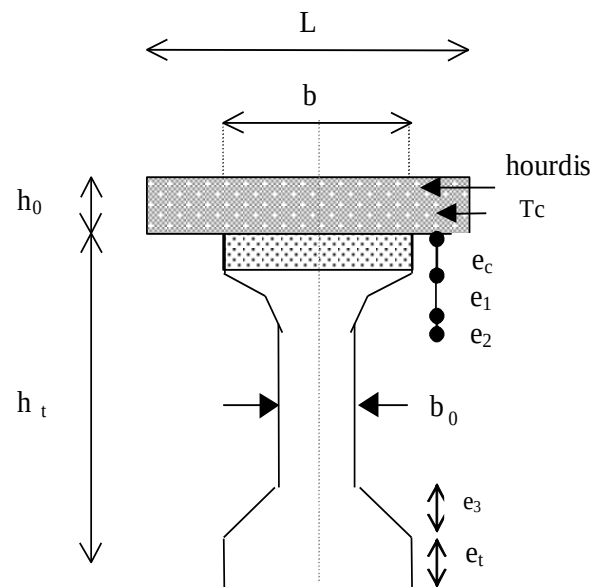


Fig. I-3: Coupe transversal de la poutre.

$$L_t = 70 \text{ cm}$$

- **Epaisseur du talon e_t**

On prend $e_t = 20 \text{ cm}$

- **Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0)**

$$25 \leq b_0 \leq 35 \text{ cm}$$

On fixe : $b_0 = 30 \text{ cm}$

- **Goussets**

✓ **Gousset du talon**

En travée : $\alpha_3 = 53^\circ \Rightarrow e_3 = 20 \text{ cm}$

A l'appui : $e_3 = 13 \text{ cm}$

✓ **Gousset de la table de compression**

En travée: $\alpha_1 = 12^\circ \Rightarrow e_1 = 6 \text{ cm}$

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 5 \text{ cm}$

A l'appui : $\alpha_1 = 12^\circ \Rightarrow e_1 = 6 \text{ cm}$

- **Hourdis (la dalle) h_0**

On général $30 \leq h_0 \leq 20$

(I.7)

Dans ce cas on fixe : $h_0 = 20 \text{ cm}$

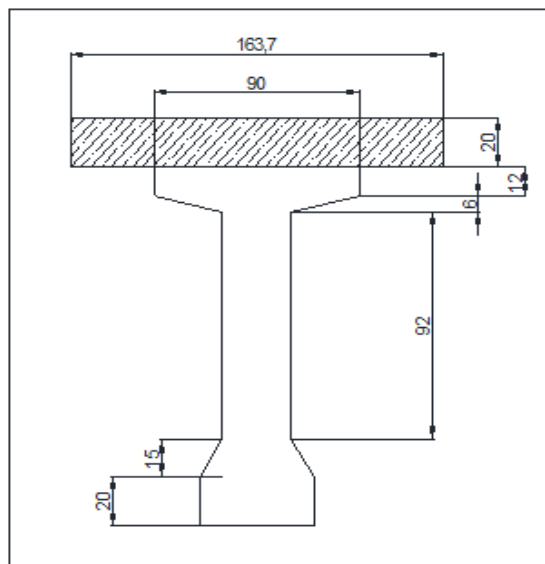


Fig. I-4 : Coupe transversale de la poutre sur appui (prédimensionnement).

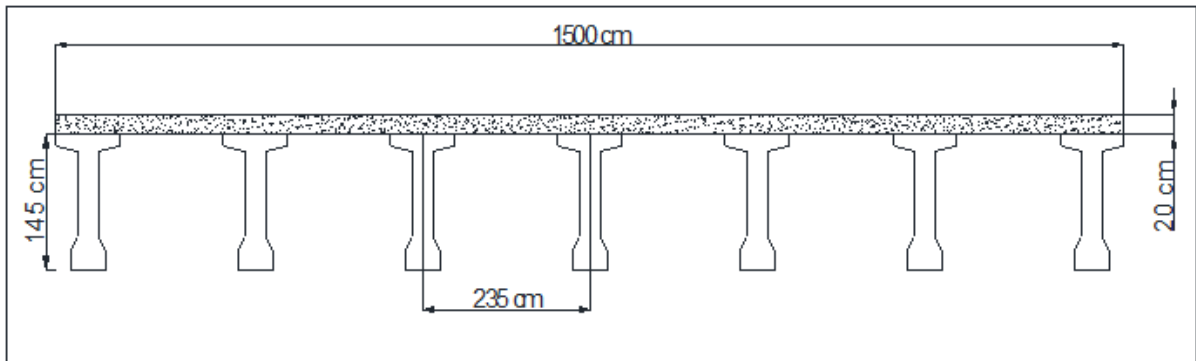


Fig. I-5 : Coupe transversale de tablier.

- **Entretoises d'about**

Les ponts à poutre sont dotés d'entretoises sur appui pour assurer aussi bien une meilleure répartition des charges entre les poutres et surtout rigidifier le tablier dans le sens transversal. Le second rôle consiste au vérinage dans le cas du changement des appareils d'appuis. L'épaisseur de l'entretoise est fixée à 0,22m selon le vipp 76

- ✓ La hauteur est égale à 0,70m

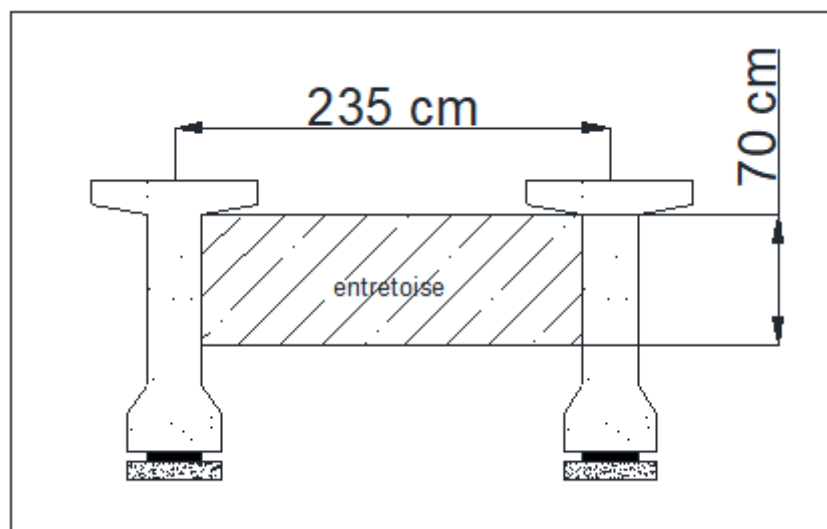


Fig. I-6 : Schématisation de l'entretoise sur culée.

3^{ème} Variante : pont mixte en bipoutre

Le béton assure le rôle de table de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre le hourdis et la semelle supérieure au profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de profilé) les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale. On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble [4].

- **Pré dimension de system bipoutre**

- **Dalle**

Nous indiquons ci-dessous un ordre de grandeur de l'épaisseur de la dalle et du pourcentage d'aciers passifs longitudinaux.

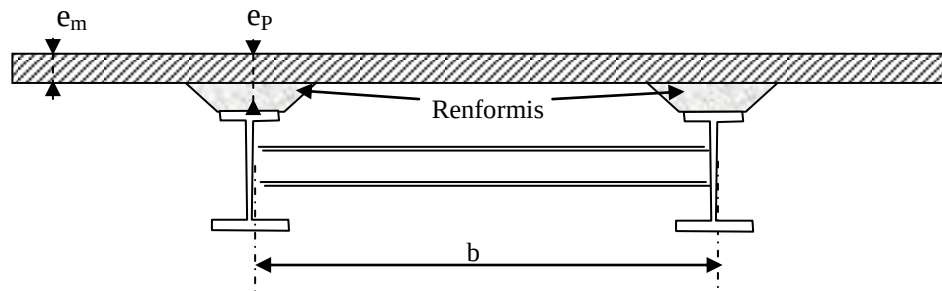


Fig.I-7 : Coupe transversale d'ouvrage a entretoise.

✓ **Epaisseur de la Dalle**

Tableau I.2 : Epaisseur de la Dalle

b	e_m (cm)	e_p (cm)	Epaisseur constante
5,00m	24	28	25
6,00m	25	30	27

Les valeurs ne sont données qu'à titre indicatif pour servir de base à un pré dimensionnement, les facteurs qui interviennent dans le choix d'une épaisseur sont en effet nombreux :

- largeur des encorbellements.
- présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux....)
- nature de charge (militaire, lourds...)

✓ **Pourcentage d'aciers passifs**

Tableau I.3 : les aciers passifs

	Nappe supérieure	Nappe inférieur
M < 0	2 / 3 de 1%	1/3 de 1%
M > 0	2/3 de 0,5%	1/3 de 0,5%

Les pourcentages indiqués pour les zones de moment négatif correspondent aux valeurs minimales fixées par le règlement de calcul des ponts mixtes, les pourcentages indiqués pour les zones de moment positif sont des ordres de grandeur donnée a titre indicatif.

➤ **Poutre principale**

L'élancement de la poutre selon le document SETRA est de :

✓ **Elancement de poutres**

$$\checkmark \frac{L}{28} \leq h_w \leq \frac{L}{22} \quad (I.8)$$

on a $L = 25.25 \text{ m}$ alors $0,90 \leq h_w \leq 1,15$

Donc : $h_w = 1.00 \text{ m}$

✓ **Ame**

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \geq 0,005h_w$$

$$\frac{V}{h_w \times t_w} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{I.9})$$

$$t_w \geq 12 \text{ mm}$$

(I.9)

✓ **Semelle**

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en l'exploitation par des conditions :

- de résistance.
- d'instabilité.

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisant en général à :

- $400 \leq b \leq 1300$
- $b/t \leq 30$ pour l'acier de E36 au E355 (fascicule 61)

A titre indicatif, pour un ouvrage continu, d'élancement courant et de largeur moyenne de 10m, le tableau suivant donne **les largeurs des semelles** en fonctions de la plus grande portée.

Tableau I.4 : largeurs des semelles

Portée	Largeur de la semelle supérieure b_s	Largeur de la semelle inférieure b_i
< 30	400	500
30 à 50	500	500 – 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

➤ **Entretoise**

- L'espacement : 6 à 10 m ; soit 7,66m.
- Ame :

Hauteur: $\frac{1}{10}$ à $\frac{1}{15}$ de portée; soit 0,4 m

Epaisseur : 10 à 12 mm ; soit 10mm

- Largeur : 220 à 300 mm (pour déversement lors du bétonnage) ;

soit 300mm

Epaisseur : environ 20 mm

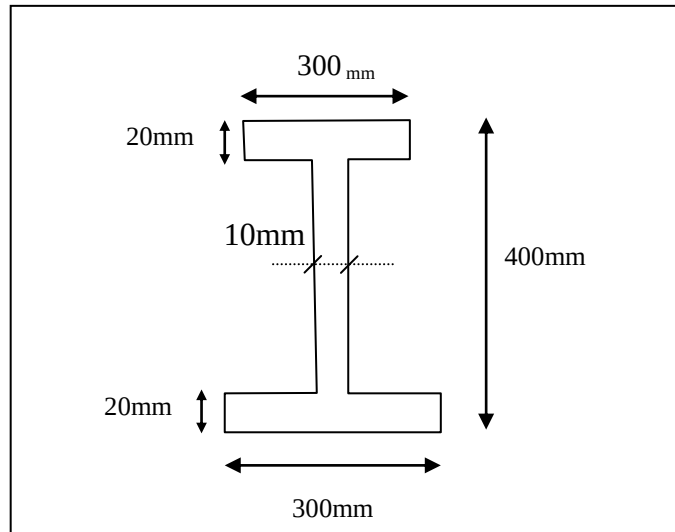


Fig.I-9 : Coupe transversale de l'entretoise.

I.6 Les inconvénients et les avantages pour chaque type de variante

1^{ère} variante: pont dalle en béton précontraint a encorbellements latéraux

Les avantages

- *Minceur et légèreté relatives* : La silhouette de l'ouvrage est élancée, elle ménage de larges ouvertures et assure une excellente visibilité ;
- *Grande réserve de sécurité* : comportement satisfaisant sous fissuration et réserve élevée en flexion. Ces avantages ont pour effet de rendre les dalles insensibles aux tassements différentiels d'appuis inférieurs à 2 ou 3 cm et aptes à supporter des tassements différentiels trois fois plus élevée moyennant de renforcement en armatures passives ou de précontrainte. C'est ces avantages qui font de la dalle continue, instrument des franchissements légers sur terrain médiocres ;
- *Liberté dans la conception des formes* : du fait qu'ils sont construits par coulage en place, ils s'adaptent à toute difficulté d'implantation, le projecteur est ainsi libre dans sa conception des formes ;
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé ;
- L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformations.

Les inconvénients

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé ;
- Echafaudage important ;
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours ;

- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

2^{ème} variante : pont à poutres en béton précontraint

Les avantages

- Le principal avantage est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres et aux échafaudages. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier ;
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé ;
- L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformations.

Les inconvénients

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

3^{ème} variante : pont mixte en bipoutre

Les avantages

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution ;
- Rapidité et simplicité de mise en œuvre ;
- Le peu d'échafaudage nécessaire ;
 - Un pont mixte peut être intéressant notamment par :
- Réduction du nombre de fondations ;
- Préfabrication par grands éléments ;
- pour de grandes portées la solution devient compétitive.

Les inconvénients

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier ;
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum ;
- Une surveillance avec visite périodique.

I.7 Equipement du tablier

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, ce pendant force est de constater que leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect (c'est le cas de corniches et des dispositifs de retenue), la sécurité (dispositifs de retenue), et la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement joints de chaussée...)[3]. La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

I.7.1 Disposition de retenue

C'est des dispositifs susceptibles d'être utilisés pour réduire ou annuler les conséquences qui pourraient être graves lorsqu'un usager quitte accidentellement la zone qui lui est réservée. Leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect de l'ouvrage, elles contribuent à modifier la face vue du tablier, donc leur choix et leur implantation doivent répondre aux critères de sécurité, d'esthétique, et être compatible avec la destination de l'ouvrage (pont, passerelles...) et le but à rechercher. On distingue trois classes :

- Les garde-corps ;
- Les glissières ;
- Les barrières.

A) Garde-corps

Les garde-corps courants ne retiennent guère que les corps humains, un garde-corps renforcé paraît difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des voitures légères dans des conditions relativement favorables.

B) Glissières de sécurité

C'est un organe destiné à diminuer les conséquences d'un accident de la route en freinant un véhicule qui la heurte. Il est conçu pour les véhicules légers.

Ils sont classés en trois catégories :

C) Les barrières de sécurité

Sont considérées comme dispositifs de retenue à retenir les véhicules d'un poids en ordre de marche supérieur ou égale à 3,5t.

Pour notre tablier on choisit un seul dispositif de sécurité :

Garde-corps de type S : poids propre=0,1t/ml

I.7.2 Trottoirs

Puisque notre ouvrage est en rase campagne ou la circulation piétonnière est admise, on a opté pour un garde-corps de type S en acier qui est couramment utilisé.

I.7.3 Corniche

Elles ont un rôle essentiellement esthétique. Situées à la partie haute du tablier ou bord latéral extérieur d'un ouvrage, permettant d'améliorer l'esthétique des ouvrages, et ce-ci de plusieurs manières :

A) Conception de la corniche

Le choix de la corniche peut être de trois ordres :

- Sur le matériau (béton, acier, aluminium) ;
- Sur le mode de réalisation (coulée sur place, préfabriqué) ;
- Sur le mode de fonctionnement (corniches caniveaux).

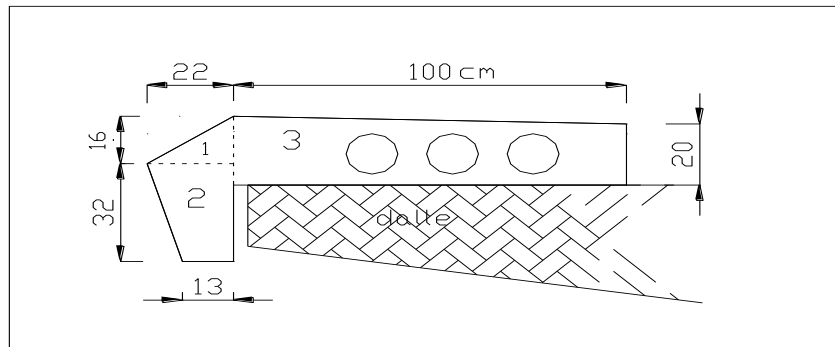


Fig.I-10 : Coupe transversale du trottoir avec corniche.

I.7.4 Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour lui éviter le contact de l'eau. En effet, l'eau peut aggraver un hourdis métallique par corrosion, et peut aussi, en s'infiltrant dans un hourdis en béton armé ou précontraint, corroder les armatures, dissoudre certains constituants du ciment et même faire éclater le béton. Le choix du système d'étanchéité doit être compatible avec les conditions thermo hygrométriques dans les quelles se trouve l'ouvrage [1].

I.7.5 Revêtement

Il s'agit d'un tapis d'enrobés d'épaisseur de 5 à 10 cm. Lors des calculs, il faut tenir compte des renforcements de chaussées ultérieures. Dans notre étude on prendra **7cm** pour la couche de revêtement et **3cm** pour la couche d'étanchéité.

I.7.6 Joints de chaussée

Le rôle de joint est de permettre aux véhicules de franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité. Il est parmi les éléments les plus sollicités d'un tablier, pour cette raison le choix du modèle et la pose doivent être guidés par des considérations de robustesse, et de la durabilité d'étanchéité du joint [5].

I.7.7 Assainissement de l'ouvrage

A) Evacuation des eaux

L'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers et l'esthétique. Les eaux sont d'abord recueillies dans un fil d'eau sur un (ou les) coté de la chaussée se fait en donnant à la chaussée un pont transversal (ou une double pente en forme de toit) puis évacuées par des

gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau, le nombre de gargouilles nécessaire dépend de la ponte longitudinale de pont.

B) Evacuation des eaux sur la culée

Pour assurer l'évacuation des eaux au niveau de la culée on donne généralement une pente d'au moins 2% à l'arase du sommier et on recueille les eaux dans une cunette réalisée contre le mur garde grève, cette évacuation permet d'éviter, la stagnation des eaux au niveau du sommier d'où la protection des appareils d'appuis.

I.8 Les appuis

I.8.1 Les piles

Une pile est un appui intermédiaire, ont pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre ;
- Mode de construction du tablier ;
- Urbain ou rural ;
- Hauteur de la brèche franchir ;
- Mode d'exécution des fondations ;
- Liaison avec le tablier.

I.8.2 Structures des appuis

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile a fût, pile voile, pile portiques ...).

I.8.3 Pile type voile

Ils sont plus nombreux, par ce que généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car ils posent moins de problèmes à la réalisation (L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes).L'hypothèse d'un chevet est levée et la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne [6].

I.8.4 Liaison au tablier

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis qui ont pour fonction de transmettre les efforts horizontaux et verticaux provenant du tablier ainsi que ses déplacements.

I.8.5 Disposition des Appareils d'Appuis

Dans le cas des dalles, le nombre d'appareil d'appui ainsi que leur emplacement sur chaque ligne d'appui sont à déterminer en fonction de la largeur disponible au niveau de la dalle et au niveau des appuis, et aussi en fonction de la descente de charge sur la ligne

d'appuis considérée de même, d'autres considérations doivent être prises en compte, elles concernent la résistance de la dalle la recherche éventuelle d'un encastrement vis-à-vis de la torsion du tablier, ou la possibilité de verinage en cours de construction ou en cas de remplacement d'appareils d'appui.

I.8.6 Les culées

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

A) Les culées enterrées

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

B) Les culées remblayées

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.

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

I.8.7 Choix du type de culée

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai franchissant l'autoroute. Pour le passage sous l'ouvrage 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.

I.9 Fondation

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

I.9.1 Fondation adoptée

D'après le rapport géotechnique établit par CTTP. Il s'agit d'un bon sol. Par conséquent on adoptera une **fondation superficielle**.

I.9.2 Fondation superficielle

Le type de fondation le plus simple et bien entendu la fondation superficielle lorsque le bon sol est peu profond. La semelle qui repose alors sur une couche de gros béton non armé (10cm d'épaisseur environ) doit être suffisamment épaisse pour résister à tout poinçonnement, sans que des armatures verticale (cadres et étriers) soient nécessaire. Les seuls problèmes d'exécution sont liés à la protection des talus des fouilles, que l'on protège généralement à l'aide de membranes synthétiques.

I.10 Conclusion

Nous avons opté pour un pont a poutres en béton précontraint a travées indépendantes ont les coordonnées suivantes :

Tableau I.5 : les coordonnées de l'ouvrage

	PK	CP
Culée C1	0+114.670	934.24
Pile P1	0+166.920	934.24
Culée C2	0+192.190	933.88
La longueur totale de l'ouvrage est	50.5m	

En compagnie d'une fondation superficielle.

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1 Introduction

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant (ciment), granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. A l'état durci, le béton est caractérisé par sa forte résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. Le béton armé fait l'association du béton avec des armatures en acier de haute adhérence, pour former des éléments de différentes formes, qui résistent aussi bien à la traction qu'à la compression. Dans les structures en béton précontraint, on utilise en plus de ces deux matériaux (béton et armatures) des aciers (câbles) de précontrainte.

