République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de base

Thème

Conception et étude d'un pont à la Wilaya de JIJEL GHAR EL BAZ (TAZA)

Présenté par :

SOMAA Mohammed Youcef

Encadré par :

Mr. SABAH Omar

Co-encadreur: KHOUAS Zohra

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ

ملخص

إن هذا الشروع يهدف إلى القيام بتصميم ودراسة جسر الذي يقع في غار الباز (تازا) بجيجل في بداية العمل، قمنا ببحث ببيليوغرافي حول تأثير القوة مسبقة الإجهاد و تنازل القوى على محامل الجسر. ثم تطرقنا إلى التصميم العام، حيث إخترنا 3 خيارات، والخيار الأمثل كان متمثل في جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بحساب سابقيه الإجهاد، دراسة البنية الفوقية والتحتية، الدراسة الزلزالية وحساب أبعاد مختلف العناصر المكونة للجسر. كل ذالك بالإعتماد على المنظومات المعمولة بها في الجزائر مع استخدام لبرنامج للحساب.

كلمات مفتاحية: سابقيه الإجهاد، جسر صندوقي، التتابع المتتالي، محمل الجسر.

Résumé

Ce projet vise à entreprendre la conception et l'étude d'un pont situé à Ghar El Baz (Taza), Jijel.

Au début des travaux, nous avons mené une étude bibliographique sur l'effet de la force précontrainte et la descente des charges sur les appareils d'appui. Ensuite, nous avons abordé la conception générale, où nous avons choisi 3 variantes, et la meilleure option a été représentée par un pont voussoir à hauteur fixe construit par encorbellement successive, après cela nous avons mené l'étude de la précontrainte, l'étude de la superstructure et de l'infrastructure, l'étude sismique et le calcul des dimensions des équipements du pont. Tout cela, en fonction des règlements utilisées en Algérie, avec l'utilisation d'un programme comptable.

Mots clés : Béton précontraint, infrastructure, post tension, pont en caisson.

Abstract

This work involves the design and study of a bridge located Ghar El Baz (TAZA) Jijel with a length of 260 m.

We have started our work with bibliographic search on the impact of the prestressed force and lowering loads on bridge bearing. Then, we went to the general design which we chose three (03) variants, the best choice of variants was a constant height box bridge made by the method of successive corbelling for the comprehensive study, we go to the study of the prestress, the study of superstructure and infrastructure, the seismic study and finally the study of the equipment of the bridge. This study is based on the regulations used in Algeria, with also using calculation programs.

Keywords: Prestressed concrete, infrastructure, post tensioning, box bridge spans, bridge bearing.

Remerciement

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices et n'a pu être mené à bien qu'avec le soutien de plusieurs personnes que je voudrais, à travers ces quelques lignes, remercier du fond du cœur.

Nos remerciements vont d'abord au grand dieu qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien cette année d'étude. Je tiens aussi à adresser mes remerciements à ma famille, et mes amis. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Je souhaite également remercier tous les enseignants et amis travaillant dans **SAPTA** qui ont bien voulu répondre à mes différentes questions sur le domaine dans le but de permettre la facilité de l'élaboration de ce travail.

Nos remerciements vont aussi à l'encontre de notre encadreur **Mr SABAH Omar,** et notre co-encadreur **Mme KHOUAS Zohra** qui m'ont aidé à travers ses remarques pertinentes avec patience, ils ont été d'un soutien et d'une attention exceptionnels. La confiance qu'ils m'ont accordée ainsi que le soutien moral qu'ils ont manifestés à mon égard m'ont permis d'accumuler des expériences professionnelles et personnelles marquantes qui font de moi une personne grandie.

Enfin tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin je dis du fond de mon cœur.

Merci beaucoup.

Youcef

Dédicaces

Le cœur plein de joie, je dédie ce travail à ma famille, particulièrement à ma chère et tendre mère **HAFFAF FATIMA**, qui depuis cinq ans déploie des efforts considérables pour la réussite de mes études ; à mon cher père **SOMAA NAAMAN**, dont les judicieux conseils ont éclairé mon chemin et mon cursus universitaire.

A mes chères sœurs, ainsi que mon bien aimé et unique frère **ABD EL MADJID**, de leur amour m'ont encouragé.

A mes meilleurs amis : **Tahar, Oussama, Adel, Bari, Chakib, Fadlo, Ahmed.**

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

A toute la famille **ENSTP** : Etudiants – Enseignants

Mes mots sont trop petits pour exprimer toute la gratitude que mon cœur contient pour vous qui êtes si attentifs, patients, compréhensifs et aimables envers moi.

J'espère que ce travail satisfera la confiance que vous avez en moi. Ma plus grande source d'inspiration aura été votre amour, et votre grande attention qui n'ont cessé de me donner le sourire et m'ont poussé à continuer, en gardant la tête haute lorsque j'ai traversé des moments difficiles.

Annotations

A	: coefficient d'accélération de zone sismique.
A_p	: section d'armature de précontrainte.
BAEL	: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée.
BPEL	: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
CCP	: complément des charges permanentes.
CP	: charges permanentes.
E_{ij}	: module de déformation instantanée au jour j.
E_P	: module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.
E_s	: module de déformation élastique.
f_{bc}	: contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.
f_{bu}	: contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.
f_{cj}	: résistance caractéristique du béton en compression au jour j.
f_{tj}	: résistance caractéristique du béton à la traction au jour j.
g	: accélération gravitationnelle.
G	: charge permanente.
I_0	: moment d'inertie propre.
I_G	: moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
L	: longueur totale de l'élément.
L_c	: longueur chargeable.
l_c	: largeur chargeable.
L_r	: longueur roulable.
l_r	: largeur roulable.
M_M	: moment fléchissant maximal à l'état limite de service.
M_m	: moment fléchissant sous G à l'état limite de service.
M_u	: moment ultime.
N_{bt}	: effort normal dans la partie du béton tendu.
RCPR	: règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
RPOA	: règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.
SETRA	: service d'étude technique des routes et autoroutes.
S_t	: espacement des armatures.

V	: distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure.
V’	: distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure.
VC	: voussoir courant.
VSP	: voussoir sur pile.
y_j	: position du centre de gravité par rapport à Δ.
β	: angle de la surface du remblai sur l’horizontal.
γ	: la masse volumique.
γ	: poids volumique des terres.
σ_M	: contrainte moyenne de compression.
τ_u	: contrainte tangentielle dans le béton.
Φ	: diamètre de la gaine de précontrainte.
φ	: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1. Prédimensionnement des poutres métalliques. 18
Tableau III.2. Pré-dimensionnement des entretoises. 18
Tableau III.3. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs. 20
Tableau III.4. Les dimensions de la section transversale. 22
Tableau III.5. devis estimatif et quantitatif de variante 1 24
Tableau III.6.devis estimatif et quantitatif de variante 2 25
Tableau III.7.devis estimatif et quantitatif de variante 3 26
Tableau IV.1. Les caractéristiques de béton. 31
Tableau IV.2. Les caractéristiques des armatures passives. 31
Tableau IV.3. Les caractéristiques des armatures de précontrainte. 32
Tableau IV.4. Contraintes admissibles à la compression de béton. 32
Tableau IV.5. les modules de déformation longitudinale. 32
Tableau IV.6. Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 33
Tableau IV.7. Estimation du poids total des voussoirs. 34
Tableau IV.8. Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. 34
Tableau IV.9. Caractéristiques du pont. 35
Tableau IV.10. Les classes des ponts routes. 35
Tableau IV.11. Coefficient a1. 37
Tableau IV.12. Valeurs de A(l) pour les 11 cas possibles. 37
Tableau IV.13. Les valeurs de bc. 38
Tableau IV.14. Les valeurs de bt. 39
Tableau IV.15. Les valeurs de δ. 39
Tableau V.1. Evaluation des efforts en situation temporaire. 45
Tableau V.2. Moment et effort tranchant max en ELU et ELS. 47
Tableau V.3. Les valeurs des moments maximums globales. 48
Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau. 52
Tableau VI.2. Position et enrobage des câbles. 52
Tableau VI.3. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. 55
Tableau VI.4. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 56
Tableau VII.1. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. 66
Tableau VII.2. Ferraillage passif des voussoirs. 67
Tableau VIII.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 72
Tableau VIII.2. Les dimensions de l'appareil d'appui. 73
Tableau VIII.3. Déplacement horizontal du tablier. 74
Tableau VIII.4. Déplacement horizontal total au niveau de pile et culée. 75
Tableau VIII.5. Feraillage du dé d'appui. 78

Tableau VIII.6. Modèles des joints Wd.....80
Tableau IX1. Hauteurs des piles.....82
Tableau IX.2. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. 83
Tableau IX.3. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. 83
Tableau IX.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 85
Tableau IX.5. le déplacement dans la direction transversale, lorsque la structure est soumise aux fi= mi*g. 86
Tableau IX.6. force horizontale et le déplacement répartis sur chaque appui.....86
Tableau IX.7. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 87
Tableau IX.8. Combinaison des efforts. 87
Tableau IX.9. Sollicitation les plus défavorables pour la pile-4-. 88
Tableau IX.10. Les dimensions des éléments de la culée. 90
Tableau IX.11. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. 92
Tableau IX.12. Résultats et ferraillage du mur en retour. 93
Tableau IX.13. les résultats des efforts sur la chvétre. 94
Tableau IX.14. Le résultat des combinaisons (plus défavorable). 94
Tableau IX.15. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.....95
Tableau IX.16. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. 95
Tableau IX.17. Nombre de pieux sous la semelle. 95
Tableau IX.18. Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables. 96
Tableau IX.19. La vérification des conditions de la méthode des bielles. 97
Tableau IX.20. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. 99

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. fonctionnement d'un appareil d'appui 6
Figure I.2. L'appareil d'appui fixe.....6
Figure I.3.L'appareil d'appui mobile unidirectionnel.....7
Figure I.4. L'appareil d'appui multidirectionnels.....7
Figure I.5. Décollement de deux d'appui superposés 8
Figure I.6. Distorsion en « S » d'un appareil d'appui.....9
Figure I.7. Cheminement 9
Figure I.8. Décollement et cheminement des plaques de néoprène d'un appareil d'appui par désadhérisation frette/caoutchouc 9
Figure I.9. limite de possibilité de glissement 10
Figure I.10. Corrosion.....10
Figure I.11. L'avantage du béton précontrainte.....11
Figure II.1. Implantation du projet sur google maps. 14
Figure III.1. transversale de pont mixte bipoutre.....17
Figure III.2. Section sur pile. 19
Figure III.3. Section sur clef. 19
Figure III.4. Section d'entretoise. 19
Figure III.5. Notations des dimensions. 20
Figure III.6. la section transversale du voussoire. 21
Figure III.7. Coupe transversale.....22
Figure III.8. section intermédiaire 23
Figure III.9. section variable.....23
Figure III.10. sectiond'about.....23
Figure IV.1.Limitation des contraintes des sections en B.P. 33
Figure IV.2.Numérotation des voussoirs 33
Figure IV.3. Les 11 cas de charge possibles.....36
Figure IV.4. système de chargement Bc. 38
Figure IV.5. Système de chargement Bt. 39
Figure IV.6. Convoi de charge D 240.....40
Figure IV.7. Convoi de charge Mc 120. 40
Figure V.1. Cheminement de la réalisation d'un fléau. 44
Figure V.2. Situation temporaire de construction à considérer. 45
Figure V.3. Situation accidentelle à considérer. 45
Figure V.4. Présentation de modéle.....46

Figure V.5. TMax à l'ELU. 47
Figure V.6. TMax à l'ELS. 47
Figure V.7. MMax à l'ELS. 47
Figure V.8. MMax à l'ELU. 47
Figure V.9. les moment interne au niveau les appuis. 48
Figure VI.1. Tracé en plan des câbles de fléau. 53
Figure VI.2. Tracé en élévation des câbles du fléau. 53
Figure VI.3. Frottements le long du câble lors de la mise en tension. 57
Figure VII.1. Vue en 3D du voussoir courant. 65
Figure VII.2. ferraillage coupe transversale. 67
Figure VII.3. Aciers de bossage. 69
Figure VII.4. Schéma du ferraillage de boussage. 70
Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui. 72
Figure VIII.2. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. 79
Figure VIII.3. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. 79
Figure VIII.4. Joint du type Wd. 80
Figure IX.1. Dimensions de la pile la plus haute. 82
Figure IX.2. Les dimensions des éléments de la culée. 89

INTRODUCTION GENERALE 1
CHAPITRE I. 3
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE 3
INTRODUCTION 4
I.1.GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ART: 4
I.1.1. CLASSIFICATION DES PONTS : 4
I.1.2. LES DIFFERENTS ELEMENTS DU PONT : 5
I.2. LES APPAREILS D'APPUI : 6
I.2.1. GENERALITES : 6
I.2.2.CLASSIFICATION DES APPAREILS D'APPUI : 6
I.2.2.1. Selon critère de déplacement : 6
I.2.2.2. Selon la structure : 7
I.2.3. CRITERES DE CHOIX DES APPAREILS D'APPUI : 8
I.3. LES DESORDRES ENGENDRES AU NIVEAU DES APPAREILS D'APPUI : 8
I.3.1. LES DESORDRES ENGENDRES AU NIVEAU DES APPAREILS D'APPUI AU CAOUTCHOUC FRETTE : 8
I.3.2. LES DESORDRES ENGENDREES AU NIVEAU DES APPAREILS D'APPUI A POT : 10
I.3.3. LES DESORDRES ENGENDREES AU NIVEAU DES APPAREILS D'APPUI METALLIQUE : 10
I.3.3. LES DESORDRES ENGENDREES AU NIVEAU DES APPAREILS D'APPUI EN BA : 10
I.4.DIFFUSION DE PRECONTRAINTE ET LES DESCENTS DE CHARGES: 11
I.4.1. DIFFUSION DE PRECONTRAINTE : 11
I.4.2. LE DESCENT DES CHARGES : 11
I.4.3.L'EFFET DE LA PRECONTRAINTE SUR LES APPAREILS D'APPUI : 11
I.4.4.LES DESORDRES AU NIVEAU DES APPAREILS D'APPUI DUS AUX EFFORTS DE PRECONTRAINTE ET LES DESCENTS DES CHARGES : 12
- au niveau d'appareil d'appui en élastomére frétté : 12
- au niveau d'appareil d'appui à pot : 12
-au niveau d'appareil d'appui métallique : 12
-au niveau d'appareil d'appui en BA : 12
I.5.CONCLUSION : 12
CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 13
II.1. INTRODUCTION 14
II.2. PRESENTATION DU PROJET 14
II.2.1. OBJECTIF ET SITUATION DU PROJET : 14
II.3. LES DONNEES DE PROJET 14
II.3.1. LES DONNEES FONCTIONNELLES 14
II.3.1.1. Tracé en plan 14
II.3.1.2. Profil en long 14
II.3.1.3. Profil en travers 15
II.3.2. LES DONNEES NATURELLES : 15
II.3.2.1. Topographie 15
II.3.2.2. Géotechnique 15
II.3.2.3. Sismicité du site 15