Le béton précontraint exige l'emploi de matériaux de haute qualité, mis en oeuvre avec soin. Il permet de les utiliser sous des contraintes élevées, notamment à la construction (c'est-à-dire au moment de la mise en tension des câbles). L'acier pour câbles de précontrainte doit être de haute résistance, pour pouvoir être tendu à un taux initial très élevé (couramment compris entre 1 200 et 1 500 MPa, sauf pour les barres). Cette tension initiale, pas très éloignée de la contrainte de rupture, n'est pas dangereuse car elle diminue progressivement par suite des pertes de précontrainte. Par ailleurs, la tension utile finale est d'autant plus élevée que le sont davantage la tension initiale et donc la résistance de l'acier. Le béton doit, lui aussi, être de qualité exceptionnelle car, tant qu'il n'est pas précontraint, il risque de se fissurer sous l'effet de la gêne qu'apportent les coffrages à son retrait. Pour éviter cela, il faut mettre ce béton en précontrainte très tôt alors que, jeune encore, il présente une résistance limitée [5].

II.2 Le Béton

Le béton précontraint exige une connaissance du matériau béton plus approfondie que celle requise en béton armé. En effet, étant donné que la précontrainte est une sollicitation permanente de grande intensité, il est essentiel de considérer non seulement les propriétés fondamentales du béton, comme la sa résistance caractéristique à la compression, mais aussi certaines propriétés dont les effets ne sont pas instantanés mais apparaissent avec le temps.

En béton précontraint on désire des bétons qui présentent une grande résistance, parfois à très court terme, et qui ont un retrait et un fluage aussi réduits que possible. Certaines exigences telles que maniabilité et grande résistance sont parfois en conflit. En effet, les grandes résistances sont obtenues avec des faibles rapports E/C mais ces mélanges sont moins de maniabilité. Toute fois, grâce à une technologie avancée, il est possible de fabriquer des

bétons ayant un rapport E/C aussi faible que 0,25 tout en ayant une maniabilité suffisante surtout avec l'utilisation d'un super plastifiant [3].

Un béton ayant le comportement recherché n'est pas le fruit du hasard. Pour déterminer le dosage le plus efficace, il faut généralement fabriquer des mélanges d'essai surtout si on ne se dispose pas de résultats préalables. Les dosages en ciment utilisés pour les bétons de précontrainte se situent entre 350 et 450 kg/m³ et les rapports E/C entre 0,30 et 0,45. Selon la résistance, les classes de l'Eurocode varient entre un béton C12-15 (non utilisé en béton précontraint) à C50-60. Au-delà de ces résistances, le béton est associé aux BHP (béton à haute performance). A titre d'exemple, un béton C40-50 possède une résistance caractéristique de 40 MPa. En béton précontraint, la résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours varie entre 30, 35, 40 MPa, et jusqu'à 45 MPa pour les pieux préfabriqués.

II.3 Caractéristiques mécaniques du béton

II.3.1 Résistances caractéristiques à la compression

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours $j < 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois données par les règles de BAEL et BPEL :

$$\text{Bétons de résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \quad (\text{II.1})$$

$$\text{Bétons de haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \quad (\text{II.2})$$

$$\text{Pour } j \geq 28 : f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad (\text{II.3})$$

II.3.2 Résistances caractéristiques à la traction

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à j jours est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{II.4})$$

Avec , f_{tj} est la résistance caractéristique à la traction à j jours exprimée en MPa.

Cette formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa. Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPa. La loi donnée par :

$$f_{tj} = f_{cj}^{2/3} \quad (\text{II.5})$$

Serait plus adaptée.

II.3.3 Module de déformation longitudinale

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

$$E_{ij} = 1100 f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}. \quad (\text{II.6})$$

II.3.4 Diagramme Contraintes – Déformations

Le diagramme conventionnel utilisé dans les calculs relatifs à l'état limite pour le béton est appelé (parabole- rectangle). C'est une représentation de la variation de la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement. On distingue :

1. zone élastique ;
2. zone plastique.

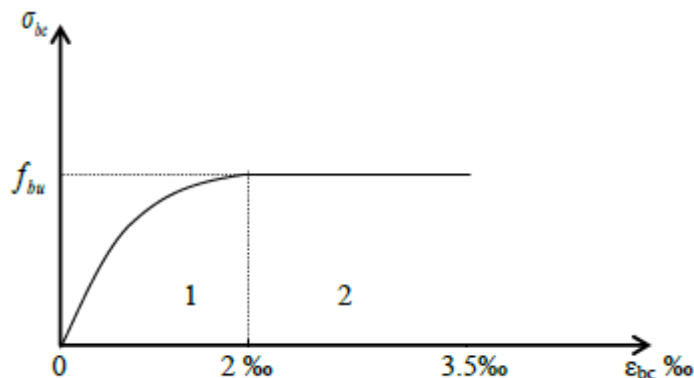


Fig II-1 : Diagramme contraintes déformations du béton.

Lorsqu'il est nécessaire d'évaluer les déformations avec une plus grande précision, le modèle parabole- rectangle n'est généralement pas suffisant. On utilise donc le diagramme réel, défini par la formule de SARGIN:



Fig II-2 : Diagramme de déformations du béton.

Dans ce diagramme :

$$\sigma_b = f_{cj} \frac{k \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right) + (k'-1) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right) + k' \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right)^2} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

ϵ_{b0} : La déformation au pic de contrainte.

$$K : \text{Coefficient donné par: } k = E_{ij} \frac{\epsilon_{b0}}{f_{cj}} \quad (\text{II.8})$$

k' : Coefficient permettant d'ajuster l'allure du début de la branche descendante au diagramme réel.

Avec :

$$k' = k-1 \text{ pour } f_{cj} \leq 30 \text{ MPa, } k' = 0 \text{ pour } f_{cj} \geq 55 \text{ MPa et } k' = (k-1)(55-f_{cj})/25$$

$$\text{pour } 30 < f_{cj} < 55 \text{ MPa.} \quad (\text{II.9})$$

II.3.5 Déformations différées

II.3.5.1 Retrait

C'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. Ce raccourcissement peut se mettre sous la forme :

$$\epsilon_r(t) = \epsilon_r r(t) \quad (\text{II.10})$$

ε_r : est le retrait final.

$r(t)$: fonction variant de 0 à 1 quand le temps varie de 0 à ∞ à partir du bétonnage.

Le retrait étant dû à l'évaporation progressive de l'eau non fixée dans la réaction d'hydratation du ciment. Ce phénomène ne débute qu'après la cure si l'humidité est maintenue à 100% pendant la cure. De plus, la diminution de volume due au retrait n'est pas totalement réversible. Autrement dit, si après un certain temps la pièce en béton est replacée dans une atmosphère 100% humide, il y a un certain gonflement mais la pièce ne reprend pas son volume initial. On conçoit facilement que le retrait final ε_r dépend:

- De la composition du béton (fonction croissante du rapport E/C) ;
- De l'hygrométrie p_h du milieu ambiant (fonction décroissante de ρ_h) : un béton conservé dans l'eau présente même un retrait négatif ;
- Des dimensions transversales de la pièce, représentées par son rayon moyen :
 $r_m = B/U$, B étant l'aire de la section droite de la pièce et U son périmètre en contact avec le milieu ambiant (fonction décroissante de r_m) ;
- Du temps (fonction croissante du temps).

Dans les conditions climatiques de l'Algérie, on admet souvent, pour $\varepsilon_r(t)$, les valeurs forfaitaires suivantes : (Carte de zonage climatique de l'Algérie, CBA 93)

- 2×10^{-4} en climat humide (Zone A) ;
- 3×10^{-4} en climat tempéré sec (Zone B) ;
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec (Zones B, C et D1) ;
- 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique (Zones D2 et D3).

II.3.5.2 Fluage

Le fluage correspond à une déformation croissante dans le temps sous contrainte constante. Ce phénomène est, lui aussi, lié à la migration de l'eau à l'intérieur du béton. Il dépend d'un certains nombres de paramètres, tels que:

- L'épaisseur moyenne de la pièce ;
- La contrainte appliquée ;
- Le dosage en ciment ;
- La teneur en eau ;
- L'humidité ;
- La température ;

- L'âge de mise en tension .

II.3.6 Coefficient de poisson

Si ϵ_t est la déformation relative longitudinale et ϵ_l la déformation relative transversale, le coefficient de poisson vaut :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}} = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l} \quad (\text{II.11})$$

Il est pris égal à :

- $\nu=0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré) ;
- $\nu=0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

II.3.7 Coefficient de dilatation thermique

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

II.4 Qualités requises pour le béton du béton précontraint

- **Une résistance élevée en compression** : Elle conditionne la grandeur de la force de précontrainte et le comportement du béton sous l'action des charges qu'il supporte ;
- **Un module d'élasticité élevé** : Le transfert des efforts des armatures tendues au béton provoque une déformation élastique de celui-ci et implicitement une réduction de la force de précontrainte due au raccourcissement des câbles. Pour réduire cette perte de tension dans l'armature tendue, le béton doit avoir des déformations très petites ;
- **Une faible sensibilité aux effets des déformations différées** : La force de précontrainte est réduite dans le temps grâce aux déformations différées du béton. Une bonne formulation s'impose, surtout pour le rapport E/C ;
- **Une bonne maniabilité** : Dans le but de permettre le remplissage correct de toutes les parties des moules et surtout les zones à ferrailage très dense ;
- **Une grande compacité** : Ce qui permet de réduire sa porosité et sa perméabilité. En effet, le béton constitue, surtout dans le cas de pré-tension, le principal matériau de protection des câbles contre la corrosion ;
- **Etanche** ;
- **Ne présentant pas d'agressivité chimique vis-à-vis les câbles de précontrainte.**

II.5 LES ARMATURES PASSIVES

Ces aciers sont utilisés généralement pour assurer le montage de la pièce, reprendre la traction et les efforts tranchants et limiter la fissuration. Les aciers passifs utilisés pour les éléments en béton précontraint sont classés en trois catégories :

- Barres rondes et lisses ;
- Barres à haute adhérence ;
- Treillis soudés.

Pour ces aciers, les caractères mécaniques auxquels les normes font références sont :

- La limite d'élasticité garantie en traction f_e ;
- La contrainte de rupture par traction ;
- L'allongement sous charge maximale ;
- L'allongement de rupture par traction.

Les caractères géométriques des aciers passifs sont désignés par les diamètres nominaux $\varnothing_i$ des barres utilisées et leur section nominale A_s [5].

II.6 Diagramme contraintes-déformations

Le diagramme contraintes - déformations ($\sigma_s - \epsilon_s$) des aciers passifs prend conventionnellement l'allure présentée ci-dessous :

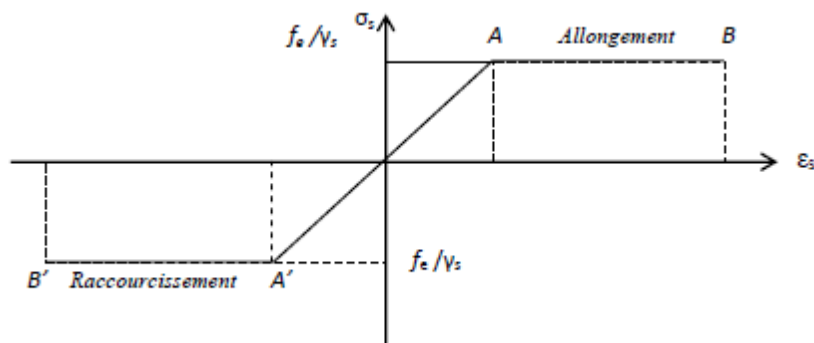


Fig II-3 : Diagramme contraintes déformations des aciers passifs.

On appelle module d'élasticité (ou module de Young) le rapport déduit du diagramme de contraintes-déformations des aciers passifs et donné par la formule :

$$E_s = \frac{f_e \gamma_s}{\varepsilon_{se}}$$

On peut admettre, pour les aciers doux, que : $E_s = 200\,000$ MPa.

II.7 Caractéristiques technologiques

Les caractères technologiques des aciers passifs sont :

- L'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage et de pliage suivi de dépliage ;
- L'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elle et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence) ;
- L'aptitude au soudage.

II.8 Caractère d'adhérence

L'adhérence est l'aptitude d'une barre à rester solidaire au béton qui l'enrobe en dépit des forces qui tendent à la faire glisser dans le sens de son axe. Elle est définie par deux coefficients sans dimensions : Coefficient de fissuration η et coefficient de scellement ψ_s .

Tableau II.1 : Caractère d'adhérence

<i>Ronds lisses</i>	$\eta = 1$	<i>Ronds lisses</i>	$\psi_s = 1$
<i>Barres HA (quelque soit le Φ)</i>	$\eta = 1.6$	<i>Barres HA (quelque soit le Φ)</i>	$\psi_s = 1.5$
<i>Fils HA $\Phi \geq 6\text{mm}$</i>	$\eta = 1.6$	<i>Fils HA (quelque soit le Φ)</i>	$\psi_s = 1.5$
<i>Fils HA $\Phi < 6\text{mm}$</i>	$\eta = 1.3$		

II.9 LES ARMATURES ACTIVES

Les armatures actives sont les aciers de la précontrainte, leur rôle est de créer et maintenir la précontrainte. A l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exigent un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles sont classées par :

- Catégorie : fils, barres et torons ;
- Classe de résistance ;

Les caractères à prendre en compte pour les armatures actives de précontrainte sont :

- La section nominale de l'armature ;

- Son module d'élasticité E_p ($E_p = 200$ GPa pour les fils et les barres, $E_p = 190$ GPa pour les torons) ;
- La valeur de la charge maximale garantie f_{prg} ;
- La limite d'élasticité garantie f_{prg} ;
- Le coefficient de relaxation ρ_{1000} ($\rho_{1000} = 2,5\%$ pour les TBR (très basse relaxation) et $\rho_{1000} = 8\%$ pour les RN (relaxation normale) ;
- Adhérence au béton ;
- Coefficient de dilatation thermique (10^{-5} par $^{\circ}\text{C}$) [5].

II.10 Caractères géométriques

II.10.1 Les fils

Les fils sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12,3mm. Ils sont livrés en couronnes. On distingue :

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

Les fils sont définis par leur diamètre nominal auquel correspond une section nominale conventionnelle, suivant le tableau.

Tableau II.2 : les diamètre des fils autres ronds et lisses

$\emptyset$ (mm)	4	5	6	7	8	10	12,2
A_p (mm ²)	12,6	19,6	28,3	38,5	50,3	78,5	117

II.10.2 Les barres

Les barres sont définies comme des armatures ronds et lisses de diamètre qui varie entre 12,5 et 36 mm, et de longueur de 12 à 18 m. Les caractères géométriques des barres sont le diamètre et la section nominale, définis suivant le tableau.

Tableau II.3 : les diamètre des barres

$\emptyset$ (mm)	12,5	16	20	22	26	32	36
A_p (mm ²)	122	200	314	380	531	804	1018

II.10.3 Les torons

Un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice en usine et répartis en une couche, éventuellement autour d'un fil central (Fig. II.4). Ce façonnage, appelé toronnage, conduit à un à un câble relativement souple, mais les fils restent solidaires dans toutes les opérations de manutention et de mise en tension.

Les torons sont caractérisés par le nombre de leur fils, par leur diamètre, et par leur section. Le tableau II.5 fournit les valeurs correspondantes. Les torons à 3 fils, de faible section (13,6 mm²) ne sont utilisés qu'en précontrainte par pré-tension. Les autres torons (à 7 fils) sont les plus utilisés en post tension. Le toron à 7 fils (de section 12,5 mm²) est constitué de 6 fils de diamètre de 4,2 mm enroulés sur un fil central de diamètre de 4,3 mm, ce toron est dénommé T13. Le toron à 7 fils (de section 15,2 mm²) est constitué de 6 fils de diamètre de 5 mm enroulés sur un fil central de diamètre de 5,2 mm, ce toron est dénommé [7].

Tableau II.4 : les diamètre des torons

Type	3 fils	7 fils	7 fils	7 fils standard	7 fils standard	7 fils super	7 fils super
Ø (mm)	5,2	6,85	9,3	12,5	15,2	12,9	15,7
A _p (mm ²)	13,6	28,2	52	93	139	100	150

II.11 Diagramme contraintes-déformations

Le BPEL propose pour les fils tréfilés et les torons le diagramme contraintes-déformations présentés sur la figure II.5. Dans ce diagramme, et en l'absence d'un véritable palier plastique, il est très difficile de déterminer une limite d'élasticité pour ces aciers durs de précontrainte. Pour cela, cette limite a été définie conventionnellement comme étant le point.

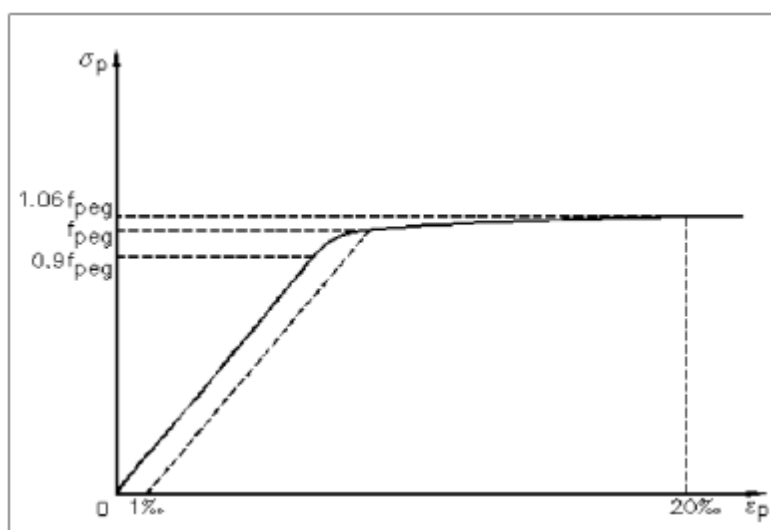


Fig II-4: Diagramme contraintes-déformations pour les fils tréfilés et les torons.

Chapitre III

Etude de la superstructure

Chapitre III : Etude de la superstructure

III.1 Etude des charges

Il s'agit d'étudier les différentes charges et surcharges qui agissent sur le tablier car le pont possède une fonction porteuse. Ces charges et surcharges sont classées en trois catégories :

- * Les charges permanentes (CP) ;
- * Les charges complémentaires permanentes (CCP) ;
- * Les surcharges routières (exploitations) [3].

III.2 Calcul des charges permanentes (CP)

III.2.1 Poids propre de la poutre

Le poids propre est défini par l'expression suivante : $P = S_i \times L_i \times \rho$

ρ : La masse volumique de béton armé = 2.5 t/m³.

S_i : Surface de la section i.