II.3.2.4. La température 15
II.3.2.6. Le vent 15
II.3.2.7. L'humidité 15

II.4. CONCLUSION 16

CHAPITRE III CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT 16

III.1. INTRODUCTION : 17

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES : 17

III.2.1. VARIANTE 1 : « PONT MIXTE BIPOUTRE » 17
III.2.1.1. Conception longitudinale 17
III.2.1.2. Conception transversale 17
III.2.1.3. Les avantages et les inconvenants : 19
III.2.2. VARIANTE 2 : « PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS PREFABRIQUES » 19
III.2.2.1. Coupe longitudinale : 20
III.2.2.2. Conception transversale 20
III.2.2.3 les aventages et les inconvéniants : 21
III.2.3. VARIANTE 3 : « PONT POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE » 21
III. 2.3.1. Conception longitudinale: 21
III.2.3.2. Conception 21
III.2.3.4 les aventages et les inconvéniants : 23

III.3. CONCEPTION D'INFRASTRUCTURE : 23

III.3.1.CONCEPTION DES PILES : 23
III.3.2.CONCEPTION DE CULEE : 23
III.3.3.LES FONDATIONS : 24

III.4. PRE-DIMENSIONNEMENT D'INFRASTRUCTURE : 24

III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF : 24

III.5.1.VARIANTE 1 : « PONT MIXTE BIPOUTRE » 24
III.5.2.VARIANTE 2 : « PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS PREFABRIQUES » 25
III.5.3.VARIANTE 3 : « PONT POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE » 26

III.6. CONCLUSION : 26

CHAPITRE IV 30

CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL 30

IV.1. INTRODUCTION 31

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 31

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 31

IV.3.1. BETON 31
IV.3.2. ARMATURES : 31
IV.3.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES 32
IV.3.3.1. Béton 32
IV.3.3.2.Armatures 33

IV.4. EVATUATION DES ACTIONS 33

IV.4.1 EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC 33

IV.4.1.1.Actions permanentes 33
IV.4.1.2. Action thermique 34
IV.4.2. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC 35
IV.4.2.1. Système de charge à considérer 35
IV.4.2.2. Caractéristiques du pont 35
IV.4.2.3. Système de charge A 36
IV.4.2.4. Système de charge B 37
IV.4.2.5.Coefficient de majoration dynamique 39
IV.4.2.6. Efforts de freinage 40
IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120 40
IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240 40
IV.4.2.9. Surcharges sur trottoirs 41
IV.5. CONCLUSION : 41
CHAPITRE V 42
ETUDE LONGITUDINALE 42
V.1. INTRODUCTION 43
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 43
V.2.2.3. Actions accidentelles 44
V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B 45
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE : 46
V.3.1. PHASES DE REALISATION DU PONT 46
V.3.2. Combinaisons d'action 46
V.4. CONCLUSION 49
CHAPITRE VI 50
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 50
VI.1. INTRODUCTION 51
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU 51
VI.2.1. DETERMINATION DU NOMBRE DES CABLES DU FLEAU 51
VI.2.2. POSITION ET ENROBAGE DES CABLES : 52
VI.2.3. TRACE DES CABLES EN PLAN 53
VI.2.4. TRACE DES CABLES EN ELEVATION 53
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE 54
VI.3.1. DETERMINATION DU NOMBRE DES CABLES DE CONTINUITE EN TRAVEE INTERMEDIAIRE 54
VI.3.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE EN TRAVEE DE RIVE 56
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 56
VI.4.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES 56
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement 57
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage 57
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension 58
VI.4.2. PERTES DE TENSION DIFFEREES 58
VI.4.2.1. Pertes par retrait 58
VI.4.2.2. Pertes par fluage 59

VI.4.2.3. Pertes par relaxation 59
VI.4.2.4. Pertes différées totales 59
VI.4.3. Exemple de calcul des pertes 60

CHAPITRE VII 64

ETUDE TRANSVERSALE 64

VII.1. INTRODUCTION 65

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 65

VII.2.1. MODELISATION 65
VII.2.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS 65
VII.2.3. RESULTATS 66

VII.3. FERRAILLAGE 66

VII.3.1. EXEMPLE DE FERRAILLAGE DE L'HOURDIS SUPERIEUR 66
VII.3.2. FERRAILLAGE PASSIF DU VOUSSOIRS 67

VII.4. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE 67

VII.4.1. DISPOSITION REGLEMENTAIRE SELON B.P.E.L 68
VII.4.1.1. Effet de surface 68
VII.5.1.2. Effet d'éclatement 68
VII.5.2. ETUDE DE BOSSAGE 69

VII.6. CONCLUSION 70

CHAPITRE VIII 71

EQUIPEMENT DU TABLIER 71

VIII.1. INTRODUCTION 72

VIII.2. APPAREIL D'APPUI 72

VIII.2.1. EVALUATION DES EFFORTS NORMAUX APPLIQUES SUR LES APPAREILS D'APPUIS 72
VIII.2.2. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI 72
VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T : 73
VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes : 73
VIII.2.3. EVALUATION DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS HORIZONTAUX 74
VIII.2.3.1. Actions statiques : 74
VIII.2.3.2. Actions dynamiques : 74
VIII.2.3.3. Déplacement horizontale : 74
VIII.2.4. VERIFICATIONS DU DIMENSIONNEMENT 75
VIII.2.4.1. Résistance à la compression : 75
VIII.2.4.2. Sécurité au flambement 75
VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion : 76
VIII.2.4.4. Condition de non glissement : 76
VIII.2.4.3. Contrainte de cisaillement due a l'effort normal : 77

VIII.3. DES D'APPUIS 77

VIII.3.1. DIMENSIONNEMENT DES DES D'APPUIS AU NIVEAU DE LA PILE 77
VIII.3.2. DIMENSIONNEMENT ET FERRAILLAGE DES DES D'APPUIS AU NIVEAU DE LA CULEE 77
VIII.3.3. Ferraillage des dés d'appuis : 77
VIII.4.1. DIMENSIONNEMENT 79
VIII.4.2. TYPE DE JOINT 80

CHAPITRE IX 81
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 81
IX.1. INTRODUCTION 82
IX.2. ETUDE DE LA PILE 82
IX.2.1. CONCEPTION DE PILE: 82
IX.2.2. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K 83
IX.2.3. ETUDE SISMIQUE 83
IX.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 83
IX.2.3.2. Méthode de calcul 84
IX.2.3.3. Seisme longitudinale : 84
IX.2.3.4. Seisme transversale : 85
IX.2.3.5. Seisme verticale 86
IX.2.3.6. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 87
IX.2.4. DESCENTE DES CHARGES 87
IX.2.4.1. Efforts dus à la pile et au tablier 87
IX.2.4.2.Combinaison des efforts 87
IX.2.5. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE VIS-A-VIS DE FLAMBEMENT 88
IX.2.6.1. Sollicitations les plus défavorables 88
Les détails sont représentées dans l'annexe D. 88
IX.2.6.2. La section d'acier : 88
IX.5. ETUDE DE LA CULEE 89
IX.5.1. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE 89
IX.5.2. STABILITE DE CULEE : 90
IX.5.3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE 90
IX.5.3.1. Ferraillage du mur garde grève 90
IX.5.3.2. Dalle de transition 91
IX.5.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition 92
IX.5.3.4. Mur en retour 93
IX.5.3.5. Chevétre : 94
IX.5.3.5. Voiles : 94
IX.7. CONCLUSION 100
CONCLUSION GENERALE 101
BIBLIOGRAPHIE 103
PFE 103
BIBLIOGRAPHIE 105
MASTER 105

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tels que : les ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,..), artificiel (barrages,…) ou une autre voie de circulation.

Le but de mon travail vise à présenter, ci-après, la conception et l'étude d'un pont d'une longueur de 280 m situé au niveau de ghar el baz RN43 (TAZA) jijel ,qui a été réalisée par « **SAPTA** ».

Ce présent mémoire est divisé en ces parties principales :

- La première partie est une initiation à la recherche, qui traite les effets de la précontrainte et le descend des charges sur les appareils d'appui ;
- La deuxième partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception ;
- L'étape qui suit est celle de l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage ;
- La pénultième partie a été focalisé en l'étude du tablier et leurs équipements;
- La dernière partie a été consacrée à l'étude de l'infrastructure.

On achève ce travail par une conclusion générale .

CHAPITRE I.

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable. A ce titre, on se doit d'apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre.

Cette revue bibliographique traite d'influence de l'effort de précontrainte et la descente des charges sur les appareils d'appui ainsi que les désordres engendrées.

Dans ce chapitre on présente une modeste revue bibliographique sur les types des ponts et aussi les types des appareils d'appui, après on va entamer les différents désordres produits.

I.1.Généralités sur les ouvrages d'art:

Un ouvrage d'art est une construction de grandes dimensions dont l'étude et la réalisation nécessitent des moyens exceptionnels faisant largement appel aux connaissances et au savoir-faire du génie civil.

A titre d'exemple, on peut citer les types d'ouvrages tels que : **les ponts** .

Le terme pont est communément utilisé pour qualifier une structure reliant deux points séparés par une dépression ou par un obstacle – que ceux-ci soient naturels (cours d'eau, vallée, bras de mer) ou créés par l'homme (route, chemin de fer, canal, rivière).

I.1.1. Classification des ponts :

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

Selon la forme, la conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes :

- **Ponts voûtés :**

  Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits pour les portées faibles en pierre pendant plus de 1 500 ans, puis le béton armé a supplanté la pierre, mais bientôt les ponts métalliques, autorisant de plus grandes portées. [6]

- **Pont en arc :**

  Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparurent les ponts en arc. Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire). Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes. Le pont en arc associe la compression à la flexion. [6]

- **Ponts suspendus :**

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. [6]

- **Ponts haubanés :**

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, et câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction. [6]

- **Ponts caisson:**

La coupe transversale se présente sous forme d'un caisson à deux âmes travaille au flexion et torsion. Selon le mode de construction, on distingue :

• Les ponts caissons mis en place par poussage unilatéral ou bilatéral (portée principale usuelle comprise entre 35 et 65 m).

• Les ponts caissons construits en encorbellement, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m, mais dont le domaine d'emploi s'étend jusqu'à 200 m de portée principale. [6]

- **Ponts à poutres en béton précontraint :**

Ponts à poutres en béton précontraint : Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m. La panoplie des solutions comporte :

• Les dalles nervurées, qui ne peuvent être construites que sur cintre, et dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètres.

• Les ponts à poutres précontraintes par post-tension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m. [6]

- **Ponts mixtes acier/béton :**

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. [6]

- **Ponts métalliques :**

Les poutres métalliques peuvent être positionnées sous la chaussée ou de part et d'autre de celle-ci. Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée. Les poutres caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les poutres à âme pleine. Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures. [6]

I.1.2. Les différents éléments du pont :

Il y a deux parties dans les ponts :

- Superstructure : elle comporte du tablier qui comprend une ou des travées qui sont comprises entre les piles ou entre une pile et une culée, et leurs équipements.

Le tablier peut étre construit en béton armé ou en béton précontrainte et peut étre en charpente métalique

- Infrastructure : elle comporte les appuis (les piles, les culées), les fondations(profonde, superficiel) et les pieux.

Les deux parties sont très importants selon leur fonctionement, et pour assurer la liaison entre les deux on fait l'appelle au appareils d'appui.

I.2. les appareils d'appui :

I.2.1. Généralités :

Les appareils d'appui sont des éléments mécaniques utilisés pour transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation routière, et permettre les mouvements de rotation (effets des charges et des déformations différées du béton), ainsi que permettre les déplacements relatifs entre les deux parties suite aux effets de variations de longueurs de l'ouvrage (effet thermique, retrait, fluage, freinage, …). [4]

Certains appareils d'appui, peuvent prendre en compte des actions sismiques sans modification du concept, sinon il s'agit de dispositifs très spécifiques.

Certains appareils d'appui peuvent intégrer une fonction anti-soulèvement dans le cas d'ouvrages dont les travées de rive peuvent avoir une réaction d'appui vers le haut sous certains cas de charges. [4]

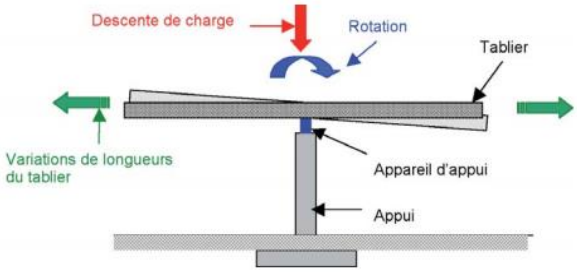


Figure I.1- fonctionnement d'un appareil d'appui

I.2.2.Classification des appareils d'appui :

I.2.2.1. Selon critère de déplacement :

On distingue 3 types des appareils d'appui :

- **Fixes :**

Sont des dispositions qui permettent les rotations sur appui mais ne permettent pas les déplacements. [4]

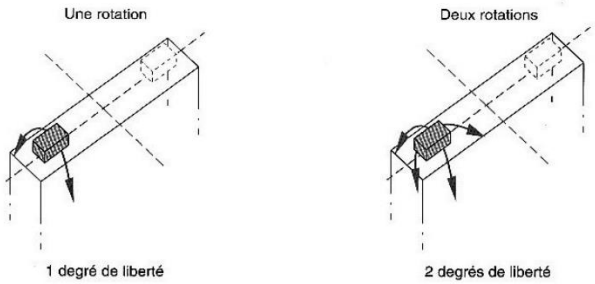


Figure I.2- L'appareil d'appui fixe

- **Mobiles unidirectionnels :**

Ce type des appareils d'appui permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements mais dans une seule direction. [4]

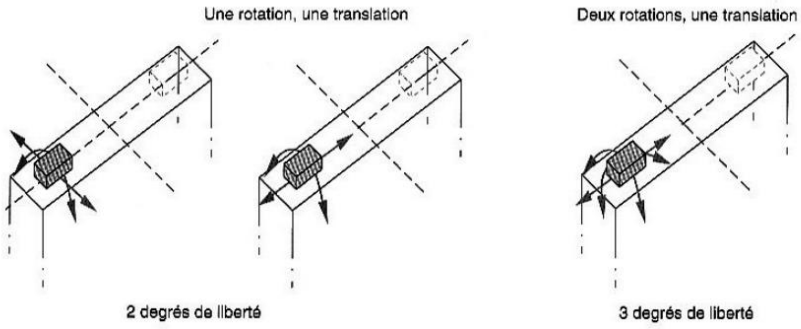


Figure I.3- L'appareil d'appui mobile unidirectionnel

- **Mobiles multidirectionnels :**

Ils permettent les rotations sur appui et les déplacements dans toutes les directions. [4]