L_i : Longueur de l'élément i. $P_t = P_1 + P_2 + P_3$ (III.1)

Où : P_t : Poids propre total de la poutre

P_1 : Poids propre de la zone 1 (appui) de la poutre

P_2 : Poids propre de la zone 3 (médiante) de la poutre

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques et poids d'une poutre

	$s_i(m^2)$	$l_i(m)$	$\rho(t/m^3)$	$p_i(t)$
Section 1	7570×10^{-4}	8.25	2.5	15.61
Section 2	5800×10^{-4}	17	2.5	24.65
			total	40.26

Donc Le poids propre pour les 7 poutres : $P_{pou} = 40.26 \times 7 = 281.84 \text{ t}$

III.2.2 Poids propre du tablier (hourdis)

Le poids total de la dalle est :

$$p_{dal} = 15 \times 0.2 \times 25.25 \times 2.5 = 189.375 \quad (III.2)$$

III.2.3 Poids propre de l'entretoise

Les dimensions de la section d'entretoise sont montrées dans la figure II-1

Le poids d'entretoises total est :

$$P_{ent} = 0.7 \times 2.35 \times 0.22 \times 2.5 \times 6 = 10.86 \text{ t} \quad (\text{III.3})$$

III.3 Calcul des charges complémentaires permanentes (CCP)

III.3.1 Revêtement de la chaussée + chape d'étanchéité

γ_c : la masse volumique de la couche (couche bitumineux+ chape d'étanchéité)

$$p_{rev} = (0.02 \times 23 + 0.06 \times 24) \times 12 = 22.8 \text{ t} \quad (\text{III.4})$$

III.3.2 Trottoirs (supposés comme une dalle pleine en BA)

$$P_{tro} = 0.2 \times 1.5 \times 2.5 \times 2 \times 25.25 = 37.875 \text{ t} \quad (\text{III.5})$$

III.3.3 Poids de la corniche

Les dimensions de la corniche sont montrées dans la figure III-1

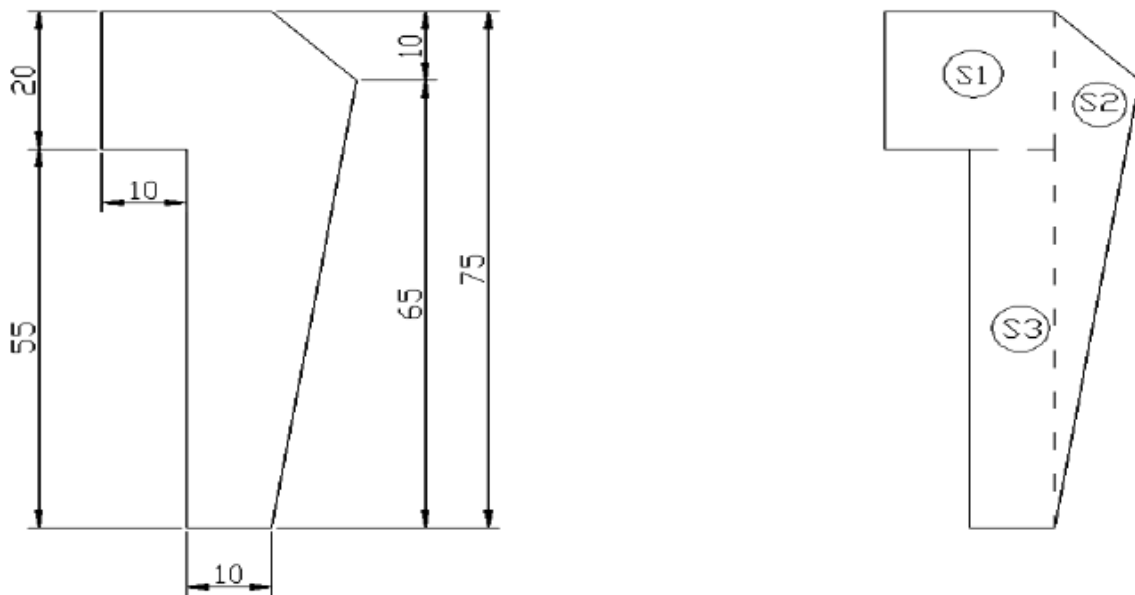


Fig. III- 1 : Schéma de la corniche.

$$P_{cor} = 2.5 \times (S1 + S2 + S3) \times 2 \times 33.5 \quad (\text{III.6})$$

$$P_{cor} = 2.5 \times (0.2 \times 0.2 + 0.1 \times 0.55 + (0.75 \times 0.1/2)) \times 2 \times 25.25$$

$$P_{cor} = 16.73 \text{ t}$$

III.3.4 Garde-corps

La figure III-2 est donnée les dimensions du garde-corps

$$P_{gc} = 0.1 \text{ t/ml}$$

$$P_{gc} = 0.1 \times 2 \times 25.25 = 5.05 \text{ t} \quad (\text{III.7})$$

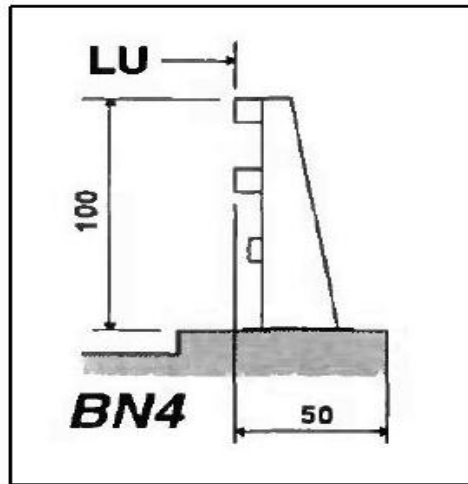


Fig. III- 2 : Grade corps BN4.

Poids total des charges complémentaires

$$P_{cc} = P_{rev} + P_{tro} + P_{cor} + P_{gc} = 82.455 \text{ t} \quad (\text{III.8})$$

Poids total du tablier

$$G = P_{pou} + P_{dal} + P_{ent} + P_{cc} = 564.53 \text{ t} \quad (\text{III.9})$$

III.4 Surcharge

III.4.1 Caractéristiques du pont

A. Classe des ponts routes selon (le D.T.R et le fascicule 61 titres II du CPC)

On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable, qui sont données dans le tableau III-2 :

Tableau III-2 : Classes des ponts en fonction de L_r

Classe du pont *	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5.5\text{m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r \leq 5.5 \text{ m}$

B. Largeur roulable L_r

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenu ou les bordures.

$L_r = 12 \text{ m}$

Donc notre pont est classé dans la 1ère classe.

C. Largeur chargeable L_c

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 1.50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière), alors :

$L_c = L_r - 1 = 11 \text{ m}$.

D. Nombre des voies

Le nombre de voies de circulation est : $N = 4$.

E. Largeur de la voie

La largeur de la voie est : $l_v = \frac{l_c}{n} = \frac{11}{4} = 2.75 \text{ m}$. (III.10)

III.4.2 Surcharges de la chaussée selon (fascicule 61 titres II du CPC)

a) Système de charge $A(L)$

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la portée du pont « L » chargée et qui est donné par la formule suivante : $(L) = a_1 \times a_2 \times AL$

Avec : $AL = 2.3 + \frac{360}{l+12} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$ (III.11)

L : portée du pont.

$L = 25.25 \text{ m}$ d'où :

$A_L = 2.3 + \frac{360}{25.25+12} = 11.96 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$ (III.12)

a_1 c'est le coefficient qui est donné par le tableau II-3 en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Tableau III-3 : coefficient d'agressivité a_1 en fonction de la classe du pont

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont *	1 ^{ère}	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ^{ème}	1	0.9	/	/	/
	3 ^{ème}	0.9	0.8	/	/	/

Classe du pont dépend la largeur roulable. Donc $a_1 = 0.75$

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

v : étant la largeur d'une voie (3.75 m pour notre pont) et v_0 ayant les valeurs suivantes :

$v_0 = 3.5$ m pour les ponts de première classe ;

$v_0 = 3.0$ m pour les ponts de deuxième classe ;

$v_0 = 2.75$ m pour les ponts de troisième classe.

D'après les valeurs précédentes de v_0 on a : $v_0 = 3.5 \rightarrow a_2 = \frac{3.5}{2.75} = 1.27$

D'où finalement : $(L) = a_1 \times a_2 \times AL$

$$A(L) = 0.75 \times 1.27 \times 8.06 = 11.39 \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 1.14 \frac{t}{m^2} \quad (III.13)$$

b) Système de surcharge Bc

Tous les systèmes de surcharges sont schématisés comme suit selon Le D.T.R et le fascicule 61 titres II du CPC .

- Les deux systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe.

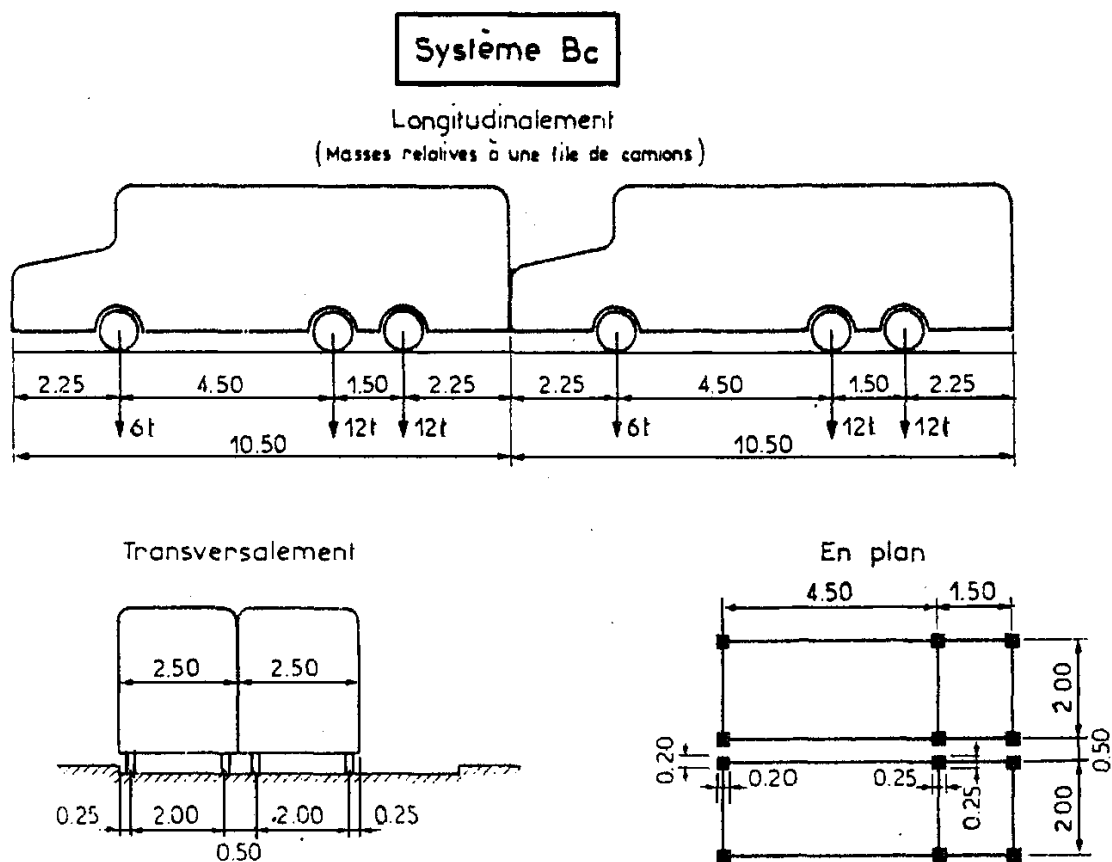


Fig. III- 3 : Système Bc.

- **Disposition du système dans le sens transversal**

Le nombre maximal de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation et il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

- **Disposition du système dans le sens longitudinal**

Le nombre de camions est limité à deux et la longueur des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

- En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de la surcharge du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c donné par le tableau III-4

Tableau III-4 : Valeurs du coefficient b_c

Le coefficient b_c						
Nombres de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{ère} classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2 ^{ème} classe	1.0	1.0	-	-	-
	3 ^{ème} classe	1.0	0.8	-	-	-

On a un pont de première classe de deux files, donc $b_c = 0.8$

→ La surcharge du système B_c dans notre pont après la multiplication par B_c est :

$$S_{B_c} = B_c \times b_c \text{ donc : } S_{B_c} = 0.8 \times 2400 = 1920 \text{ kN} \quad (\text{III.14})$$

c) Surcharge militaire Mc120

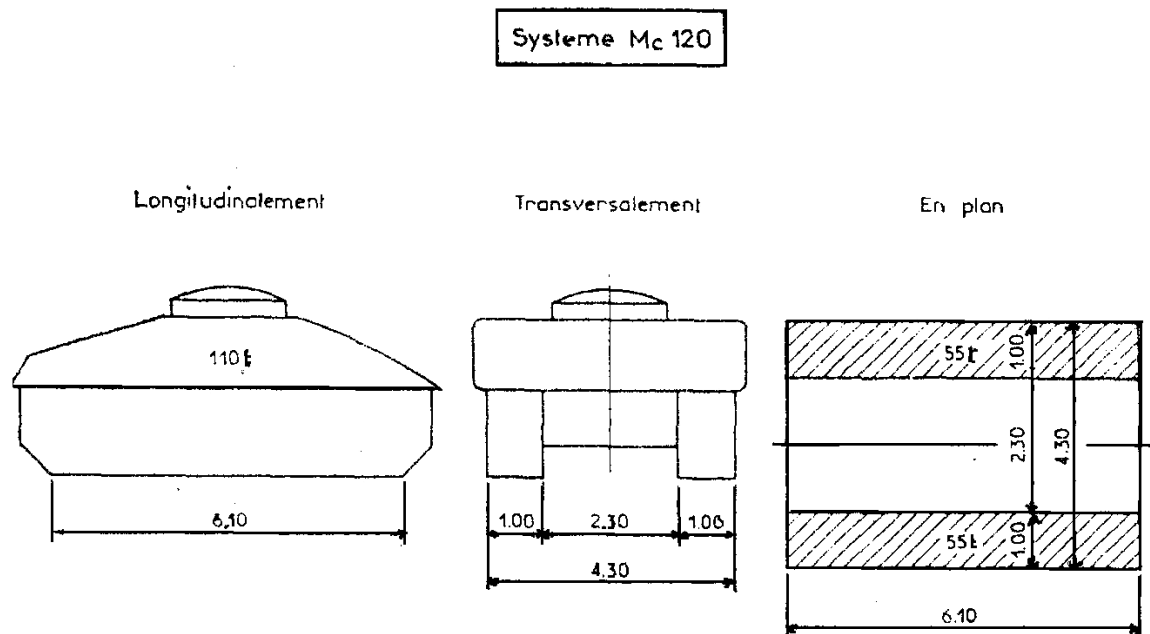


Fig. III- 4 : Système Mc 120.

Le système Mc120 (figure III-4) se compose de véhicule type à chenilles

La masse totale des chenilles est 110 t

Coefficient de majoration dynamique δ :

Il y a lieu de prendre en considération le fait que les surcharges étant appliquées rapidement, donc les efforts ne sont plus grands que si les surcharges étaient appliquées d'une manière lente et en outre il y a production des chocs. On en tient compte alors de ce phénomène en multipliant les différentes surcharges B (B_c , B_t , B_r) et Mc120 par le coefficient de majoration dynamique qui est

Donné par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}} \quad (\text{III.15})$$

L : la longueur de l'élément $L = 25.25$ m ;

G : la charge permanente $G = 10743$;

S : la surcharge maximale du système.

Pour le *Système Bc* :

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.25} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 10743}{1100}} = 1.09 \quad (\text{III.16})$$

Pour le *Système Mc120* :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.25} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 10743}{1100}} = 1.08 \quad (\text{III.17})$$

d) Surcharge militaire exceptionnelle convoi D240

Le convoi D240 (figure III-5) est une surcharge de 240 t répartie uniformément sur une surface

d'impact de (18.60×3.20) m². Cette surcharge n'est pas multipliée par le coefficient de

majoration dynamique δ puisqu'elle ne développe aucune réaction de freinage

(vitesse de roulement sur les ponts plus faible ou égale à 10 Km/h), ni force

centrifuge [4].

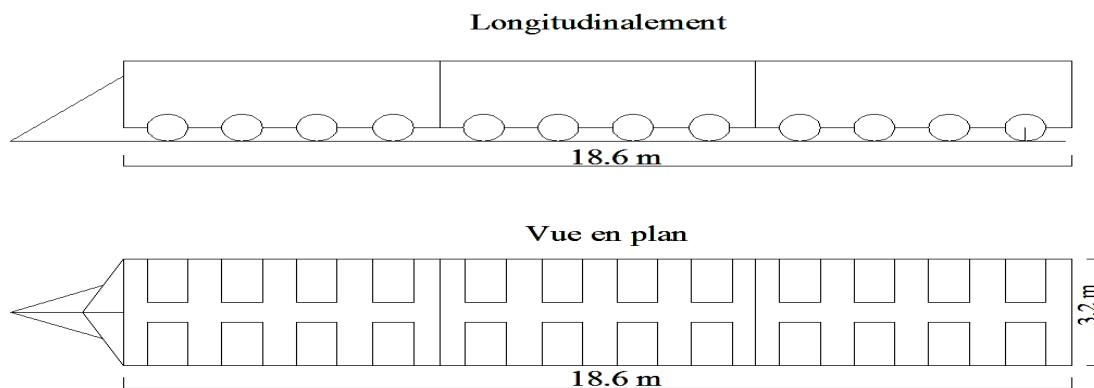


Fig .III- 5 : Convoi D240.

j) Surcharge des trottoirs (Q)

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 kg/m² (selon le fascicule 61 titre II du CPC)

- Pour deux trottoirs chargés

$$P = 2 \times 0.15 \times 1.5 = 0.45 \text{ t / ml} \quad (\text{III.18})$$

III.5 Modélisation du tablier par Autodesk robot 2018

Dans le but de déterminer la répartition transversale des efforts dans les poutres et sur la dalle sous l'effet des différentes charges et surcharges, notre tablier a été modélisé en utilisant le logiciel de calcul Autodesk robot 2018 (figure III-8 et figure III-9).

A. Les inputs

- Géométrie du tablier (définition de la section de la poutre et la dalle) ;
- La Définition du matériau utilisé ;
- Définition des différentes charges (poids propre et charges complémentaires permanentes et surcharges (surcharge sur trottoir Q, les systèmes A(L), Bc, Mc120, D240) ;
- Définir les combinaisons de charge.

B. Les outputs

- Les caractéristiques mécaniques de la poutre ;
- Les réactions maximales et minimales sous différentes charges ;
- Les moments et les efforts tranchants maximaux et minimaux ;
- La combinaison qui donne le moment maximal ;
- La poutre la plus sollicitée.

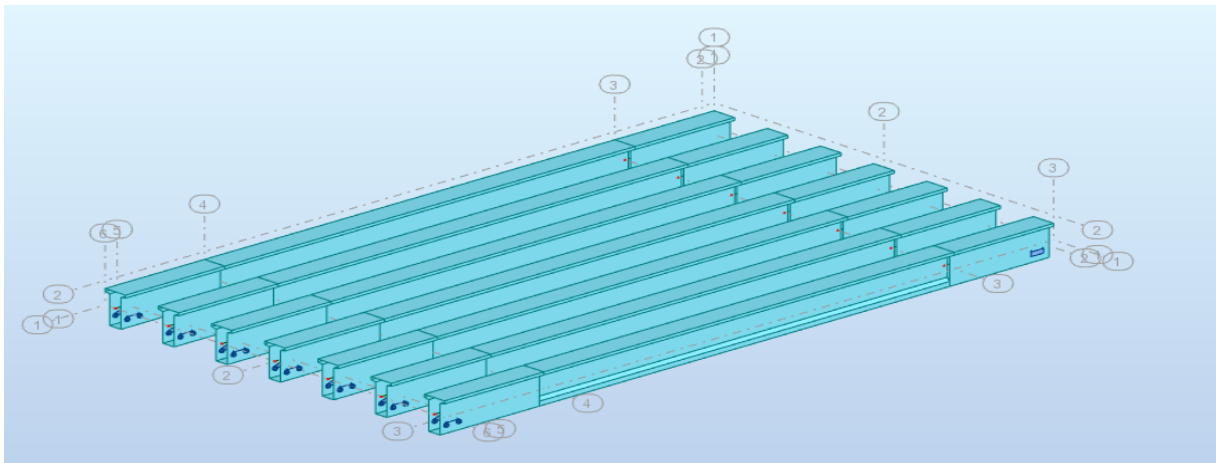


Fig. III- 6 : Modélisation des poutres.

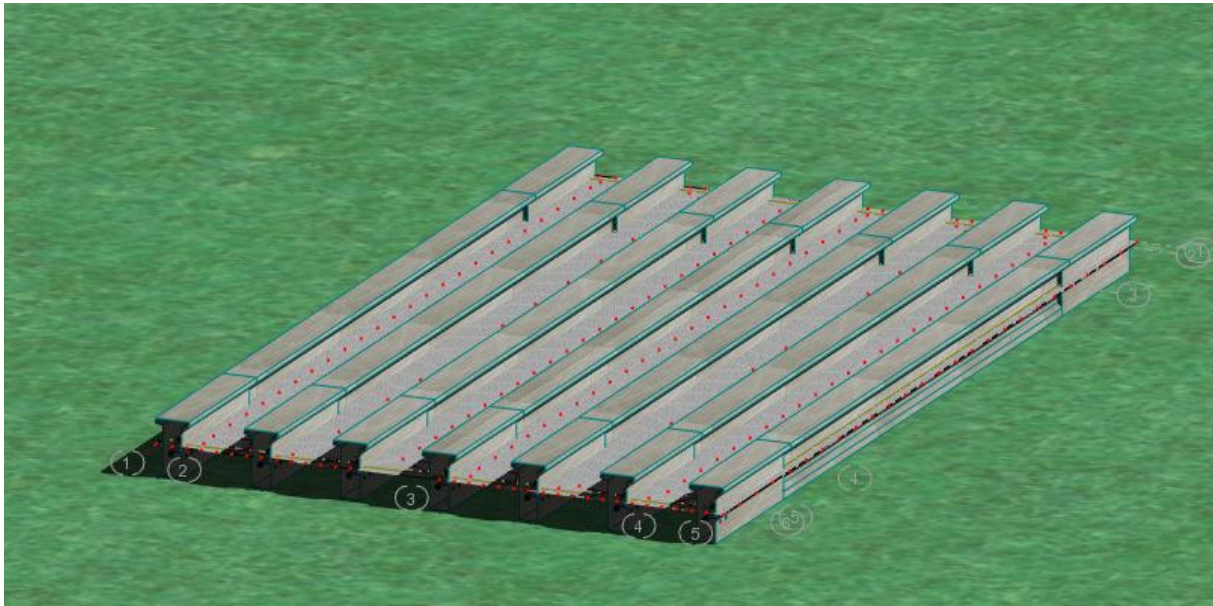


Fig III-7 : Modélisation des poutres avec dalle.