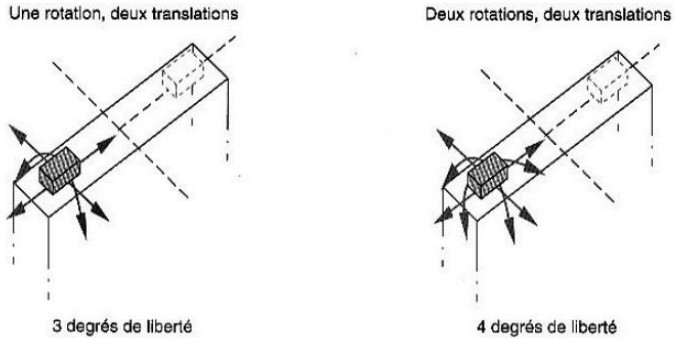


Figure I.4. L'appareil d'appui multidirectionnels

La norme NF EN 1337-1 propose une autre forme de classement que nous présentons ici à titre d'information car elle ne nous parait pas d'une grande utilité. Elle distingue les 4 catégories suivantes :

- **Catégorie 1 :** appareils d'appui à rotation complète,
- **Catégorie 2 :** appareils d'appui à rotation axiale,
- **Catégorie 3 :** appareils d'appui sphériques et cylindriques où la charge horizontale est reprise par la surface de glissement courbe,
- **Catégorie 4 :** tous les autres appareils d'appui. [4]

I.2.2.2. Selon la structure :

Les fabricants de ces produits ont plus l'habitude de partir du concept (tout en soulignant que les possibilités de fonctionnement de ces produits peuvent se combiner). Si on se base sur cette approche de présentation, on va trouver les différents types de produits suivants :

- Appareils d'appui métalliques

- Appareils d'appui en élastomère frette
- Appareils d'appui à pot
- Appareils d'appui en béton [4]

I.2.3. critéres de choix des appareils d'appui :

Le choix des appareils d'appui depend de plusieurs facteurs et critéres (descend de charges verticales, coùt, type de pont…)

-Pour les appareils d'appui en élastomère, il sont utilisés pour des charges verticales généralement inférieures à 18000 kN. C'est la capacité de déformation de l'appareil d'appui qui confère les mouvements acceptables. La charge admissible diminue lorsque les mouvements augmentent.

-Les appareils d'appui à pot permettent de reprendre des charges verticales très importantes (Les capacités courantes vont de 5 000 à 30 000 kN, mais d'autres capacités sont possibles).La déformation de l'élastomère définit la capacité en rotation (jusqu'à 30 mrad).

-Pour les appareils d'appui métallique, ils sont spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, mais dont l'emploi est de plus en plus rare pour des raisons de coût et d'entretien.

-Et pour les appareils d'appui en BA, on va rencontrer ce type d'appareil d'appui sur des ouvrages relativement anciens. [4]

I.3. les désordres engendrés au niveau des appareils d'appui :

Au cours du temps, les appareils d'appui subit aux plusieurs déformations et des efforts parasites à cause des plusieurs désordres fréquents engendrés par des plusieurs facteurs (naturelles, structurales … etc).

Et pour ça, on va citer les désordres fréquentes engendrées au niveau de chaque appareil d'appui.

I.3.1. les désordres engendrés au niveau des appareils d'appui au Caoutchouc fretté :

- **Décollement de deux d'appui superposés** : C'est le cheminement d'une partie d'appareils d'appui sur l'autre, cet désordre apparait dans les appareils d'appui qui sont situés sous un tablier en béton précontraint de grande longueur, ils sont engendrées à cause des effets de cisaillement (dus aux efforts horizontales) et collage insuffisant des deux appareils d'appui. [2]

Figure I.5. Décollement de deux d'appui superposés

- **Distorsion en « S » d'un appareil d'appui** : ils sont toujours accompagnés d'une déformation irréversible des frettes due au sous-estimation du déplacement relatif entre les deux consoles. Cette désordre produit dans les appareils qui sont situés au droit d'un joint cantilever entre deux consoles en béton précontraint. [2]

Figure I.6. Distorsion en « S »

- **Cheminement** : c'est le diviation de l'appareil de leur position initial, ils se produisent dans les appareils d'appui situés au centre d'une ligne d'appui sur culée d'un pont-dalle en béton armé, et c'est due au mauvaise répartition latérale des descentes de charges sur culée, et aussi liée au défaut de prise en compte de l'effet transversal du gradient thermique à la conception. [2]

Figure I.7. Cheminement

- **Décollement et cheminement des plaques de néoprène d'un appareil d'appui par désadhérisation frette/caoutchouc** : Cet appareil d'appui en caoutchouc fretté, situé sous un tablier en béton précontraint est prévu pour être glissant, c'est causé par un mauvais fonctionnement de la plaque de glissement. [2]

Figure I.8. Décollement et cheminement des plaques

I.3.2. les désordres engendrées au niveau des appareils d'appui à pot :

- **limite de possibilité de glissement :** due aux Renversements de la culée fondée sur pieux de grande longueur dans un massif en grand glissement. [2]

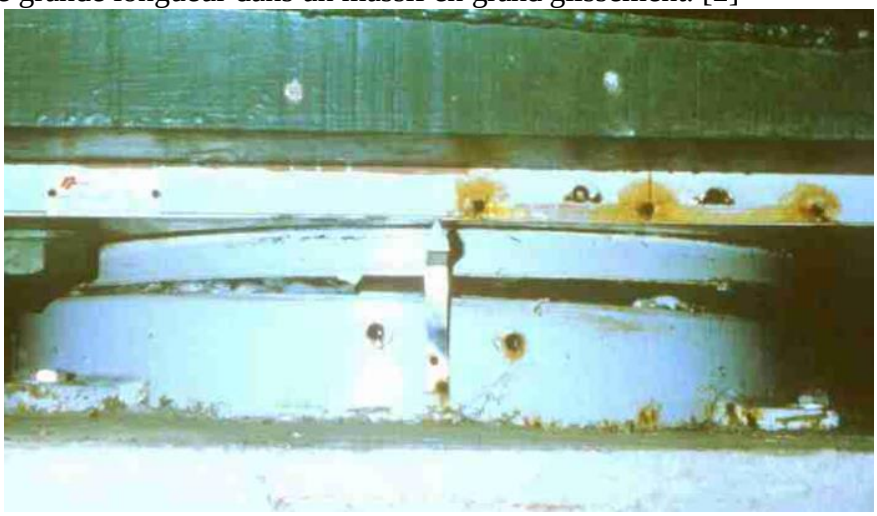


Figure I.9. limite de possibilité de glissement

I.3.3. les désordres engendrées au niveau des appareils d'appui métallique :

- **la corrosion :** ils apparaissent fréquemment au niveau du culée due au Défaut d'entretien (peinture + graisse) [2]

Figure I.10. Corrosion

I.3.3. les désordres engendrées au niveau des appareils d'appui en BA :

- **Fissuration d'un rouleau** : dus aux efforts de compression excessif.
- **Eclatement de béton** : dus aux :

  - une insuffisance d'épaisseur d'enrobage.