D'après les résultats obtenus sur robot, on obtient les valeurs des combinaisons maximales du moment et de l'effort tranchant (Fig III-8)

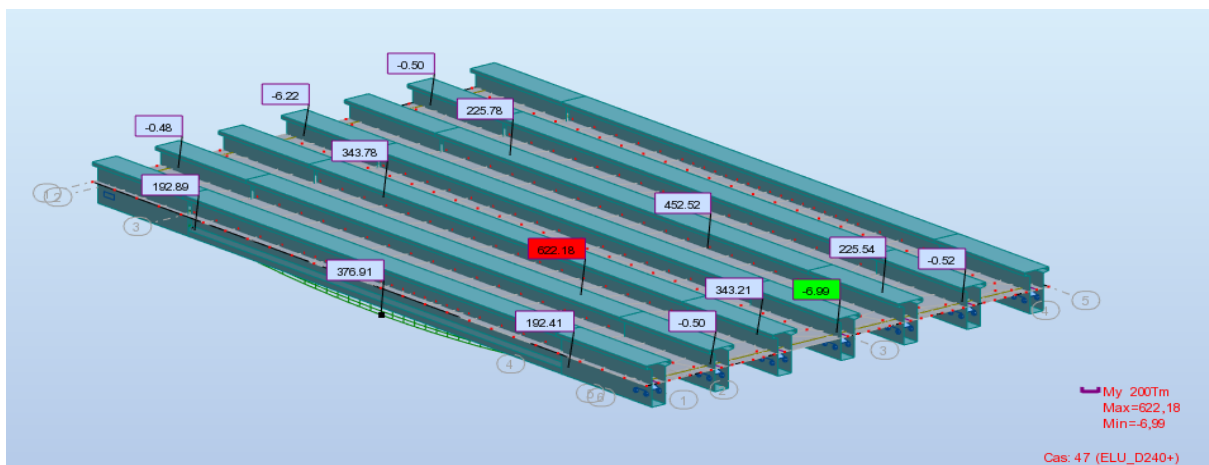


Fig. III- 8 : Le moment et l'effort tranchant max.

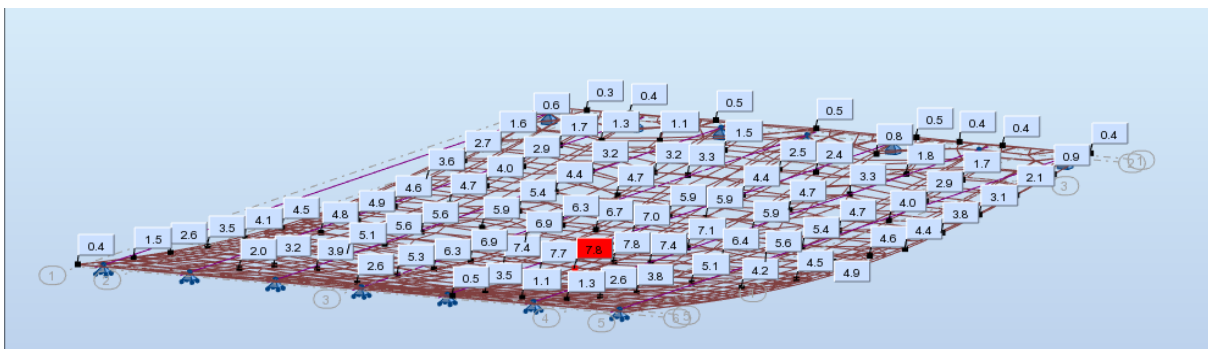


Figure III-9 : La poutre la plus sollicitée vis-à-vis des moments fléchissant.

III.5.1 Valeur des moments fléchissant réels

Pour la détermination des sollicitations maximales (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions affectées par les coefficients de pondération (tableau III-5), selon le règlement BPEL.

Tableau III-5 : Coefficients de pondération des combinaisons d'actions

Action	ELU	ELS
Charge permanent	1,35	1
Surcharge A(l)	1,6	1,2
Surcharge Bc	1,6	1,2
Surcharge Bt	1,6	1,2
Surcharge Mc120	1,35	1
Surcharge D240	1,35	1
Surcharge de trottoir	1,6	1

Les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants après l'application des coefficients.

de pondération des combinaisons d'action sont présentés dans le tableau III-6 :

Tableau III-6 : combinaison de M et de T vis-à-vis de l'ELU et ELS

	Les combinaisons	Mmax(t.m)	Tmax(t)
ELS	G + Q + 1.2AL	273,38	46,51
	G + Q + 1.2BC	364,21	65,77
	G + MC120	352,39	65,73
	G + D240	460,88	89,87
ELU	1.35G+ 1.6Q+ 1.6AL	368,64	62,72
	1.35G+ 1.6Q + 1.6BC	525,58	94,49
	1.35G+1.35MC120	475,73	88,74
	1.35G+ 1.35D240	622,18	121,32

Chapitre IV

Etude de la précontrainte

Chapitre IV : Etude de la précontrainte

IV.1 Introduction

Le béton précontraint est un matériau composite du génie civil permettant de concevoir et de réaliser des structures performantes, économiques et élégantes. On en trouve des applications dans tous les domaines de la construction, notamment dans les bâtiments et les ouvrages d'art. En 1928 Eugène Freyssinet a eu une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

IV.2 Précontrainte par post tension

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton [8].

La post tension est très utilisée dans les ouvrages d'art de grandes portées.

IV.3 Procédé de précontrainte par post tension

- Mise en place du coffrage ;
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines) ;
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton ;
- Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux ;
- Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages ;
- Coulage du béton ;
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension ;
- Durcissement du béton, enfilage des câbles ;

- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté ;
- L'injection d'un coulis de ciment ;

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

- Dispositif d'ancrage : on distingue, principalement, deux types d'ancrage ;
- Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension ;
- Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension ;
- Les coupleurs : dispositif permettant les prolongements des armatures ;
- Matériel de mise en tension : vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins ;
- Les accessoires : gaines, tubes d'injection etc.

Les procédés de précontrainte font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Parmi ces procédés, le procédé de Freyssinet qui utilise des câbles composés de fils de $\varnothing 5$, $\varnothing 7$ et $\varnothing 8$ et de torons T13 de 12,7mm et T15 de 15,2mm.

IV.4 Caractéristiques géométriques de la section

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule en travée (tableau III-6) :

IV.5 Les données de base

IV.5.1 Le béton

- Le béton utilisé est dosé à 400 kg/m³ ;
- Résistance caractéristique à la compression à 28 jours : $f_{c28}=35$ MPa ;
- Résistance caractéristique à la compression à 14 jours : $f_{c14}=30$ MPa ;
- Résistance caractéristique à la traction à 28 jours : $f_{t28}=2.7$ MPa ;
- Résistance caractéristique à la traction à 14 jours : $f_{t14}=2.4$ MPa ;
- La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELU à 28 jours :
 $f_{bu}=19.83$ MPa ;
- La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELU à 14 jours : $f_{bu}=17$ MPa ;
- La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS :
 - En construction $\bar{\sigma}_{bc}=0.6f_{c14}=18$ MPa ;
 - En phase d'exploitation $\bar{\sigma}_{bc}=0.6f_{c28}=21$ MPa ;

- Module de déformation longitudinale instantanée à 28j : $E_{ij}=35981.73$ MPa ;
- Module de déformation longitudinale instantanée à 14j : $E_{ij}=34179.56$ MPa.

IV.5.2 Les aciers

- Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE500 ;
- Les câbles utilisés sont des torons 12T15. La section d'un toron 12T15 est :
 $A_P = 1668 \text{ mm}^2$;
- La contrainte maximale de rupture garantie : $F_{prg} = 1770$ MPa ;
- La contrainte limite conventionnelle d'élasticité : $F_{peg} = 1583$ MPa ;
- Module d'élasticité $E_P = 19.104$ MPa. ;
- Coefficient de frottement du câble gainé en ligne droite : $\varphi = 0.003 \text{ m}^{-1}$;
- Coefficient de frottement du câble gainé en courbe : $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$;
- Relaxation à 1000h des torons TBR : $\rho_{1000} = 2.5 \%$;
- Recul d'ancrage : $g = 6$ mm.

IV.5.3 Moments fléchissant

Moment maximal : Moment sous (1.35G+ 1.35D240) = 6.222 MN.m (voir le tableau III-6) Moment minimal : Moment fléchissant dû à la charge (G) = 1.921 MN.m

$$\Delta_M = M_{Max} - M_{Min} = 4.301 \text{ MN.m} \quad (\text{IV.1})$$

IV.5.4 Détermination de la précontrainte

Tension à l'origine : $\sigma_0 = \min(0.8 F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = 1416$ MPa

Effort à l'origine pour le câble moyen : $P_0 = \sigma_0 \times A_P = 1416 \times 1668.10^{-6} = 2.362$ MN

Détermination du nombre de câble :

$$n \geq \frac{p_u}{p_{final}} \quad (\text{IV.2})$$

$$P_u = \max(P_I, P_{II}), P_{final} = 0.7 P_0 = 1.653 \text{ MN}$$

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{V_s} \bar{\sigma}_1 + \frac{1}{V_i} \bar{\sigma}_2}{\rho \cdot V_s + V_i - d_i} \quad \text{et} \quad P_{II} = \frac{M_{Max} + \frac{1}{V_i} \bar{\sigma}_2}{\rho \cdot V_s + V_i - d_i} \quad (\text{IV.3})$$

Nous soulignons que le calcul de la contrainte admissible de traction du béton est effectué sous la classe I du BPEL. Car le pont est une construction de grande importance.

Classe I : Aucune traction n'est admise sur l'ensemble de la section quel que soit le cas de charge envisagé (le béton entièrement comprimé en tous points de la section).

D'après la condition que l'on a considéré, les contraintes admissibles de traction du béton $\overline{\sigma_1}$ et $\overline{\sigma_2}$ sont nulles.

d_i : Distance entre le câble moyen et la fibre inférieure de la poutre.

$$d_i = \frac{h_p}{10} = 0.145 \text{ m} \quad (\text{IV.4})$$

Tableau IV-1 :Caractéristiques géométriques nettes de la poutre

$I [m^4]$	$B [m^2]$	$V_i [m]$	$V_s [m]$	ρ	$C_s [m]$	$P_I [MN]$	$P_{II} [MN]$
0.1938	0.5800	0.77032	0.6797	0.45	0.3058	4.61	6.68

$$c_s = \rho \cdot v_s$$

$p_{II} > p_I$: La section est sur critique.

$$P_u = \max(P_I, P_{II}) = P_{II} = 7.592 \text{ MN} \rightarrow n \geq \frac{6.68}{1.653} = 4.04 \quad (\text{IV.5})$$

On prend donc 5 câbles de 12T15

IV.5.5 Disposition des câbles d'après le (BPEL)

5 Câbles de 12T15 avec des gaines $\emptyset = 8.12 \text{ cm}$

L'épaisseur d'enrobage du béton

$$c \geq \left\{ \frac{3}{4a} = 6.09 \text{ cm}, \emptyset = 8.12 \text{ cm}, d = 5 \text{ cm} \right\} \Rightarrow c = 9.88 \text{ cm}$$

$\emptyset$: Diamètre de la gaine

a : Dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduit.

d : 3, 4 ou 5cm selon que l'ouvrage est à l'abri ou non des intempéries ou en atmosphère agressive.

$$n=5 \rightarrow P_u = 5 \times P_{final} \quad (\text{IV.6})$$

$$P_u = 5 \times 0.7 \times P_0 = 8.267 \text{ MN}$$

IV.5.6 Les caractéristiques géométriques nettes de la poutre

1) En travée

$$B_{nette} = B_{brut} - B_{vide} \quad (IV.7)$$

$$B_{brut} = 5800 \text{ m}^2, \quad B_{vide} = 258.924 \text{ cm}^2$$

$$B_{nette} = 5541.067 \text{ cm}^2 = 0.5541 \text{ m}^2$$

a) Détermination de la position du centre de gravité Y_{Gnet}

$$Y_{Gnet} = \frac{A_{brut} \cdot Y_{brut} - A_{vid} \cdot Y_{vid}}{A_{brut} - A_{vid}} = 79.79 \text{ cm} = 0.798 \text{ m} \quad (IV.8)$$

$$d_i = \frac{h_p}{10} = 0.145 \text{ m} \quad (IV.9)$$

$$e_0 = -(Y_{Gnet} - d_i) = -(0.798 - 0.145) = -0.653 \text{ m} \quad (IV.10)$$

d_i : Distance entre le câble moyen et la fibre inférieure de la poutre.

e_0 : Distance entre le centre de gravité de la section nette et le câble moyen

b) Moment d'inertie net I_{net}

$$I_{net} = \frac{I_{brut}}{Y_{Gnet}} - \frac{I_{vid}}{Y_{Gnet}} = 0.24 \text{ m}^4 \quad (IV.11)$$

$$I_{vid} = \frac{\pi \phi^4}{64} = 213.453 \text{ cm}^4 = 213.453 \times 10^{-8} \text{ m}^4 \quad (IV.12)$$

Tableau IV-2 : Caractéristiques géométriques nettes de la poutre en travée

$I [\text{m}^4]$	$B [\text{m}^2]$	$V_i [\text{m}]$	$V_s [\text{m}]$	ρ	$e_0 [\text{m}]$	$c_i [\text{m}]$	$c_s [\text{m}]$
0.24	0.5541	0.798	0.5847	0.45	-0.653	0.355	0.263

2) Sur appui

Les caractéristiques géométriques de la poutre en appui sont données dans

$$B_{nette} = B_{brut} - B_{vide} \quad (IV.13)$$

$$B_{brut} = 7810 \text{ cm}^2, \quad B_{vide} = 5 \times \left(\frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) = 258.924 \text{ cm}^2$$

$$B_{net} = 7551.076 \text{ cm}^2 = 0.7551 \text{ m}^2$$

- **Centre de gravité Y_{Gnet}**

$$Y_{Gnet} = \frac{A_{brut} \cdot Y_{brut} - A_{vid} \cdot Y_{vid}}{A_{brut} - A_{vid}} = \frac{7810 \times 77.1 - 258.924 \times 18}{7551.076} = 79.126 \text{ cm} = 0.7913 \text{ m}$$

$$d_i = \frac{h_p}{10} = 0.145 \text{ m} \quad (\text{IV.14})$$

$$e_0 = 0$$

- **Moment d'inertie nette I_{net}**

$$I_{net} = \frac{I_{brut}}{Y_{Gnet}} - \frac{I_{vid}}{Y_{Gnet}} = 0.24 \text{ m}^4 \quad (\text{IV.15})$$

$$I_{vid} = \frac{\pi \phi^4}{64} = 213.453 \text{ cm}^4 = 213.453 \times 10^{-8} \text{ m}^4 \quad (\text{IV.16})$$

Tableau IV-3 : Caractéristiques géométriques nettes de la poutre

$I [\text{m}^4]$	$B [\text{m}^2]$	$V_i [\text{m}]$	$V_s [\text{m}]$	ρ	$e_0 [\text{m}]$	$c_i [\text{m}]$	$c_s [\text{m}]$
0.24	0.7551	0.7913	0.659	0.37	0	0.293	0.244

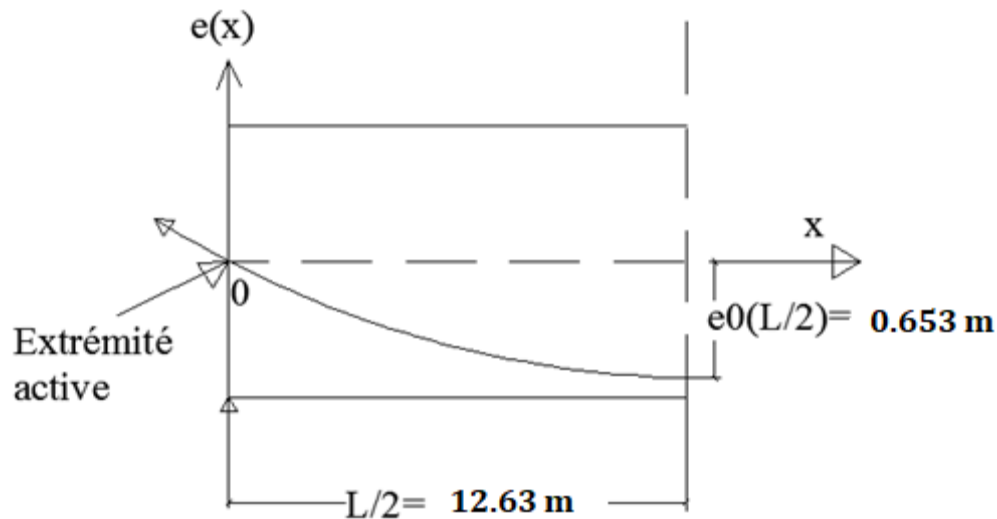


Fig IV-1 : Tracé du câble moyen.

IV.6 Calcul des pertes de précontrainte en post tension (câble moyen)

IV.6.1 Pertes instantanées

A. Pertes par frottement

$$\sigma_{P(x)} = \sigma_{p0} \times e^{-(f \alpha(x) + \varphi x)} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

$\sigma_{P(x)}$: La tension dans le câble au point d'abscisse x après les pertes par frottement

σ_{p0} : Tension à l'origine (tension de vérinage) $\sigma_{p0}=1416$ MPa

f : Coefficient de frottement en courbure,

$$f = 0.18 \text{ } rd^{-1} \quad (\text{IV.18})$$

φ : Coefficient de frottement en ligne, $\varphi = 0.003 \text{ } m^{-3}$

(x) : Déviation angulaire

x : la distance de la section considérée (m).

- Calcul de déviateur angulaire

$$(x)=e'(x)+e'(0) \quad (\text{IV.19})$$

- Equation du tracé du câble moyenne

Le câble moyen a un tracé parabolique dont l'équation est de la forme :

$$e(x) = ax^2 + bx + c \quad (\text{IV.20})$$

$$e'(x)= 2ax + be'(L/2) = 0 \quad (\text{IV.21})$$

$$L/2 = 12.625 \text{ m}$$

$$e(L/2)=280.56a + 12.625 \text{ } b + c \quad (\text{IV.22})$$

$$e'(L/2) = 33.5a + b$$

$$E(L/2) = - 65.376 \times 10^{-2} \text{ m} ; e(0) = 0 \rightarrow c = 0 \quad (\text{IV.23})$$

$$280.56 \text{ } a + 12.625 \text{ } b + 65.376 \times 10^{-2} = 0$$

$$33.5 \text{ } a + b = 0$$

Donc :

$$a= 4.6 \times 10^{-3}$$

$$b= 0.15$$

$$e(x) = 4.6 \times 10^{-3} x^2 - 0.15 \text{ } x \quad (\text{IV.24})$$

$$e(x)' = 9.2 \times 10^{-3} x - 0.15$$

$$e(0)' = -0.15$$

$$\alpha(x) = 9.2 \times 10^{-3} x$$

$$\sigma_{P(x)} = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \varphi x)} = 1416 \cdot e^{-(0.18 \times 9.2 \times 10^{-3} x + 0.003 x)} \quad (\text{IV.24})$$

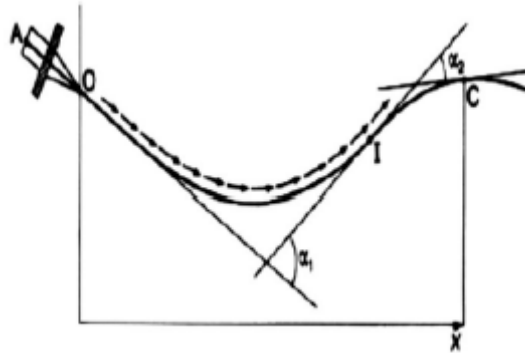


Fig IV-2 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Tableau IV-4 : Pertes par frottement le long du câble moyen ($\Delta\sigma$)

X [m]	σ_{p0} [MPa]	σ_{p0} [MPa]	f [rd^{-1}]	$\alpha(x)$	σ_{Px} [MPa]	$\Delta\sigma$
0	1416	0.003	0.18	0.00	1416	0
2.5	1416	0.003	0.18	0.023	1399.61	16.395
5	1416	0.003	0.18	0.046	1383.416	32.584
7.5	1416	0.003	0.18	0.069	1367.407	48.593
10	1416	0.003	0.18	0.092	1351.582	64.681
12.625	1416	0.003	0.18	0.116	1335.319	79.681
25.25	1416	0.003	0.18	0.2323	1258.649	157.351

Pertes par frottement le long du câble moyen ($\Delta\sigma$)

$$\Delta\sigma = \sigma_{p0} - \sigma_{Px} \quad (\text{IV.25})$$

B. Pertes par recul d'ancrage

Avant rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x est donnée par la formule :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \varphi x)} \quad (\text{IV.26})$$

qui s'écrit encore :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-K(x)} \quad (\text{IV.27})$$

du câble, avant et après rentrée d'ancrage

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x(<d)$ n'est plus que

$$\sigma'_{P(x)} = \sigma_p(d) \cdot e^{[-K(d)+K(x)]} \quad (IV.28)$$

$$\sigma'_{P(x)} = \sigma_{P0} \cdot e^{[-2K(d)+K(x)]}$$

et l'allongement :

$$\epsilon'_p(x) = \sigma'_p \frac{x}{E_p} \quad (IV.29)$$

On peut écrire que g est la somme des pertes d'allongement des tronçons

$$[\epsilon_p(x) - \epsilon'_p(x)]dx$$

$$\text{entre } 0 \text{ et } d \text{ soit : } g = \frac{1}{E_p} \int [\sigma_p(x) - \sigma'_p(x)]dx \quad (IV.30)$$

- Calcul de d :

$$E_p \cdot g = \int \delta \sigma_p(x) dx \quad (IV.31)$$

$$E_p \cdot g = 12(1416 - 1416 + 5.628(d)) \times d \times 2 \quad (IV.32)$$

$$5.628d^2 = 1140$$

$$d = 14.23 \text{ cm}$$

Tableau IV-5 : Pertes par frottement le long du câble ($\Delta\sigma_f$)

σ_{P0} [MPa]	Φ [m^{-1}]	f [rd^{-1}]	$\alpha(x)$	K	$g E_p$ [MN/m]	d [m]	σ_{P0} [MPa]
1416	0.003	0.18	0.0054	0.004	1140	14.24	1335.91

$$d < \ell/2 \rightarrow \Delta\sigma_g\left(\frac{\ell}{2}\right) = 0 \quad (IV.33)$$

C . Perte par déformation instantanées du béton

$\Delta\sigma_{pi} = 0$ car la mise en tension des câbles se fait simultanément. **79.681**

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{pi} = 79.681 \text{ MPa} \quad (IV.34)$$

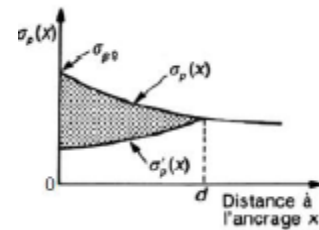


Fig IV-3 :Tension de précontrainte.