  - la poussée exercée par l'oxydation des armatures sur le béton d'enrobage, consécutive à la porosité du béton. [5]

I.4.Diffusion de précontrainte et les descents de charges:

I.4.1. Diffusion de précontrainte :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais peu, et surtout aléatoirement, à la traction. Il est donc intéressant de construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans des zones où les charges extérieures développent des tractions de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de fissurer) et donc résistant à tout cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte. [3]

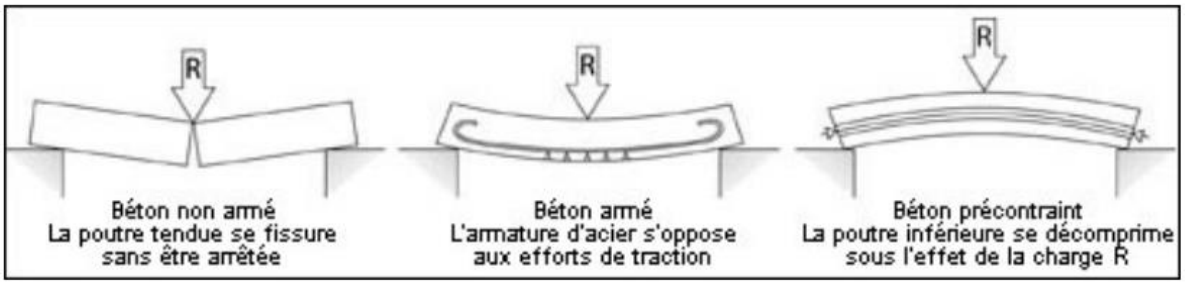


Figure I.11. L'avantage du béton précontrainte.

I.4.2. le descent des charges :

Les charges réglementaire sont en général de:

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

I.4.3.l'effet de la précontrainte sur les appareils d'appui :

Le tracé géométrique de la précontrainte est normalement choisi de sorte qu'une partie de l'effort tranchant soit reprise directement par l'inclination des câbles. Si la précontrainte est considérée comme une action externe, un effet favorable correspond à l'effort tranchant découlant des forces de déviation. Par contre, si la précontrainte est considérée comme un état d'autocontraintes, cet effet correspond à la composante transversale de la force de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre. Les deux approches mènent bien entendu à des résultats identiques.[3]

La force précontrainte se dévise en deux efforts : effort tangentiel et effort normale :

$$N_p = Pcos(\alpha)$$

$$V_p = Psin(\alpha)$$

Où :

N_p : Composante normale de la force de précontrainte.
V_p : Composante verticale de la force de précontrainte.
P : effort de la précontrainte.
α : l'angle entre le câble et l'axe de la poutre.

I.4.4.les désordres au niveau des appareils d'appui dus aux efforts de précontrainte et les descents des charges :

L'augmentation de descent des charges et les défauts au niveau les cables de précontrainte peut induit au des désordres dangereux peut résutent la rupture de la structure :

- au niveau d'appareil d'appui en élastomére frétté :

- Eclatement des bossages.
- Gerçures.
- Pincement et baillement. [1]

- au niveau d'appareil d'appui à pot :

- Extrusion du caoutchouc.
- Rupture d'encrage.
- Déformations irréversibles et fissures. [1]

-au niveau d'appareil d'appui métallique :

- Aplatissement de rouleaux.
- Rupture d'encrage. [1]

-au niveau d'appareil d'appui en BA :

- Plastification du béton.
- Eclatement du béton.
- Rupture des frettes. [1]

I.5.Conclusion :

Dans ce chapitre, l'étude porte sur des généralités des ouvrage d'art avec les types des ponts. Méme aussi sur les éléments du pont, puis sur les types appareils d'appui en donnant les différents désordres les très fréquentes pour chaque type , après on a spécifié sur les désordres engendrées par la descente des charges et la précontrainte.

D'après cette recherche bibliographie, on remarque que l'effort de précontrainte n'a pas beaucoup d'influence sur l'appareil d'appui. Par contre, la descente des charges influence plus beaucoup sur l'appareil d'appui car elle influence directement sur les appareils d'appui (charge verticale).

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L’OUVRAGE

II.1. Introduction

Dans le domaine des travaux publics, avant d'entamer la conception d'un ouvrage il doit d'abords satisfaire un nombre de contraintes fonctionnelles, des contraintes naturelles et des contraintes topographiques. Ces contraintes seront présentées dans ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif et situation du projet :

L'ouvrage GHAR ELBAZ est de 260m de longueur, construit en parallèle des grottes préhistoriques éponymes, contribuera à fluidifier le trafic routier sur cette route nationale qui enregistre une circulation dense notamment durant la saison estivale, situé sur la route nationale (RN 43) reliant la commune de Jijel à celle de Ziama Mansouriah.

Figure II.1. Implantation du projet sur google maps.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces ponts caractéristique.

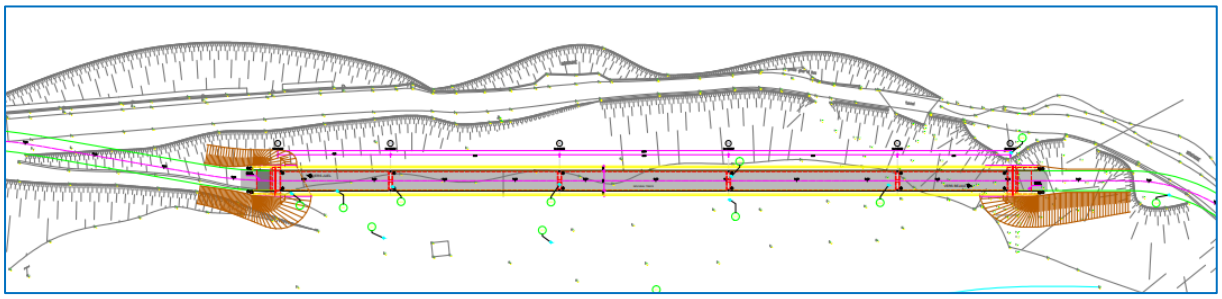


Figure II.2. tracé en plan de l'ouvrage.

II.3.1.2. Profil en long

il s'agit d'une coupe suivant le plan vertical passant par l'axe du tracé avec une longueur de 260 m.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Notre ouvrage comporte 2 voies de circulation.

- Largeur roulable Lr=7m (3,5m pour chaque voie).
- Nombre de voies de circulation = 2 voies.
- Largeur des trottoirs = 1,7m.

II.3.2. Les données naturelles :

II.3.2.1. Topographie

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

II.3.2.2. Géotechnique

Pour notre cas l'étude géotechnique a conclu que les pieux sont recommandés pour l'ensemble des appuis (piles et culées).
(les détails sont représentées dans l'annexe E).

II.3.2.3. Sismicité du site

La région de JIJEL est classée en zone II-a, zone de moyenne sismicité.
(la carte sismique est présentée dans l'annexe E).

II.3.2.4. La température

Les effets de la température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appuis. D'après les régles de RCPR, on adopte :

Le gradient thermique : ΔT ($\Delta\Theta$) = ± 7°C (ouvrage en béton)

une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C (Nord d'Algérie)

II.3.2.5. La neige

Dans la ville de jijel, les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

II.3.2.6. Le vent

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges RCPR

2.00KN/m^2 pour les ouvrages en service.

1.25KN/m^2 pour les ouvrages au cours de construction.

II.3.2.7. L'humidité

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50% à70%. La présence de poussière et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

Pour la région de jijel l'humidité ambiante varie entre 65% et 85%.

II.4. CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre, l'ensemble des données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage. Ces données nous aident à faire une meilleure conception de l'ouvrage.

CHAPITRE III
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION :

La conception d'un pont est un long travail d'études visant à concilier diverses contraintes dont l'importance varie selon les projets : données naturelles du franchissement, données fonctionnelles de la voie portée, procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts, délais…etc.