La tension du câble après les pertes instantanées à la section de en travée :

$$\sigma_{Pi} = \sigma_{P0} - \Delta\sigma_i = 1416 - 79.681 = 1336.319 \text{ MPa} \quad (\text{IV.35})$$

Pertes différées

A. Perte par retrait

Notre pont est implanté à Alger, cette zone est caractérisée d'un climat humide. Donc Selon le code Algérien 93 la valeur du retrait final utilisée est : $\epsilon_r = 2.10^{-4}$

$$\Delta\sigma_r = E_P \cdot \epsilon_r [1 - r(t)] \quad (\text{IV.36})$$

Avec :

$$r(t) = \frac{t_0}{t_0 + 9 r_m} \quad (\text{IV.37})$$

t_0 : Âge du béton en jours à partir du bétonnage, $t_0=14$ jours

r_m : Rayon moyen de la pièce en cm calculé par cette formule $r_m = \frac{B}{U}$

B : étant l'aire de la section droite de la pièce en cm^2 .

U : Périmètre de la pièce en cm.

$$R_m = \frac{B[\text{cm}^2]}{U[\text{cm}]} = \frac{5237.324}{462.79} = 11.316 \text{ cm} \quad (\text{IV.38})$$

$$\rightarrow r(t) = \frac{14}{14 + 9 \times 11.317} = 0.121$$

$$\text{donc : } \Delta\sigma_r = 19 \cdot 10^4 \times 2.10^{-4} [1 - 0.121] = 33.402 \text{ MPa}$$

B. Perte par fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = 2\sigma_b \cdot \frac{E_P}{E_{ij}} \quad (\text{IV.39})$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{P_i}{B} + P_{-i} \cdot \frac{e_0}{I} \times e_0 + \frac{M_G}{I} \times e_0 \quad (\text{IV.40})$$

Où P_i : Force de précontrainte du câble moyen après les pertes instantanées à la section en travée

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à la mise en tension **1335.319**

$$P_i = \sigma_P \times A_p \times 5 = 1335.319 \times 1668.10^{-6} \times 5 = 11.136 \text{ MN} \quad (\text{IV.41})$$

$$E_{i14} = E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$$

$$M_G = 3.074 MN.m$$

$$e_0(L/2) = -65.305 \times 10^{-2} m$$

$$\sigma_b = \frac{11.136}{0.5237} + 11.136 \times \frac{-0.6530}{0.24} \times (-0.6530) + \frac{3.074}{0.24} \times -0.6530 = 32.685 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_{fl}\left(\frac{L}{2}\right) = 2 \times 32.685 \times \frac{19 \cdot 10^4}{34179.56} = 363.383 \text{ MPa}$$

C. Perte Par relaxation

$$\Delta\sigma_p = 6.10 - 2 \left(\frac{\sigma_{p_i}}{F_{prg}} - \mu_0 \right) \rho_{1000} \times \sigma_{p_i} \quad (IV.42)$$

Avec: σ_{p_i} : étant la tension initiale du câble après les pertes instantanées.

μ_0 : C'est un coefficient qui dépend du type d'acier utilisé ($\mu_0 = 0.43$ pour les aciers TBR) selon le BPEL 91 1335.319

$$\rightarrow \Delta\sigma_p\left(\frac{L}{2}\right) = 6.10^{-2} \left(\frac{1335.319}{1770} - 0.43 \right) \times 2.5 \times 1335.319 = 64.980 \text{ MPa}$$

- **Les Pertes différées à la section en travée de la poutre**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p = 33.402 + 363.383 + \frac{5}{6} 64.980 = 450.935 \text{ MPa}$$

La tension finale probable σ_{pm} du câble moyen après les pertes différées à $x=L/2$:

$$\sigma_{pm} = \sigma_{p_i} - \Delta\sigma_d = 1335.319 - 450.935 = 884.384 \text{ MPa}$$

- **Pertes totales**

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 79.681 + 450.935 = 530.616 \text{ MPa}$$

Les pertes doivent vérifier la condition suivante :

$$0.20 \leq \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{p0}} \leq 0.35$$

$$\frac{530.616}{1416} = 0.37 \rightarrow 0.35 < 0.37 \text{ la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit diminuer les pertes.

- **La tension probable finale du câble moyen**

$$\sigma_{pm} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma = 1416 - 530.616 = 885.384 \text{ MPa}$$

IV.7 Vérification des contraintes à L'ELS

σ_s : Contrainte au niveau de la fibre supérieure de la section

σ_i : Contrainte au niveau de la fibre inférieure de la section

$\overline{\sigma}_1$: Contrainte limite de la traction de béton

$\overline{\sigma}_2'$: Contrainte limite de la compression de béton

$$\overline{\sigma}_1 = \overline{\sigma}_2 = 0 \text{ et } \overline{\sigma}_1' = \overline{\sigma}_2' = \overline{\sigma}_{bc}$$

$$Y_{Gnet} = V_i = 0.798 \text{ m}$$

$$v_s = 1.45 - 0.798 = 0.652 \text{ m}$$

$$M_G = 3.074 \text{ MN.m}$$

A. En travée**1) En situation de construction**

$$\sigma_{bi} = \frac{P_1}{B_{net}} + P_1 \cdot \frac{e_0}{I_{net}} \times V_i + \frac{M_G}{I_{net}} \times V_i \leq \overline{\sigma}_{bc} (\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c14} = 18 \text{ MPa}) \quad (\text{IV.43})$$

$$\sigma_{bs} = P_1/B_{net} + P_1 \cdot \frac{e_0}{I_{net}} \times V_s + M_G/I_{net} \times V_s > 0 \quad (\text{IV.44})$$

$$\sigma_{P1} = 1.02 \sigma_{P0} - 0.8 \Delta \sigma_i = 1.02 \times 1416 - 0.8 \times 79.681 = 1380.5752 \text{ MPa}$$

Sous P1 :

$$P_1 = \sigma_{P1} \times A_p \times n = 1380.575 \times 1668 \times 10^{-6} \times 5 = 11.51 \text{ MN} \quad (\text{IV.45})$$

$$\sigma_{bi} = 58.790 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = -9.715 \text{ MPa}$$

Sous MG :

$$M_{min} = 2.73 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bi} = -10.453 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 9.29 \text{ MPa}$$

Sous P1 et Sous MG:

$$\sigma_{bi} = 40.577 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ (la Condition n'est pas vérifiée)}$$

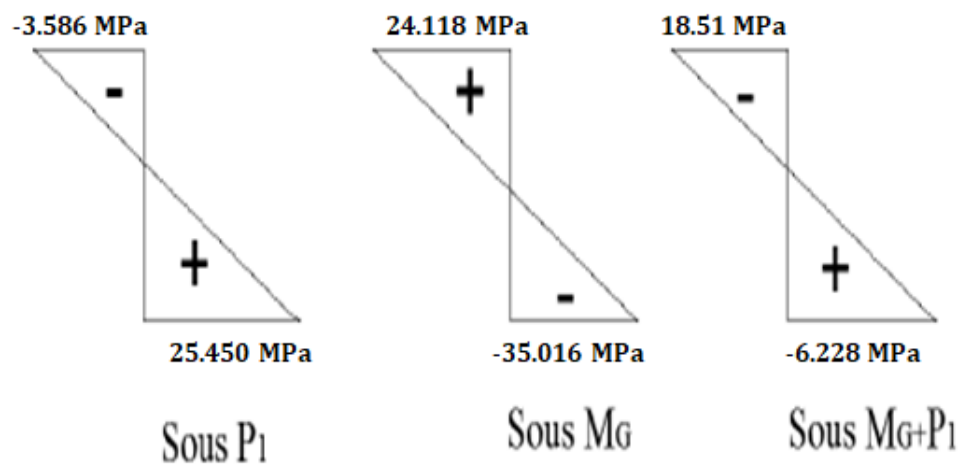
$$\sigma_{bs} = -0.95 \text{ MPa} < 0 \text{ (La Condition n'est pas vérifiée)}$$

Tableau IV-6 : Valeurs des contraintes en construction

	P_1	m_g	P_1+m_g
Fibre supérieur	-9.715	9.29	-0.95
Fibre inférieur	58.790	-10.453	40.577

2. En situation d'exploitation**Tableau IV-7 : Valeurs des contraintes en exploitation**

	P_2	m_{G+Q}	P_2+m_{G+Q}
Fibre supérieur	-3.586	24.118	18.51
Fibre inférieur	25.450	-35.016	-6.228

**Fig. IV-4 : Diagrammes des contraintes en exploitation.**

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc il faut :

- Soit augmenter la section du béton;
- Soit augmenter la précontrainte.

L'augmentation de la précontrainte par l'augmentation du nombre de câbles est la solution la plus évidente, donc soit 6 câbles de 12T15.

Pour commencer les calculs de ces 6 câbles sans refaire le calcul des pertes de nouveau, nous estimons les pertes à 32% de la tension initiale du câble ($0.32\sigma_{p0}$)

$$\Delta\sigma = 0.32 \times 1416 = 453.12 \text{ MPa}$$

$$0.20 \leq \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{p0}} \leq 0.35$$

$$\frac{453.1}{1416} = 0.32 \rightarrow 0.32 < 0.35 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bi} = 5.39 \text{ MPa} > 0 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{bs} = -17.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

IV.8 Armatures passives

Les armatures passives par opposition aux armatures actives de précontrainte sont des armatures comparables à celles du béton armé, on retrouve ainsi :

- Des armatures de traction dans les zones tendues du béton ;
- Des armatures de peau ;
- Des armatures d'effort tranchant (cadre, étriers, épingle...) ;
- Des armatures de construction;

Les aciers passifs utilisés dans ce projet de classe FeE500.

Armatures de peau :

Le but d'utilisation de ces armatures est principalement pour limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomène tel que le retrait différentiel du béton.

La section des armatures de peau doit être au moins 3cm^2 par mètre, sans pouvoir être inférieure à 0.10% de la section de béton.

Soit :

$$0.10\% \times 5800 = 5.800 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.786 \text{ cm}^2$$

Armatures de traction :

On doit disposer des armatures passives dans les zones tendues du béton afin d'éviter sa fissuration et ces déformations excessives.

IV.9 Justification des contraintes tangentielles

Il n'y a pas de traction dans la poutre en béton à vide et en service, c'est-à-dire que notre section est entièrement comprimée, donc les armatures de peau déterminées sont suffisantes.

Cette justification consiste à calculer les contraintes dues aux sollicitations les plus défavorables et à des vérifications des contraintes limites.

IV.9.1 Justification des contraintes tangentielles à L'ELS

La justification des contraintes de cisaillement à L'ELS a pour but de vérifier que les effets de l'effort tranchants cumulés aux effets des moments et l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage en favorisent le développement des fissures dans le béton.

1. Calcul des sollicitations :

- L'effort tranchant réduit

$$\text{Sous l'effet minimal des charges } V_{red_{min}} = V_{ser_{min}} - P \sin \alpha \quad (IV.46)$$

$$\text{Sous l'effet maximal des charges } V_{red_{max}} = V_{ser_{min}} - P \sin \alpha \quad (IV.47)$$

La force de précontrainte $P = 1100.6 \text{ t}$ et $\alpha = 3^\circ$

- A vide : $V_{min} = 45.51 \text{ t}$
- En service $V_{max} = 94.49 \text{ t}$

$$V_{red_{min}} = 45.51 - 1100.6 \sin 3 = -12.09 \text{ t}$$

$$V_{red_{max}} = 94.49 - 1100.6 \sin 3 = 36.89 \text{ t}$$

2) Calcul la contrainte normale longitudinale :

$$\sigma_x: 0.7810$$

$$\sigma_x = \frac{P}{A} = \frac{1.1006}{0.7810} = 14.1 \text{ MPa} \quad (IV.48)$$

3) Calcul la contrainte tangentielle τ_{red} :

$$\tau_{red} \max (max) = V_{red} \times \frac{s}{b_n \times l} \quad (IV.49)$$

$$\tau_{red} = 0.613 \text{ MPa}$$

4) Justification des bielles :

$$\tau_{redu} \leq \frac{f_{cj}}{4 \gamma_b} = 6.03 \text{ MPa} \quad \tau_{redu} = 1.064 \text{ MPa} < 6.03 \text{ MPa}$$

→ Pas d'écrasement des bielles du béton, donc les armatures droites sont suffisantes

II.9.2 Vérification de la résistance de la section médiane à la flexion à L'ELU

Le calcul aux états limite ultime est nécessaire afin de s'assurer que les de service n'engendrent pas la rupture de la structure.

1) Données :

$$M_g = 192,09$$

$$M_q = 238,70$$

$$I = 0.24 \text{ m}^4$$

$$B = 0.580 \text{ m}^2$$

• Acier de précontrainte :

$$6 \text{ câbles } 12T15 \quad A_p = 1668 \text{ mm}^2 ; d_p = 147 \text{ cm}$$

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma = 530.616 \text{ MPa}$$

• Acier passive :

$$4HA12 \text{ FeE50} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2 ; d_s = 155 \text{ cm}$$

$$E_s = 2.105 \text{ MPa}$$

$$\text{On vérifie } \{ M_u \leq \overline{M_u} \text{ et } N_u \leq \overline{N_u} \}$$

2) Equation d'équilibre :

a) Effort résistant :

$$\overline{N_u} = N_{bc} - \Delta N_p - N_s \quad (IV.50)$$

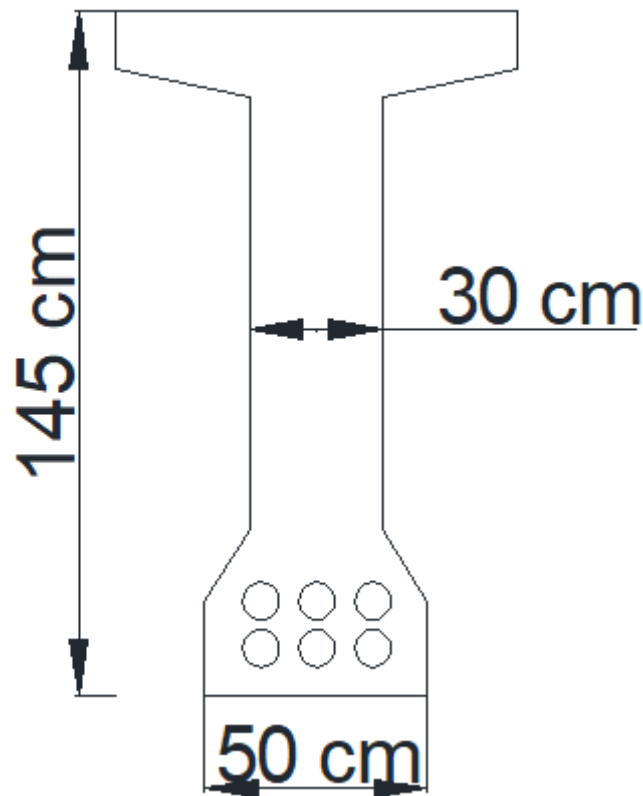


Fig. IV-5: Position du câble moyen à la section médiane de la poutre.

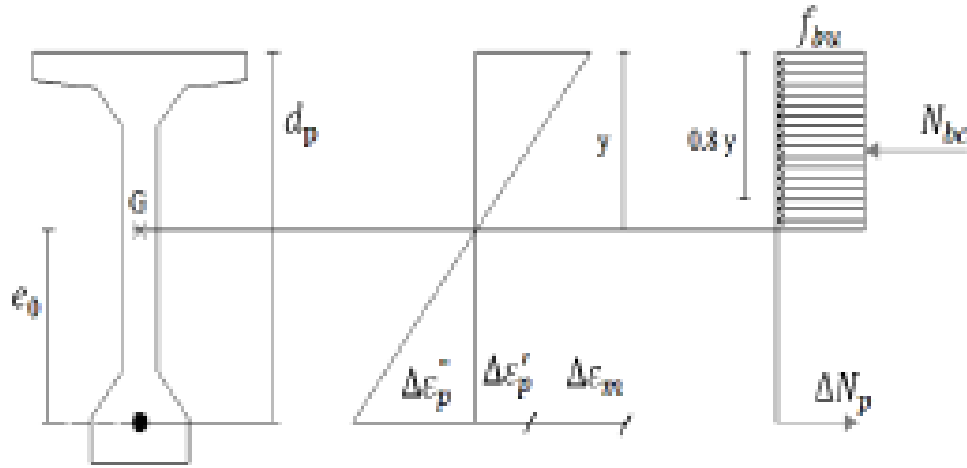


Fig. IV-6: Diagramme des contraintes et déformations.

3) Calcul des sollicitations :

$$P_m + 1.35g + 1.5q \{1.35M_g + 1.5M_q \text{ et } N_u = p_m\} \quad (\text{IV.51})$$

Avec :

$$p_m = A_p \cdot \sigma_{pm} \text{ et } \sigma_{pm} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma \quad (\text{IV.52})$$

$$\sigma_{pm} = 1416 - 530.616 = 885.384 \text{ MPa}$$

$$p_m = 1668 \times 885.384 \times 6 = 8.86 \text{ MN}$$

$$M^U = 1.35g + 1.5q = 6.13 \text{ MN.m} \quad (\text{IV.53})$$

$$N^u = p_m = 8.86 \text{ MN}$$

4) Calcul des déformations ε_{pm} , $\Delta\varepsilon_p'$ et $\Delta\varepsilon_p''$:

- $\varepsilon_{pm} = \sigma_{pmEP} = \frac{885.384}{19 \times 10^4} = 4.66\text{‰}$

- $\Delta\varepsilon_p' = \frac{6\sigma_{bpm}}{E_p} \quad (\text{IV.54})$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m e_0}{I} e_0 + \frac{M_g}{I} e_0 \quad (\text{IV.55})$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{8.86}{0.58} + \frac{8.86 \times 0.7596}{0.24} 0.7596 + \frac{1.921}{0.24} 0.7596 = 28.86 \text{ MPa}$$

$$\Delta\varepsilon_p' = \frac{6 \times 28.86}{19 \times 10^4} = 0.919\text{‰}$$

$\Delta\varepsilon_p''$ On choisit un diagramme de déformation dont ($\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ et $\varepsilon_s = 10\text{‰}$)

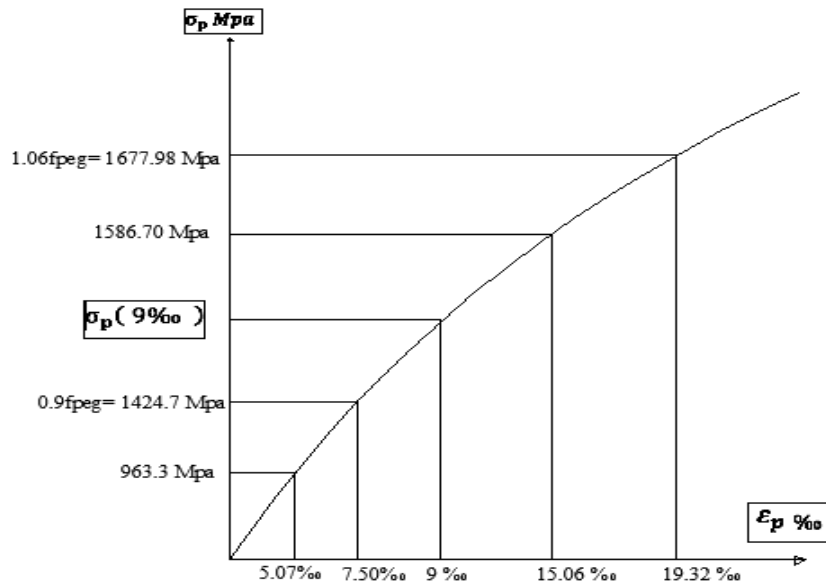


Fig. IV-7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier actif.

5) Calcul de N_u :

$$\overline{N^u} = B_c f_{bu} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \sigma_s \quad (IV.56)$$

$$\overline{N^u} = 0.3547 \times 19.83 - 1668 \times 10^{-6} \times 6 \times 649.8 - 435 \times 4.52 \times 10^{-4}$$

$$\overline{N^u} = 8.94 \text{ MN}$$

$$\overline{M^u} = B_c f_{bu} (d_p - 0.4y) + A_s \sigma_s (d_s - d_p) \quad (IV.57)$$

$$\overline{M^u} = 0.8107 \times 19.83 (1.4 - 0.4 \times 1.67) + 4.52 \times 10^{-4} (1.67 - 1.4) = 11.76 \text{ MN}$$

$$\overline{M^u} = 11.76 \text{ MN} \cdot m$$

$$\overline{M^u} < M_u \text{ (La condition est vérifier)}$$

Donc la section résiste à la flexion en L'ELU.

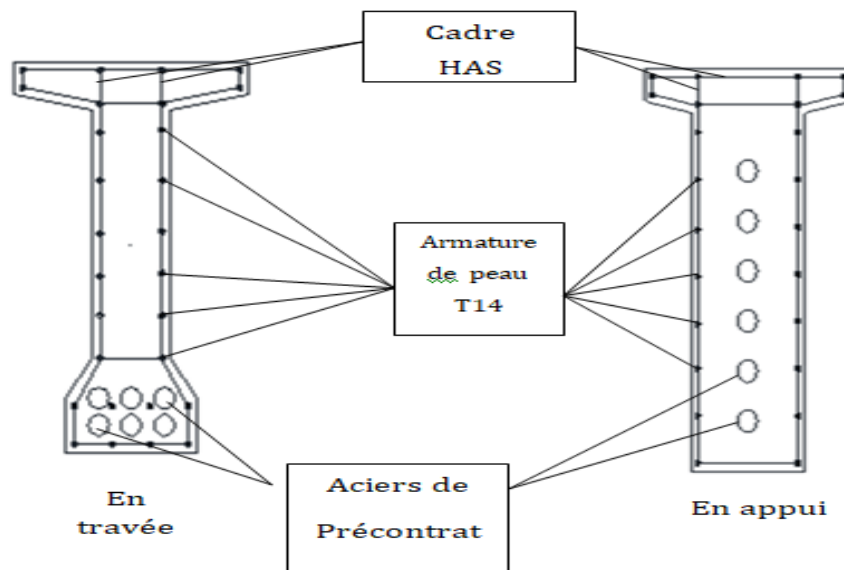


Fig. IV-8 : Ferrailage de poutre.

Chapitre V

Etude de la dalle

Chapitre V : Etude de la dalle

V.1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé avec une faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions, qui est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. Comme elle joue le rôle d'entretoisement et assure la répartition transversale des efforts sur les poutres.

V.2 Evaluation des sollicitations

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 25 cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm ; reposant sur des poutres en béton précontrainte. Les valeurs des moments présentés dans la figure VI-6 sont obtenues par Autodesk Robot 2015, et on retient pour les calculs la valeur maximale qui est obtenue pour le système D240.

On constate que l'effort tranchant le plus défavorable est donné par le système de chargement D 240.

Tableau-V-1 : Valeurs finales des efforts tranchants maximum

		Q_y^+	Q_y^-
$D240^+$	ELU	14.53	-13.92
	ELS	10.76	-10.41

V.3 Vérification des contraintes tangentielles d'après le BAEL

La formule à utiliser pour cette vérification est la suivante :

Avec:

$$\bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)} ; \quad (V.1)$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau} = \min(3.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 3.5 \text{ MPa} ;$$

Q_y : Valeur de l'effort tranchant à ELU : 12.91 t ;

L_0 : La largeur de panneau de dalle, $L_0 = 1 \text{ m}$;

d : Hauteur utile de la section $d = 20 \text{ cm}$;

$$\tau_u = \frac{14.53}{1 \times 0.2} = 72.65 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 0.7265 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa} \text{ la condition est vérifiée.}$$

V.4 Vérification au poinçonnement

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u = 0.045 \times u_c \times h \times f_{cj} \quad (V.2)$$

Avec :

h : L'épaisseur totale de la dalle (0.25m) ;

f_{cj} : La résistance du béton comprimé ;

Q_u : La charge de calcul pondérée vis-à-vis de l'état limite ultime ;

u_c : Le périmètre du contour de la charge appliquée en feuillet moyen.

$$u_c = 2(u_0 + v_0) \quad (V.3)$$

$$u_0 = u_0 + 2 \times \frac{g}{2} = u_0 + h \text{ et } v_0 = v_0 + 2 \times \frac{h}{2} = v_0 + h$$

$$u_c = 2(u_0 + h + v_0 + h) = 2(u_0 + v_0 + 2h)$$

- **Surcharge Bc**

$$u_0 = v_0 = 0.25 \text{ m}$$

$$Q = 0.06 \text{ MN}$$

e_r : Épaisseur du revêtement peu rigide = 8cm

h : L'épaisseur totale de la dalle (0.20m)

$$Q_u = 1.6 \times b_c \times \delta \times Q = 1.6 \times 1.1 \times 1.05 \times 0.06 = 0.111 \text{ MN}$$

$$Q_u = 0.111 \text{ MN} < 1.37 \text{ MN} \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Surcharge Bt**

$$u_0 = 0.25 \text{ m } v_0 = 0.6 \text{ m} \quad (V.4)$$

$$Q_u = 1.6 \times 1.06 \times 8 \times 10^{-2} = 0.136 \text{ MPa}$$

$$0.045 \times 4.18 \times 0.25 \times 35 = 1.65 \text{ MN}$$

$$Q_u = 0.136 \text{ MPa} \leq 1.65 \text{ MN} \text{ la condition est vérifiée.}$$

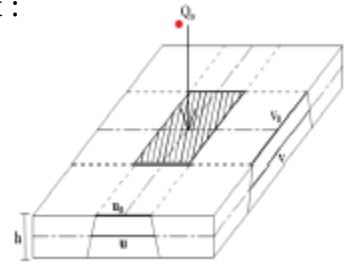


Fig V-1 : Résistance de la dalle ou poinçonnement.

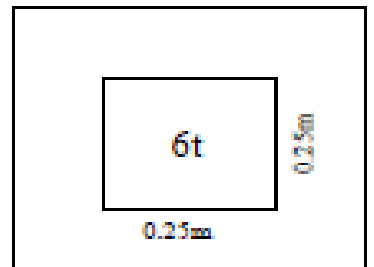


Fig V-2 : Charge localisé de Bc.

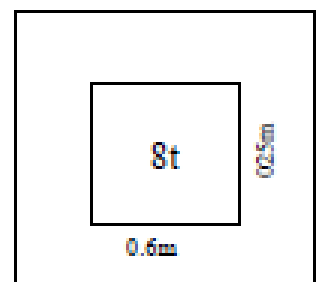


Fig V-3 : Charge localisé de Bt.

- **Surcharge Br**

$$u_0 = 0.3 \text{ m} \quad v_0 = 0.6 \text{ m} \quad (V.5)$$

$$Q_u = 1.6 \times 1.06 \times 10 \times 10 - 2 = 0.17 \text{ MN}$$

$$0.045 \times 4.28 \times 35 \times 0.25 = 1.68 \text{ MN} \text{ la condition est vérifiée}$$

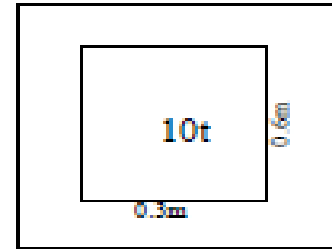


Fig V-4 : Charge Localisé de Br.

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement sur la dalle dû aux les charges localisées.

V.5 Calcul du ferrailage de la dalle

Le calcul se fait par mètre linéaire de l'hourdis dans le sens longitudinal et transversal. Les armatures seront vérifiées dans l'état de fissuration préjudiciable

- **Caractéristiques des matériaux**

Béton :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$c = c' = \text{enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d: \text{hauteur utile } d = 20 - 5 = 15 \text{ cm}$$

Acier :

$$FeE500, \bar{\sigma}_s = \min(23f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 229 \text{ MPa} \quad (V.6)$$

V.6 Vérification à L'ELU

A. En travée

$$M_u = 13.92 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.92 \times 10^4}{100 \times 20^2 \times 19.83} = 0.175 \quad \mu_1 = 0.372 \quad (V.7)$$

$\mu < \mu_l \rightarrow A_s' = 0$ (les armatures de la zone comprimée ne sont pas nécessaire, elles sont des armatures de répartition)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.242 \quad (V.8)$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\text{‰} > \varepsilon_l \rightarrow \sigma_{st} = f_{eys} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.516 \quad (\text{V.9})$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{13.92 \times 10^4}{0.516 \times 20 \times 435} = 31 \text{ cm}^2 \quad (\text{V.10})$$

Ferrailage minimal d'après BAEL: (Condition de non Fragilité)

$$A_s \geq \rho b h \quad (\text{V.11})$$

Avec :

ρ : taux d'armatures minimales ($\rho = 0.06\%$ pour les aciers H.A FeE500)

$$A_s \geq 0.06\% \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée alors on choisit

$$16\text{HA}16 = 32.17 \text{ cm}^2 \text{ (St = 20 cm)}$$

B. En appui

$$M_u = -14.53 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{(14.53 \times 10^4)}{(100 \times 20^2 \times 19.83)} = 0.183 \mu_l = 0.681 \quad (\text{V.12})$$

$\mu < \mu_l \rightarrow A_s' = 0$ (les armatures de la zone comprimée ne sont pas nécessaires sont des armatures de répartition)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.245 \quad (\text{V.13})$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\text{‰} > \varepsilon_l \rightarrow \sigma_{st} = f_{eys} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.902 \quad (\text{V.14})$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{14.53 \times 10^4}{0.902 \times 20 \times 435} = 18.51 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage minimal d'après BAEL (Condition de non Fragilité)

$$A_s \geq 0.06\% \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

La condition de non Fragilité est vérifiée alors on choisit 3HA16 = 6.03 cm²/ml (st=90 cm/ml)

Pour respecter l'espacement on choisit 6HA16 = 18.85 cm² (St=20 cm).

V.7 Vérification à L'ELS

Nous devons vérifier que : $\{\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa et } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 229 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \quad (V.15)$$

En travée

$$M_{ser} = 10.41 \text{ t.m}$$

$$\rho = \frac{100 A_s b}{d} = 100 \times \frac{32.17}{100 \times 20} = 1.6 \quad (V.16)$$

D'après les Tableaux B.A.E.L 91[3].

$$\sigma_s = \frac{(10.41 \times 10^4)}{(0.878 \times 20 \times 14.07)} = 421.33 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s \text{ la condition n'est pas vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{421.33}{25.98} = 16.21 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc on prend le calcul de la section des armatures A_s en ELS.

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 0.230 \times 100 \times 20^2 \times 21 = 193200 \text{ N.m} \quad (V.17)$$

$$M_s = 10.41 \times 10^4 \text{ N.m} < M_{rb} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{(10.41 \times 10^4)}{(100 \times 20^2 \times 229)} = 0.011 \rightarrow \beta_1 = 0.865 \quad (V.18)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{(10.41 \times 10^4)}{0.865 \times 20 \times 229} = 26.27 \text{ cm}^2 \quad (V.19)$$

$$A_s \geq A_{mon} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Pour vérifier l'espacement on choisit **10HA20** = 31.42 cm² St=15 cm

$$\sigma_s = \frac{10.41 \times 10^4}{0.865 \times 20 \times 18.85} = 191 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \text{ la condition est vérifiée}$$

A) En appui

$$M_{ser} = -10.76 \text{ t.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = 100 \times \frac{32.17}{100 \times 20} = 1.6 \quad (V.20)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{10^4 \times 10.76}{0.897 \times 20 \times 9.23} = 649.8 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s \text{ La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 649.8 / 33.54 = 19.37 < \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc il faut on augmente la section

des armatures A_s

$$A_s \geq \frac{M_s}{\sigma_s \beta_1 d} = \frac{10.76 \times 10^4}{229 \times 0.897 \times 20} = 26.19 \text{ cm}^2 \text{ On choisit } \mathbf{14HA16} = 28.15 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{10.76 \times 10^4}{28.15 \times 0.897 \times 20} = 213.06 \text{ MPa} < \sigma_s = 229 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée q}$$

Donc les contraintes à ELS sont vérifiées c'est – à – dire les armatures à ELU sont suffisants.

B) Ferrailage final

Dans le sens y:

En travée $A_{sy} = \mathbf{10HA20} = 31.42 \text{ cm}^2$

En appui $A_{sy} = \mathbf{14HA16} = 28.15 \text{ cm}^2$

Dans le sens x:

En travée $A_{sx} = \frac{A_{sy}}{4} = \frac{31.42}{4} = 7.85 \text{ cm}^2$ soit $\mathbf{7HA12} = 7.92 \text{ cm}^2$

En appui $A_{sx} = \frac{A_{sy}}{4} = \frac{28.15}{4} = 7.04 \text{ cm}^2$ soit $\mathbf{7HA12} = 7.92 \text{ cm}^2$

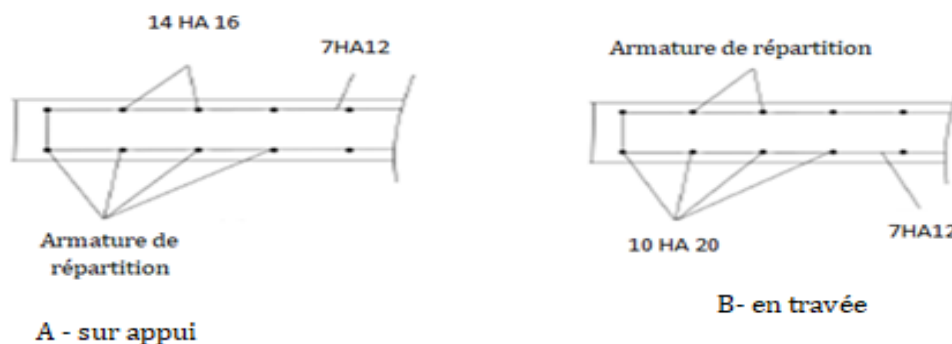


Fig V-5 : Ferrailage ge la dalle.

V.8 Vérification de la flèche

On s'intéresse dans cette partie à l'Etat limite de service. On cherche à vérifier que la flèche de service reste inférieure aux flèches admissibles déterminées pour que l'usage de la structure se fasse dans des bonnes conditions. La flèche est limitée à :

$$f_{adm} = 0.005 + \frac{L}{500} \text{ et } L \text{ est exprimé en mètres} \quad (V.21)$$

$$f_{adm} = 0.005 + \frac{25.25}{500} = 0.055$$

Pour le calcul de flèche on adoptera l'expression suivante :

$$f = \frac{M \times L^2}{10 \times E \times I} \quad (V.22)$$

Avec:

$$M = 13.92 \text{ t.m}$$

L: la portée de la dalle, L=25.25 m

$$I: \text{Moment d'inertie } I; I = \frac{2.40 \times 0.2^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Module de déformation longitudinal du béton, $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.729 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{13.92 \times 33.5^2 \times 10^{-2}}{10 \times 35981.729 \times 1.6 \times 10^{-3}} = 0.027 \text{ m} \leq f_{adm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

V.9 Etude de prédalle

Le rôle essentielle de la prédalle est de servir comme un coffrage perdu de la dalle, de plus elle permet aux ouvriers de circuler plus facilement pendant la mise en oeuvre de la dalle.

V.9.1 Charge et surcharge revenant à la prédalle

- Poids propre du revêtement: $G_{rev} = 2.2 \times 0.08 = 0.176 \text{ t/m}^2$;
- Poids de la dalle : $G_{dal} = 2.5 \times 0.19 = 0.475 \text{ t/m}^2$;
- Poids propre de prédalle: $G_{pré} = 2 \times 0.06 = 0.12 \text{ t/m}^2$;
- Poids total $G = \sum G_i = 0.781 \text{ t/m}^2$.

V.9.2 Ferrailage de prédalle

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.22 \text{ MPa} ; f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} ; c = 2 \text{ cm} \rightarrow d = 4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1000}{100 \times 4^2 \times 15.3} = 0.041 ; \mu l = 0.392 \quad (V.23)$$

$$\mu < \mu_l \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.039 \rightarrow \beta = 0.984 ; \alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\varepsilon_{st} < \varepsilon_l \rightarrow \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (V.24)$$

Ferraillage minimal d'après BAEL[3] : (Condition de non Fragilité) $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 4 \times 2.22}{500} = 0.40 \text{ cm}^2 \quad (V.25)$$

La condition de non Fragilité est vérifiée alors on choisit **6Ø6/ml** = 1.70 cm²/ml St = 20 cm

V.9.3 Vérification des contraintes à L'ELS

$$\rho_1 = \frac{(100 A_s)}{b \times d} = \frac{100 \times 1.70}{100 \times 4} = 0.425 \quad (V.26)$$

D'après les Tableaux B.A.E.L 91[3]:

$$K=35 \text{ et } \beta_1 = 0.900$$

$$\sigma_s = 207 \text{ MPa } \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{A_s \beta_1 d} = \frac{780}{1.7 \times 0.900 \times 4} = 127.45 < \sigma_s = 207 \text{ MPa La Condition est vérifiée } A_s =$$

$$M_{\max} \beta_1 d \sigma_s = \frac{780}{0.900 \times 4 \times 207} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$, alors on choisit **9Ø6** = 2.55 cm²

Ferraillage final

Dans le sens $L_x A_x = \mathbf{9Ø6} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Dans le sens $L_y A_y = \frac{A_x}{4} = 2.554 = 0.63 \text{ cm}^2$ on choisit **Ay = 4Ø6/ml** = 1.13 cm²/ml

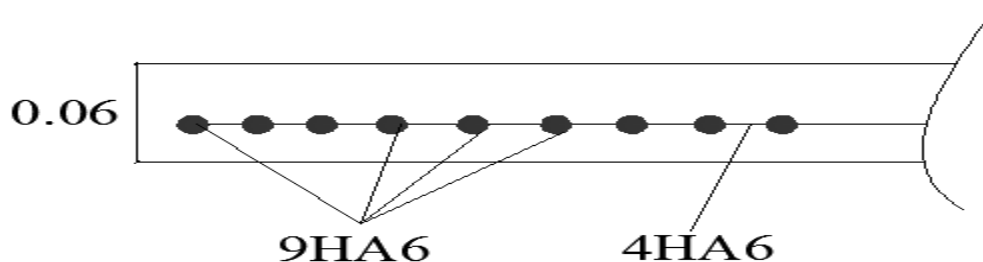


Fig V-6 : Ferraillage de la prédelle selon L_x .

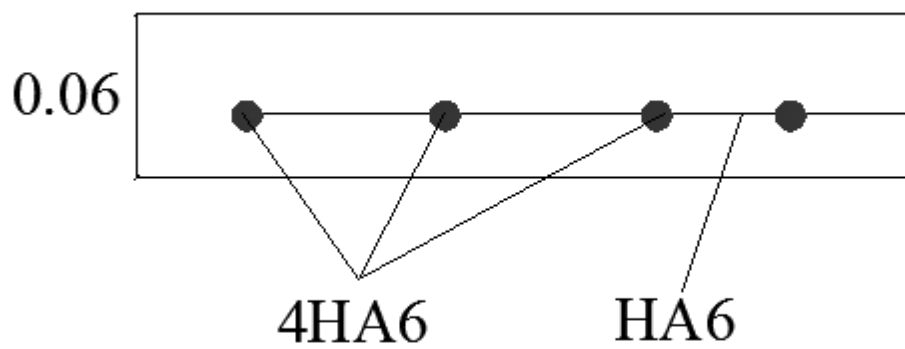


Fig V-7: Ferrailage de la prédalle selon Ly.

Chapitre VI

Les Appareil d'appuis

Chapitre VI : Les Appareil d'appuis

VI.1 Introduction

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis. Ils ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

En fonction des impératifs de construction, (ponts routiers, ponts rails,...), de la nature et de la grandeur des efforts à transmettre, il existe plusieurs types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton ;
- Les appareils d'appuis spéciaux ;
- Les appareils d'appuis en acier ;
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer ci-dessous.

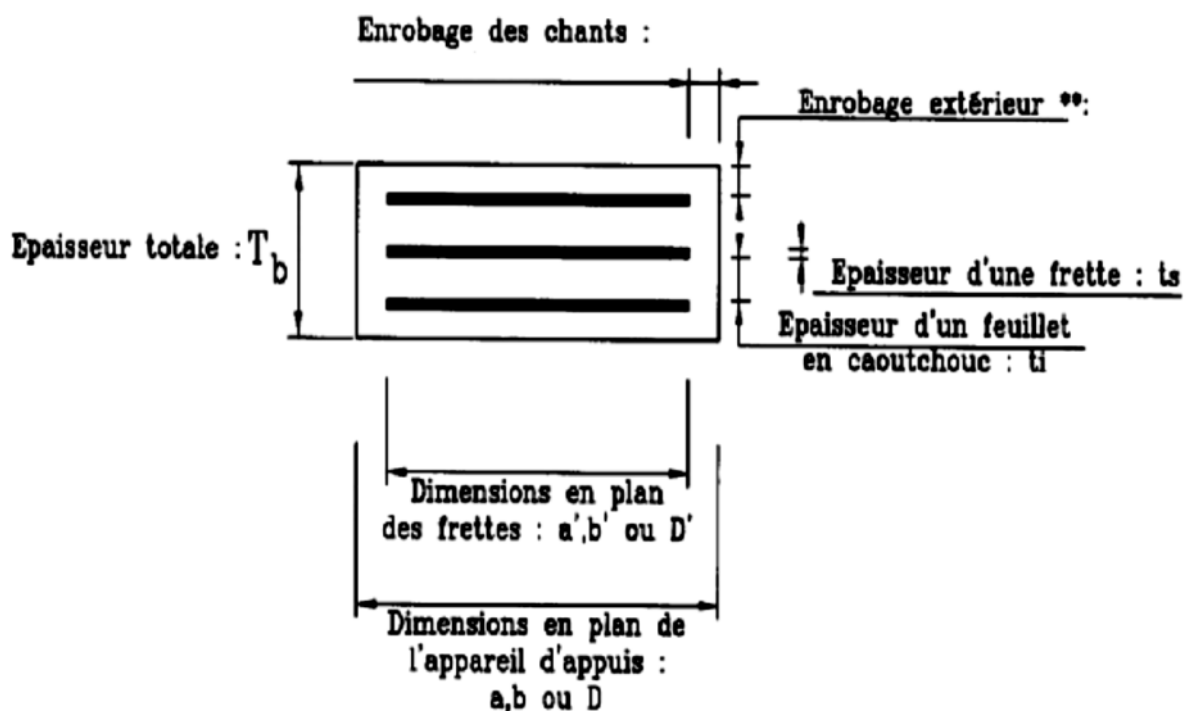


Fig VI-1 : Détails d'appareil d'appui.