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur qui possédé une bonne connaissance des divers. Types d'ouvrages, de leur prédimensionnement et de leurs subjections d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle.

III.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes :

III.2.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre »

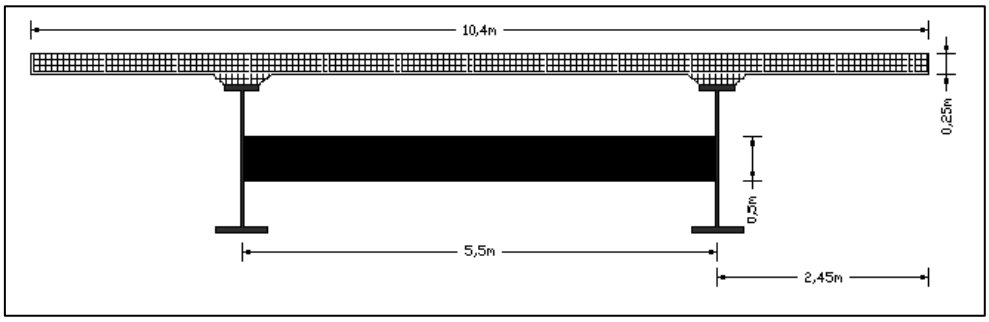
Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

III.2.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de cinq travées principales de 40 m de longueur et deux travées de rives de 30 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 260 m.

III.2.1.2. Conception transversale

Le tablier est de largueur égale à 10.4 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises.



Figures III.1 Coupe transversale de pont mixte bipoutre.

$1.5\ m \leq L \leq 0.55\ L_{tablier}$ →On opte pour : **L = 5.5 m**, par conséquence **b = 2.45 m**.

- **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau III.1 Prédimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé D	200 à 240 mm	250 en centre du tablier 340 au droit des poutres principales
Hauteur du poutre	L/22 à L/25	1700
Epaisseur de l'âme	$e_a \geq 0{,}005 \times d$	30
Epaisseur semelle supérieure	$25 \leq e_s \leq 150$	60
Largeur semelle inferieure sur pile	$500mm \leq L_i \leq 12\ 00$ mm	800
Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq L_s \leq 1\ 000$ mm	600
Largeur semelle inferieure à la clef	$500mm \leq L_i \leq 12\ 00$ mm	600
Largeur semelle supérieure à la clef	$400mm \leq L_s \leq 1\ 000$ mm	400
Epaisseur de la semelle inferieure	$25 \leq e_i \leq 150$	60

- **Conception des entretoises**

Les entretoises sont des poutres secondaires en I**,** relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE400 avec un espacement de 8 mètres (6m ≤Espacement≤ 8m) , et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans la ***figure 2***.

Tableau III.2. Pré-dimensionnement des entretoises.

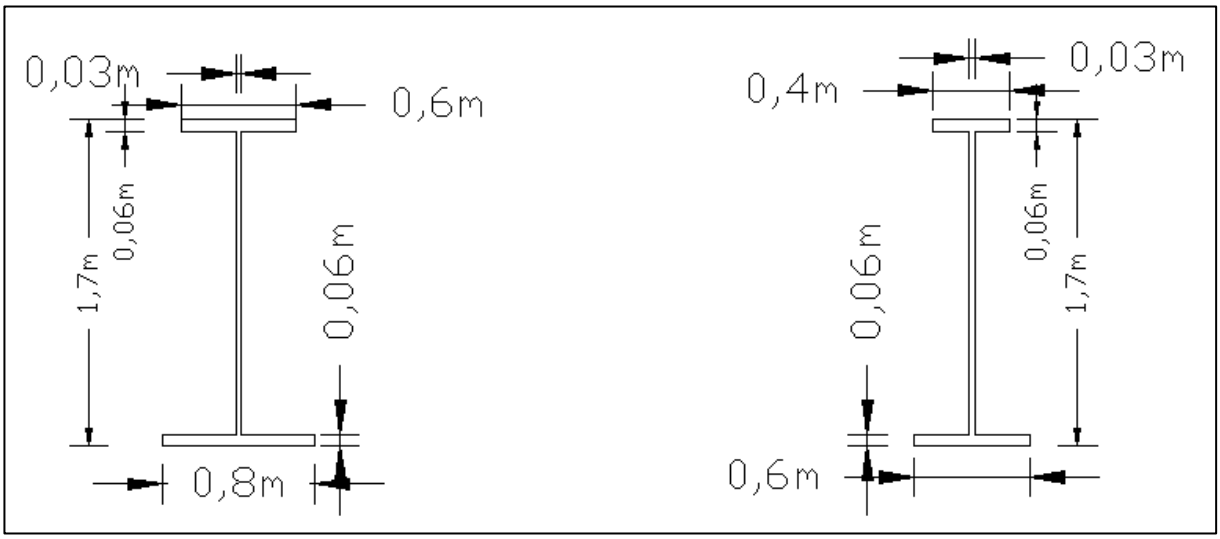
Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	500
Largeur de la semelle b	200
Epaisseur de la semelle t_f	20
Epaisseur de l'âme t_w	12

- **Choix de la nuance d'acier**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

- **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.



FigureIII.2. Section sur pile **FigureIII.3 Section sur clef**

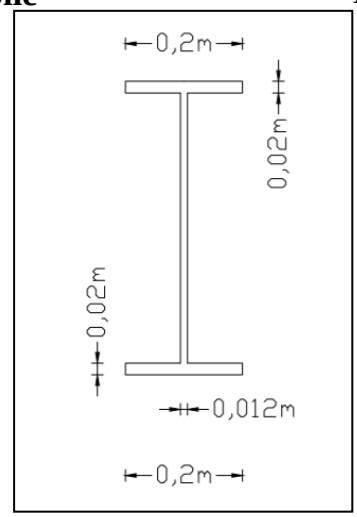


Figure III.4 Section d'entretoise

III.2.1.3. Les avantages et les inconvenants :

- **Les avantages :**

-La rapidité d'exécution

-La possibilité de franchir des grandes portées

-la qualité architecture adapte avec l'environnement

-Légèreté du tablier qui permet de réduire les appareils d'appui

-Permet les espaces libres au niveau du tablier.

- **Les inconvenants :**

- Entretien périodique

-les prix sont élevées

III.2.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

Les ponts en voussoir sont, en général, construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabricaton, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles ; ces voussoirs sont fixés, à l'aide des câbles de précontrainte,

symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construire. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de ta pile considérée. Nous dirons qu'on a construit un fléau, lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

III.2.2.1. Coupe longitudinale :

Pour cette variante, on a choisit 3 travées de 60m avec 2 travées de rive de 40m, pour une longueur totale de 260m

❖ **Découpage des voussoirs**

Il dépend des moyens du transport, on prend :

- **2.5 m** pour les voussoirs courants.
- **2.5 m** pour les voussoirs sur piles.
- **1.25m** pour les voussoirs sur culée.
- **2.5m** pour les voussoirs de clavage.

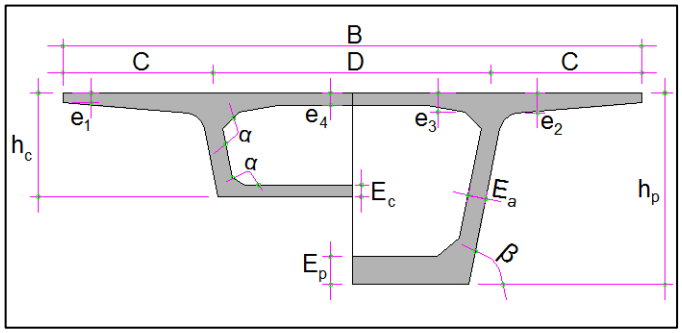


Figure III.5. Notations des dimension

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 105**.