VI.2 Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

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

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

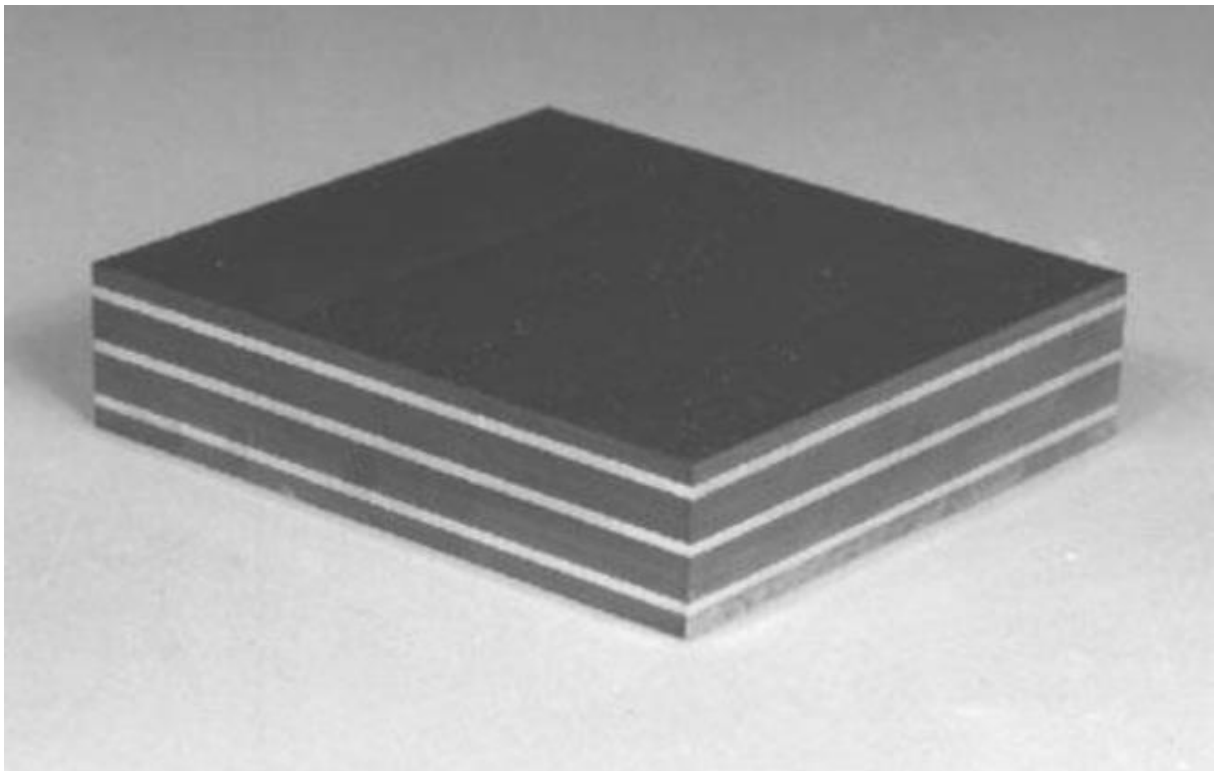


Fig VI- 2: Constitution type d'un appareil.

d'appui en élastomère fretté

- **Dimension de l'appareil d'appui**

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 30 \text{ k/cm}^2 \quad (\text{VI.1})$$

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$$

Avec :

σ_m : Contrainte de compression appliquée sur l'appareil d'appui ;

R_{max} : Étant l'effort maximum du à (G+D240) où $R_{max} = 121.32 \text{ t}$;

a : Côté parallèle à l'axe transversal du pont ;

b : Côté perpendiculaire à l'axe transversal du pont ;

30 kg/cm^2 : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui en élastomère selon SETRA ;

T_b : Epaisseur total de l'appareil d'appui.

- **Applications des calculs**

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq 30 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2} \Rightarrow a \times b \geq \frac{121.32 \times 10^3}{30} \Rightarrow a \times b \geq 4044 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit des appareils d'appuis avec une dimension de $(650 \times 650) \text{ mm}^2$

L'épaisseur : $\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5 \text{ cm} \leq T_b \leq 10 \text{ cm}$.

Donc l'épaisseur convenable qu'on choisit est : $T_b = 7 \text{ cm}$.

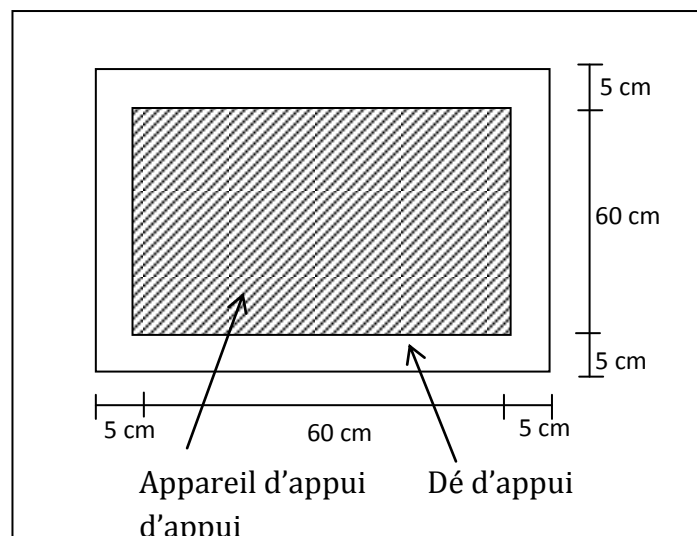


Fig. VI-3 : Les dimensionnes des dés d'appuis.

Chapitre VII

Calcul du joint de chaussée

Chapitre VII : Calcul du joint de chaussée

VII.1 Définition

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans le plus part des cas, est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicule ;
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules ;

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- Confort et esthétique :
 - Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus ;
 - Absence de bruits de vibrations ;
- Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante ;
- Étanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage qu'il équipé et aussi une bonne évacuation des eaux ;
- Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

VII.2 Différents types de joints

Le choix du joint se fait selon 2 critères principaux :

➤ Le trafic

C'est le trafic en poids lourds de la moyenne journalière annuelle noté (PL-MJA), sachant que les poids lourds sont définis comme des véhicules de charge utile supérieure ou égale à 5 tonnes.

- $PL-MJA \leq 1000 \text{ v/j}$: Joint léger ;
- $1000 \text{ v/j} < PL-MJA \leq 3000 \text{ v/j}$: Joint semi lourd ;
- $PL-MJA > 3000 \text{ v/j}$: Joint lourd.

➤ Le souffle :

- $S \leq 10 \text{ mm}$: Souffle faible ;
- $10 \leq S \leq 60 \text{ mm}$: Souffle moyen ;
- $S > 60 \text{ mm}$: Souffle important.

- **A-** Les joints légers :

Ils sont employés dans les petits ouvrages recevant un trafic faible ($PL-MJA \leq 1000 \text{ v/j}$). Leur souffle n'excède jamais 30 à 40 mm. Dans la figure 4 sont représentés 2 exemples de joints légers, le joint ouvert présente l'inconvénient qu'il peut être coincé par des cailloux qui empêchent son fonctionnement normal.

- **b-** Les joints semi lourds :

Ils sont employés dans les ouvrages recevant un trafic moyen ($1000 \text{ v/j} < PL-MJA \leq 3000 \text{ v/j}$). Leur souffle n'excède jamais 50 mm. Les figures 5 et 6 nous donnent 4 exemples de joints semi lourds.

- **c-** Les joints lourds :

Ils sont employés dans les ouvrages recevant un trafic important ($PL-MJA > 3000 \text{ v/j}$) telles que les autoroutes, les routes nationales et les voies express. Leur souffle varie généralement entre 100 et 150 mm, mais dans certains cas il peut atteindre 500 ou 600 mm. La figure 7 montre un joint à peigne qui est un exemple de joint lourd. Il est constitué de 2 éléments en console découpés en forme de peigne dont les dents coulisent l'une par rapport à l'autre, son souffle peut atteindre 250 mm quand il est construit en alliage d'aluminium, et 700 mm quand il est en acier ou en fonte.

- **d-** Les joints de trottoir :

N'étant pas soumis au choc des véhicules, ces joints contiennent du néoprène dans leurs ouvertures si le souffle ne dépasse pas 50 mm). Pour des souffles plus grands, on utilise des tôles recouvertes d'asphalte du type joint de chaussée léger recouvert.

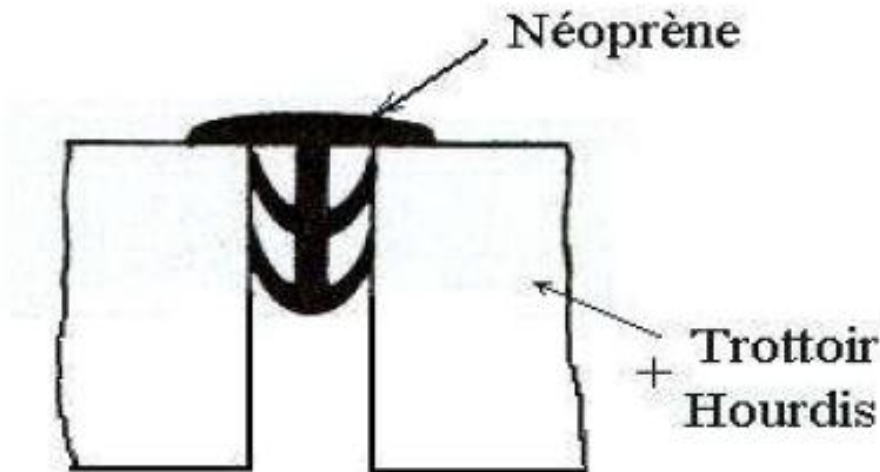


Fig VII-1 : joints de trottoir.

VII.3 Calcul des joints de chaussée

- Déplacement du à la variation de température

$$\left. \begin{aligned} \Delta l_r &= \eta \cdot \frac{l_0}{2} \cdot \Delta T \\ \Delta T &= T_{max} - T_{min} \end{aligned} \right\}$$

Béon armé $\eta = 9.9 \times 10^4 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;

Acéie $\eta = 11.7 \times 10^4 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Déplacement du au retrait du béton

Après durcissement le béton va perdre une certaine quantité de son eau inter granulaire qui va s'évaporer. Les pièces de béton vont subir un raccourcissement du au retrait, sa déformation est :

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_r = \varepsilon_r \cdot \frac{l_0}{2} \quad (\text{VII.1})$$

$$\text{Donc } \Delta l_r = 2 \times 10^{-4} \times \frac{25.25}{2} = 25.25 \times 10^{-4} = 2.5 \text{ mm}$$

VII.4 Déplacement du au fluage du béton

Il ne concerne que les ouvrages en béton précontraint dont les sections fortement comprimées par les câbles ont tendance à se raccourcir à travers le temps.

$$\varepsilon_r = 3.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_r = \varepsilon_r \cdot \frac{l_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \Delta l_f = 3.5 \times 10^{-4} \times \frac{25.25}{2} = 4.41 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$= 4.41 \text{ mm}$$

VII.5 Déplacement du à la rotation des extrémités du tablier

le déplacement du à la rotation θ du tablier au niveau de l'axe d'appui est donnée par la relation

$$\Delta l_r = \theta \cdot \frac{l_0}{2}$$

$$\Delta l_s = (0.02 + 2.8) \times \frac{165}{2} = 2.47 \text{ mm}$$

Déplacement du au freinage

Dans un pont route la force de freinage (F_r) est développée par l'un des 2 systèmes A(l) ou Bc. Elle est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation

$$F_{fr} = \text{Sup} \left\{ F_{fr}(A) = \frac{A_2(l).S}{20+0.0035S} ; F_{fr}(B_c) = b_c \times 300 \text{ kn} \right\} \quad (\text{VII.2})$$

$$F_{fr}(A) = \frac{1.14 \times 12}{20 \times 0.0035 \times 12} = 16.28$$

$$F_{fr}(B_c) = 0.8 \times 300 = 240$$

$$\text{Donc } F_{fr} = 240$$

VII.6 Dimensionnement du joint

$$\Delta l_{max} = \frac{2}{3}(\Delta l_r + \Delta l_f) + \Delta l_r \leq 1.3 S \quad (\text{VII.3})$$

Donc :

$$5.04 < 15.6 \text{ C.V}$$

$$50\text{mm} < \Delta l_{max} \leq 60 \text{ mm} \rightarrow \text{Joint de chaussée S60}$$

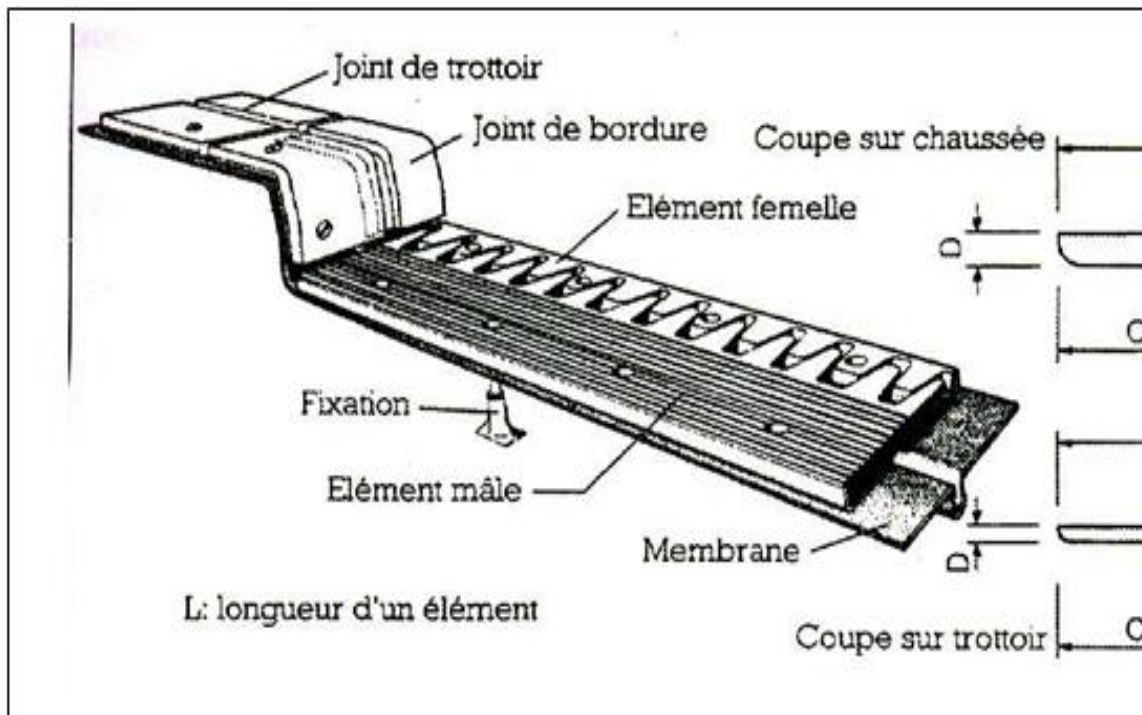


Fig VII-2 : Joint de chaussée.

Chapitre VIII

Etude de la pile

Chapitre VIII : Etude de la pile

VIII.1 Introduction

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un fut et d'une semelle liant les pieux. Les pile est soumise a des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

VIII.2 Critère de dimensionnement de la pile

- La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particulier ;
- La profondeur de la brèche à franchir ;
- Le type de tablier a porté ;
- Resistance mécanique et robustesse ;
- Facteur d'esthétique.

VIII.3 Prédimensionnement de la pile

VIII.3.1 Chevêtre

- La largeur 2.4 m ;
- La hauteur : 1.2m ;
- La longueur : 15 m.

VIII.3.2 Le fut

- Le diamètre : 1.1m ;
- La hauteur : 8 m .

VIII.3.3 La semelle

- La largeur : 6.00m ;
- La hauteur : 1.5m ;
- La longueur : 15.5 m.

VIII.4 Evaluation des charges**Tableau VIII-1 : La descente de charge de la pile**

Elément	$V_i(t)$	d/o(m)	M_0
chevêtre	$2.4 \times 1.2 \times 15 \times 2.5 = 108$	2.755	297.54
fut	$8 \times 1.1^2 \times 3.14 \times 2.5/7$ $= 10.85$	2.05	22.24
semelle	$6 \times 1.5 \times 15.5$ $= 348.75$	3	1046.25
			1366.0325

VIII.5 Etude de chevêtre

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier. Ils permettent également l'emplacement de vérin lors du chargement des appareils d'appuis.

VIII.6 Détermination des sollicitations**➤ En travée**

$$M_u = 1.392 \text{ MN.m ;}$$

$$M_s = 1.041 \text{ MN.m.}$$

➤ En appui :

$$M_u = 1.453 \text{ MN.m ;}$$

$$M_s = 1.076 \text{ MN.m ;}$$

$$T_u = 2.476 \text{ MN.m.}$$

VIII.7 Calcul du ferrailage du chevêtre

Le chevêtre a été modélisé suivant une poutre continue sur trois appuis qui sont (les futs) et supportant la réaction du tablier transmissent par les six poutres. Le traitement à l'aide de logiciel SAP 2000 donne les résultats suivant :

VIII.8 Armature longitudinale

En travée : nappe inférieure $17\text{HA}20 = 43.96 \text{ cm}^2$

En appui : nappe supérieure $34\text{HA}20 = 106.76 \text{ cm}^2$

$$0.5 * 15 * 200 / 100 = 150.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage prévue : } 43.96 + 106.76 = 150.72 \text{ cm}^2$$

VIII.8.1 Effort tranchant

$$T_{max} = 2476.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{t_u}{b*d} \text{ avec } d = 0.9*1.5 = 1.31 \quad \tau_u = 0.94 \text{ MPa} \quad (\text{VIII.1})$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{y_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad (\text{VIII.2})$$

$$\tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{adm}$ donc la condition est vérifiée.

Cadre + épingle HA14

VIII.9 Etude de la pile

VIII.9.1 Etude de la pile sur les différentes combinaisons d'actions

VIII.9.1.1 Combinaison fondamentale a l'ELU

$$1.35G + 1.6A(l) + 1.5 Q_{tr} + 1.6 Q_f + 0.8Q_v \quad (\text{VIII.3})$$

Tableau VIII-2 :les efforts sollicitant à ELU

Désignation	Coef	V(t)	H(t)	d(m)	Mv (t.m)	Mh (t.m)
Pile	1.35	801.01		0		
réaction du tablier	1.35	1050.92		0	0	
surcharge A(l)	1.6	113.953		0	0	
Freinage	1.6		17.264	7.7		-160.93
variation linéaire	0.8		15.8	7.7		-131.66
surcharge trottoir	1.5	25.19		0	0	
		1991.073	33.064		0	-292.59

VIII.9.1.2 Combinaison fondamentale à l'ELS

$$G + 1.2 [A(l) + Q_{tr}] + 1.2Q_f + 0.6 Q_{vl} \quad (\text{VIII.4})$$

Tableau VIII-3 :les efforts sollicitant à ELS

Désignation	Coef	V(t)	H(t)	d(m)	Mv (t.m)	Mh (t.m)
Pile	1	593.34				
poids des terres	1	19.2		0	0	
réaction du tablier	1	986.2		0	0	
surcharge A(l)	1.2	285.222		0	0	
Freinage	1.2		14.948	7.7		
variation linéaire	0.6		11.85	7.7		-100.130
surcharge trottoir	1.2	13.412		0	0	-89.255
		1897.374	24.798		0	189.385

VIII.10 Etude du flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec : } l_f: \text{longueur de flambement} = \frac{\sqrt{2}}{2} h_{pile} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 8 = 5.65 \text{ m} \quad (\text{VIII.5})$$

$$i: \text{Rayon de giration } i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = 0.317 \quad (\text{VIII.6})$$

$$\text{Avec } B = 0.949 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \lambda = \frac{5.65}{0.317} = 17.84 < 50 \text{ Il n'y a pas de risque de flambement.}$$

VIII.11 Calcul du ferrailage de la pile**VIII.11.1 Les efforts sollicitant de la pile**

$$\text{ELU (combinaison fondamentale) } 1.35G + 1.35 [D240] + 1.5Q + 0.8Q_{vl} \quad (\text{VIII.7})$$

Tableau VIII-4 : Les efforts sollicitant à l'ELU

	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	1050.92		0	0
Surcharge D240	622.18		0	0
Chevêtre	122.43		0	0
Pile	44.12		0	0
Variation linéaire	/	15.86	6.1	96.77
Total	1839.65	15.86	/	96.77

➤ **ELS (combinaison fondamentale) :** $G + [D240] + Q + 0.6Q_{vlt}$ (VIII.8)

Tableau VIII-5 : Les efforts sollicitant à l'ELS

	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	986.2		0	0
Surcharge D240	460.88		0	0
Chevêtre	90.69		0	0
Pile	36.76		0	0
Variation linéaire	/	11.89	6.1	72.57
Total	1574.53	11.89	/	72.57

- **Armatures longitudinales**

$$0.5\% < p_g < 3\%$$

$$A_{min} = 0.9 \% B = 85.48 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 20HA25=98.17cm²

- **Armatures transversales**

$$A_t = \frac{A_l}{16} \times \frac{f_{el}}{f_{et}} \times \frac{s_t}{100} ; \quad (\text{VIII.9})$$

Avec :

A_t : La section des aciers transversaux ;

A_l : La section totale des armatures longitudinales ;

f_{el} , f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales ;

S_t : L'espacement des armatures transversales ;

$S_t = \min [24t; 8l; 0.25d]$;

Avec:

t: Diamètre des armatures longitudinales ;

l : Diamètre des armatures transversales ;

d : Hauteur utile ;

$S_t = 200\text{mm}$;

$$A_t = \frac{114.00}{16} * \frac{400}{235} * \frac{200}{100} = 24.25 \geq 20.88 \text{ donc on prend T12.}$$

Espacement d'après R.P.O.A :

- Zone critique : esp = 15 cm ;
- Zone courante : esp = 20 cm.

VIII.12 Ferrailage de la semelle de liaison

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\alpha \geq 45^\circ \text{ et } h \geq \frac{l}{2} - \frac{a}{4} \text{ Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées}$$

Efforts obtenus

$$N1 = 143.93 \text{ t}$$

$$N2 = 284.93 \text{ t}$$

$$T1 = (0.575/1.45) \times 149.73 = 59.37 \text{ t}$$

$$T2 = (2.475/1.45) \times 284.93 = 486.34 \text{ t}$$

• Les Armatures longitudinales

- $A_{inf} = (486.34 \times 10^{-2} / 266.66) = 182.38 \text{ cm}^2$; on prendre **22HA32** (à répartir entre axes des pieux).

Soit HA32 esp 17.5cm

➤ Armature constructive :

On prendre HA20 esp 17.5 cm

- **Les armatures transversales**

$$A_{tinf}=1/4*A_{inf}=182.38/4=45.59 \text{ cm}^2$$

On prendre HA20 esp 20cm.

➤ Armature constructive :

On prendre HA20 esp

20cm.

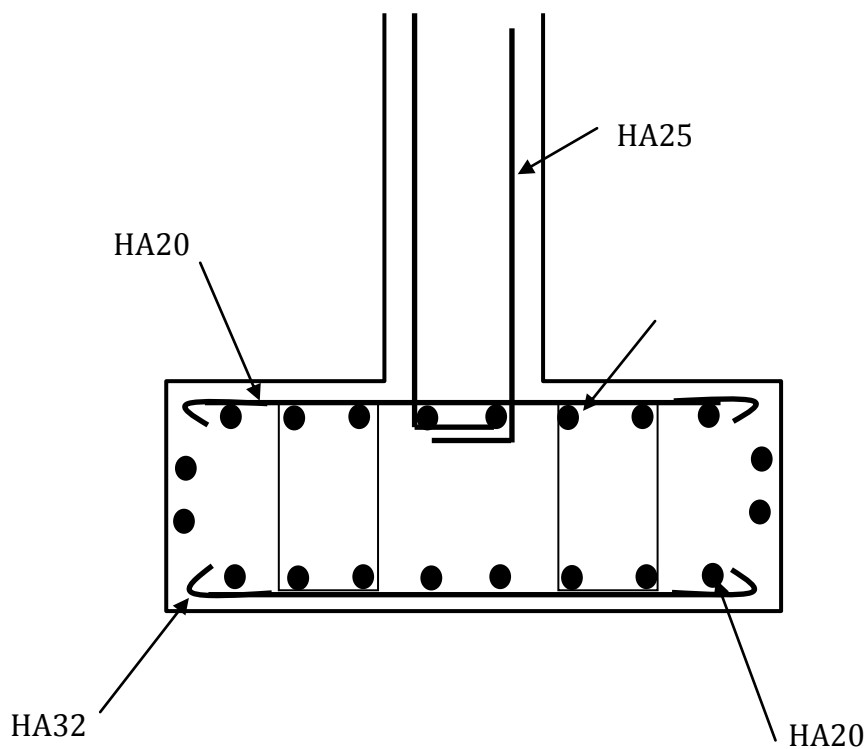


Fig.VIII-1 : Ferrailage de la semelle.

Chapitre IX

Etude de la culée

Chapitre IX : Etude de la culée

IX.1 Prédimensionnement des éléments de la culée

La culée remblai est constituée par un ensemble des murs ou voiles en béton armé sur l'un d'entre eux, appelé mur de front s'appuient sur le tablier de l'ouvrage, les autres sont des murs latéraux.

IX.2 Mur de front

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée.

Son épaisseur (e) en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre.

$e = e_1 + e_2 + e_3 + e_4$ avec :

- e_1 : distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord ($e_1 = 35\text{cm}$) ;
- e_2 : about de la poutre ($e_2 = 50\text{cm}$) ;
- e_3 : épaisseur de joint de dilatation ($e_3 = 9\text{cm}$) ;
- e_4 : épaisseur de mur garde grève ($e_4 = 25\text{cm}$) ;

$e = 1.1\text{m}$.

IX.3 Mur garde grève

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

H : hauteur = 1.95m ;

e : épaisseur = 0.25m .

IX.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 de mur en retour sont :

L'épaisseur

$$h/12 = \frac{7.11}{12} = 0.6\text{m} \quad (\text{IX.1})$$

IX.5 Dalle de transition

Le rôle de la dalle de transition de résume essentiellement à la limite des déformations dues aux tassements éventuels.

- **La longueur**

$$L = \min (6\text{m} ; \max (3\text{m} ; 0.6H)) \quad (\text{IX.2})$$

On prend $L = 4\text{m}$

- **La largeur**

l = largeur de la chaussée + les largeurs des trottoirs

$$l = (2 * 6) + (1.5 * 2) = 15 \quad (\text{IX.3})$$

- **L'épaisseur**

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

On prend $e = 0.8\text{m}$

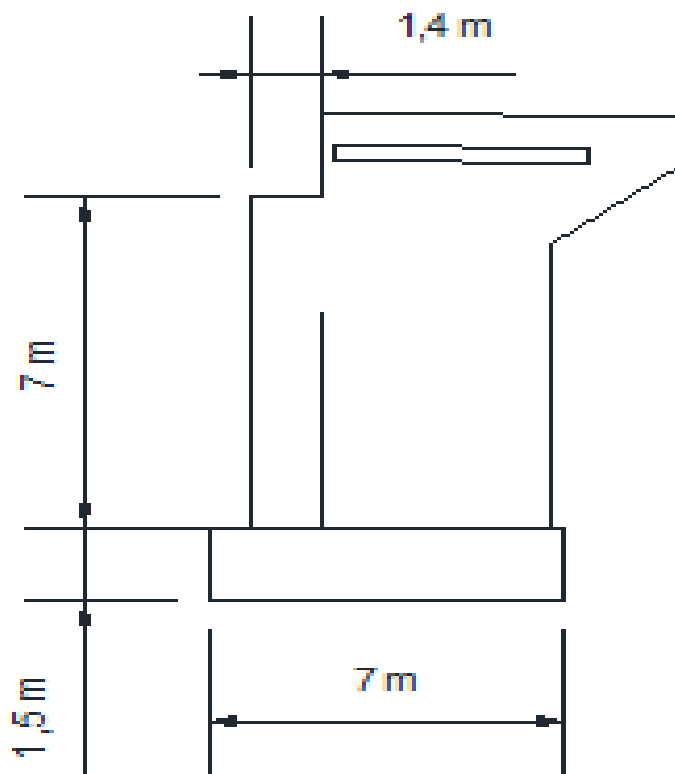


Fig.IX-1 : dimensionnement de la culée.

IX.6 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée

IX.6.1 Moment dû à la poussée des charges locales

Les charges réelles, qui sont deux roues de 6t distantes de 0,5m, seront remplacées par une roue équivalent uniforme de $6 \times 2 = 12$ t répartie sur un rectangle de dimension 0,25m x 0,75m.

Le moment à l'encostrement à pour expression :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx \quad (\text{IX.4})$$

$$\text{avec : } k = K_a \times \gamma \times s \times bc \quad (\text{IX.5})$$

- K_a : coefficient de poussée = 0,333 ;
- γ : coefficient de pondération ;
- s : coefficient de majoration dynamique = 1,11 ;
- bc : coefficient de réduction = 1.

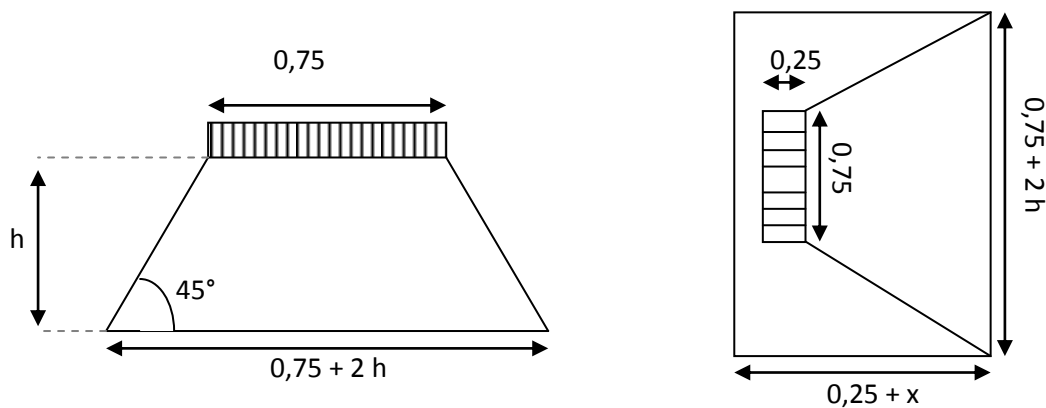


Fig.IX-2. : Schéma d'étalement de la surcharge.

$$\Rightarrow M_p = 1,86\gamma \text{ tm/ml} \quad (\text{IX.6})$$

IX.6.2 Effort de freinage

On considère un essieu du camion Bc qui est en contact avec le mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu située à 1,50m en arrière. L'impact de cette voie sur le plan d'encostrement est :

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue soit 6t Le moment au niveau

de l'encastrement sera : $M_F = \frac{6h}{0,25 + 2h} \gamma$ (SETRA PP73)[5]. (IX.7)

$$M_F = \frac{6 \times 1,2}{0,25 + 2 \times 1,2} \times \gamma = 2,76 \gamma \text{ tm/ml}$$

IX.6.3 Combinaison d'action

ELU : $M_U = 1,35 M_G + 1,6 M_Q$

$$= 1,35 (1.36) + 1,6 (2,76 + 1,86)$$

$$= 9.228 \text{ tm/ml}$$

ELS : $M_S = M_G + 1,2 M_Q$

$$= 0,0801 + 1,2 (2,76 + 1,86)$$

$$= 6.904 \text{ tm/ml}$$

IX.6.4 Ferrailage de Mur garde greve

- **A l'état limite ultime**

$$A_s = 8,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : 6HA14} \rightarrow A_s = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le deuxième lit on prend $A'_s = \frac{A_s}{3} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : 6HA12}$

Le ferrailage horizontal $A_{sy} = \frac{A_s}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : 6HA10}$

- **Condition de non fragilité :** selon le règlement BAEL on a

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \quad (\text{IX.8})$$

- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$;
- $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$;
- $d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 \text{ m} = 27 \text{ cm}$.

Donc :

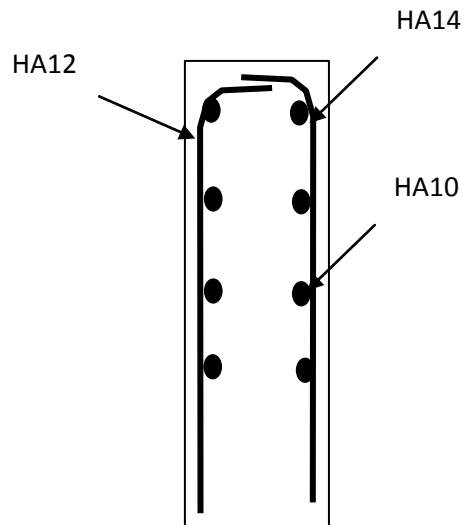


Fig.IX-3 : ferrailage de Mur garde greve.

$$A_{s,min} \geq 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,7}{400}$$

Condition vérifiée.

$$A_{s,min} \geq 4,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IX.6.5 Mur du front

Le mur de front est soumis à la flexion composée

Pour évaluer le moment d'encastrement au pieds du mur ; on prend en considération :

- Poids propre ;
- Poussée des terres ;
- Surcharge du remblai ;
- Variation linéaire ;
- Effort de freinage.

➤ **Combinaison fondamentale à l'ELU**

$$\text{ELU : } F_U = 1,35 H_L + 1,6 H_f \quad (\text{IX.9})$$

$$F_U = 3,98 \text{ t/ml}$$

➤ **Combinaison fondamentale à l'ELS**

$$\text{ELS : } F_S = H_L + 1,2 H_f \quad (\text{IX.10})$$

$$F_S = 2,97 \text{ t/ml}$$

Ferraillage du mur de front

1. Contrainte du béton de fibre supérieure et de fibre inférieure respectivement :

$$2,7 \text{ MPa} < 16,2 \text{ et } 0 \text{ MPa} < 16,2 \text{ MPa} ;$$

2. Contrainte des armatures inférieure :

$$-106,8 \text{ MPa} < 207,3 \text{ MPa} ;$$

Les moments pour le ferraillage horizontal à l'extérieur sont plus élevés d'où la nécessité de prendre un ferraillage minimum (condition de non fragilité).

Soit : $6\text{HA}20 \rightarrow A_s = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (avec $S_t = 15 \text{ cm}$).

IX.6.6 Mur en retour

Le mur en retour est supposé encasturer au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur de front, Il est sollicité par des charges verticales et horizontales :

1. Poids propres et poids de la superstructure ;
2. Poussée horizontale ;
3. Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

IX.6.7 Ferraillage du mur en retour

Ferraillage horizontal à l'extérieur

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_U = 26,86 \text{ t.m/ml} \\ T_U = 50,44 \text{ t/ml} \end{cases} \quad \text{et ELS : } \begin{cases} M_S = 20,02 \text{ t.m/ml} \\ T_S = 37,81 \text{ t/ml} \end{cases}$$

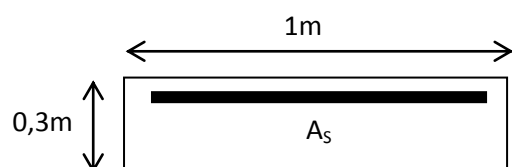
- **A l'état limite ultime**

$$A_s = 28,58 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : } 8\text{HA}25 \rightarrow A_{\text{eff}} = 39,27 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (S_t = 11 \text{ cm})$$

- **Condition de non fragilité** : selon le règlement BAEL on a

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \quad (\text{III.20})$$

- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa} ;$



- $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$;
- $d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 \text{ m} = 27 \text{ cm}$.

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 27 \times 100 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s,\min} \geq 4,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage horizontal à l'intérieur

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_U = 1,99 \text{ t.m / ml} \\ T_U = 50,44 \text{ t / ml} \end{cases} \quad \text{et ELS : } \begin{cases} M_S = 1,583 \text{ t.m / ml} \\ T_S = 37,81 \text{ t / ml} \end{cases}$$

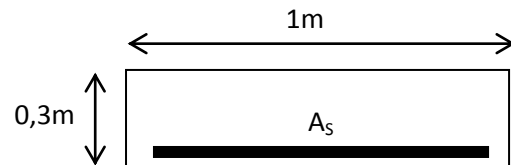
- **A l'état limite ultime**

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** selon le règlement BAEL on a

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$;
- $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$;
- $d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 \text{ m} = 27 \text{ cm}$.



Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 27 \times 100 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s,\min} \geq 4,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA20 $\rightarrow A_{\text{eff}} = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ($S_t = 13 \text{ cm}$)

- **Résultats des calculs aux ELS**

1. Contrainte du béton de fibre supérieure et de fibre inférieure respectivement :

$$0 \text{ MPa} < 16,2 \text{ et } 2,4 \text{ MPa} < 16,2 \text{ MPa} ;$$

2. Contrainte des armatures inférieures :

$$3,6 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa.}$$

Ferraillage vertical à l'extérieur

Nous utilisons le logiciel de calcul SOCOTEC pour le ferraillage de mur en retour en flexion compose,

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_U = 21,79 \text{ t.m/ml} \\ T_U = 59,85 \text{ t/ml} \end{cases} \text{ et ELS : } \begin{cases} M_S = 15,87 \text{ t.m/ml} \\ T_S = 44,87 \text{ t/ml} \end{cases}$$

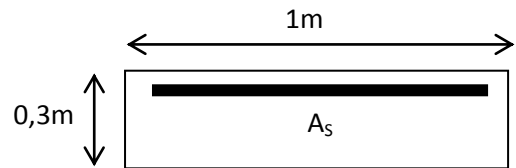
- **A l'état limite ultime**

$$A_s = 19,47 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit: } 6\text{HA}25 \rightarrow A_{\text{eff}} = 29,45 \text{ cm}^2/\text{ml} (S_t = 15\text{cm})$$

- **Condition de non fragilité** : selon le règlement BAEL on a

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm},$
- $d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 \text{ m} = 27 \text{ cm}$



Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 27 \times 100 \times \frac{2,7}{400}$$

Condition vérifiée

$$A_{s,\min} \geq 4,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pour le Ferraillage vertical à l'intérieur :

$$\text{On prend } \frac{A_s}{3} = \frac{29,45}{3} = 9,81 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit : } 6\text{HA}20 \text{ (avec } S_t = 15 \text{ cm)}$$

IX.7 Conclusion

Sens vertical : $\left\{ \begin{array}{l} \text{À l'intérieur : } 6\text{HA}20 \text{ /ml } S_t=15 \text{ cm} \\ \text{À l'extérieur : } 6\text{HA}25 \text{ /ml } S_t=15 \text{ cm} \end{array} \right.$

Sens horizontal : $\left\{ \begin{array}{l} \text{À l'intérieur : } 7\text{HA}20 \text{ /ml } S_t=13 \text{ cm} \\ \text{À l'extérieur : } 8\text{HA}25 \text{ /ml } S_t=11 \text{ cm} \end{array} \right.$

Conclusion générale

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, d'autre part des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures, sur les bases de leur dimensionnements, les sujétions liées aux différentes méthodes d'exécution, et des dispositions constructives qui conditionnent la durabilité de la structure à long terme. Par conséquent, l'étude de notre projet est passé par les points suivants :

- *Maitrise du logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ;*
- *Modélisation numérique du tablier du pont sur Robot et détermination de la répartition transversale et longitudinale des charges et surcharges mobiles sur les poutres principales et sur la dalle ;*
- *Etude de la précontrainte, tracé des câbles et ferraillements des poutres principales ;*
- *Ferraillage de la dalle ;*
- *Dimensionnement et vérification de l'entretoise d'about ;*
- *Dimensionnement des appareils d'appuis.*

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines de sciences de l'ingénieur tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, les procédés de la précontrainte ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

A l'issue de ce travail, un certain nombre de connaissances et d'informations dans le domaine de génie civil et de travaux publics ont été acquises et approfondies.

Enfin ce projet de fin d'étude nous a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour s'intégrer dans le milieu professionnel.

Bibliographe

[1] **MAATIB FAOUZ.** CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT DALLE HYPERSTATIQUE EN BETON PRECONTRAIT. IMPLANTE A ALGER. ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS(KOUBA, ALGER), 2004.

[2] : **Document technique réglementaire D.T.R.** Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Fascicule 61 titre II.

[3] : **Lacroix M.R et all** : Règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62 (titre I section I) BAEL 91 révisé 99.

[4] : **Lacroix M.R et all** : Règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule 62 (titre I section II) BPEL 91 révisé 99.

[5] : **Guide S.E.T.R.A.** Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP).

[6] : **OUSSADIT Dalila Nesma, HADJ SLIMANE Racim Ilyes.** Eude d'un pont à poutre indépendante en béton précontraint sur OUED ESSAM wilaya de NAAMA. Université Aboubekr Belkaid Tlemcen, Algérie, promotion juin 2016.

[7] : **MOSBAH Mustapha, BOUSSADA Brahim.** Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint implanté à Alger. Université Amar Telidji Laghouat, Algérie, promotion septembre 2011.

[8] : **HAMDI AISSA Mohammed, TALEB BAHMED Mohammed.** ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE D'UN PONT DROIT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAIT. implanté à Alger. Université Amar Telidji Laghouat, Algérie, promotion juin 2018.

Logiciels techniques

- AUTOCAD 2018, pour les dessins ;
- Autodesk Robot Structure Analysis Professional 2018 pour la conception ;
- SOCOTEC pour le ferrailage.