- ✓ 4 voussoirs sur pile ;
- ✓ 5 voussoirs de clavage ;
- ✓ 94 voussoirs courants ;
- ✓ 2 voussoirs sur culée.

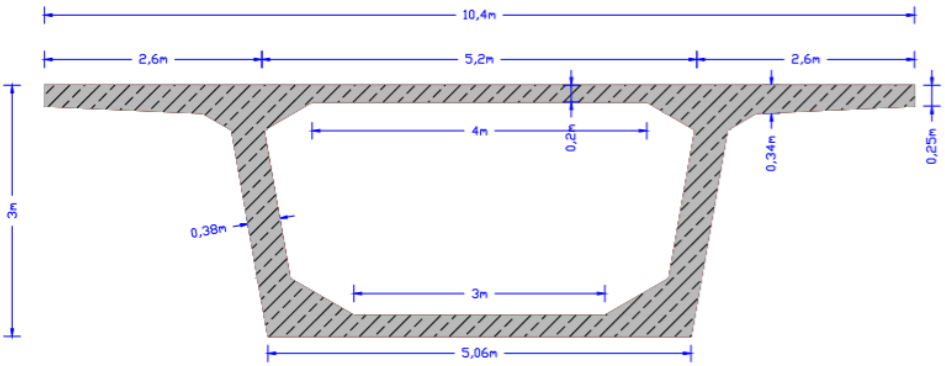
III.2.2.2. Conception transversale

❖ **Pré-dimensionnement de la section transversale**

le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La ***figure 2*** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

TableauIII.3. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$	300 cm
Largeur de voussoir	B	1040 cm
C	B/4	260 cm
D	B-2C	520 cm
e_1	$e_1 \geq 20$ à 25 cm	25 cm
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	34 cm
e_3	$e_3 > e_2 - 10$ cm et $e_3 > 1,5\ e_4$	40 cm
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	β	80°
e_a	$e_a \geq 0,26 + L/500$	38 cm
$e_c = e_p$	$e_c \geq (18cm, 3\phi, e_a/3)$	25 cm
Gossier supérieure	$30° < \alpha < 45°$	30°
Gossier inférieure	$30° < \alpha < 45°$	30°



FigureIII.6. la section transversale du voussoire.

III.2.2.3 les aventages et les inconvéniants :

❖ les aventages:

- une qualité esthétique incontestable.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction.

❖ les inconveniants:

- Le poids est très important.
- Entretien est ardu après les grands dégâts (ex :seisme…).
- La réalisation et l'entretien demandent des mains d'ouvres très qualifiés.

III.2.3. Variante 3 : « Pont poutre en béton précontrainte »

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de pont permet d'atteindre des portées importantes de 30 à 50 mètres.

Les poutres sont solidarisées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux exûémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui : ces dernières assurent la reprise des moments d'encastrement en torsion des pouûes et permettent le relevage du tablier à l'aide de vérins afin de changer, lorsque nécessaire, les appareils d'appui.

III. 2.3.1. Conception longitudinale:

On propose dans cette variante un pont de 8 travées de longueur 32.5m.

III.2.3.2. Conception transversale

❖ **Pré-dimensionnement de la section transversale**

Les dimensionnement de la section transversale sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4. Les dimensions de la section transversale.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle	18cm à 20cm	20 cm
Distance entre l'extrémité de la dalle et l'axe de poutre de rive	b	0.95m
Entreaxe des poutres de rive	L_a=L-2b	8.5m
Distance entre les poutres λ	1.3m à 2.5m	1.7m
Nombre des poutres	$\frac{L_a}{\lambda}+1$	6 poutres
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{22} \leq H \leq \frac{L}{20}$	1.5m
Largeur de la membrure supérieure b	$\geq 1.2m$	1.4m
Epaisseur de la membrure supérieue	12 à 15 cm	15 cm
Epaisseur de l'àme	30 à 35cm	35 cm
Largeur de talon	60 à 90cm	70 cm
Hauteur de talon	10 à 20 cm	20 cm
Epaisseur de l'hourdis	16 à 25 cm	25cm
Epaisseur d'entretoise	25 à 30cm	30 cm

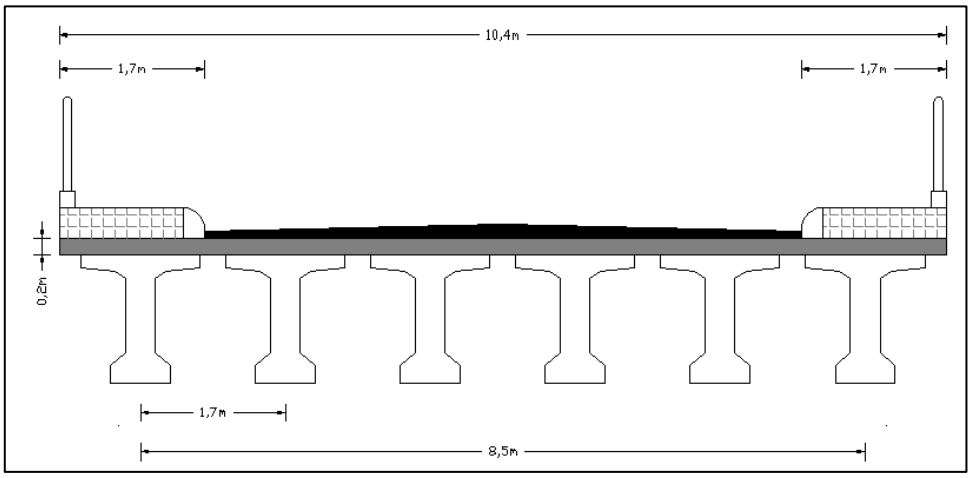
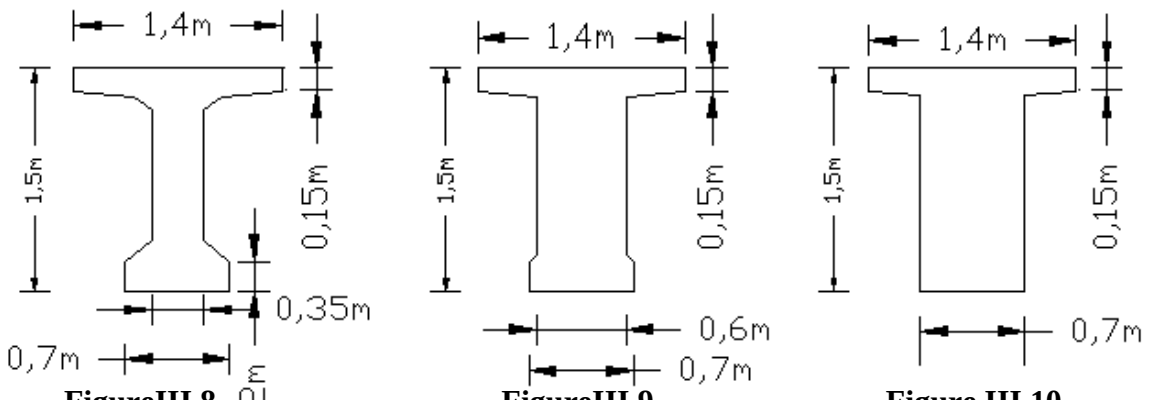


Figure III.7. Coupe transversale



FigureIII.8. **Section intermédiaire** **FigureIII.9** **Section variable** **Figure III.10.** **Section d'about**

III.2.3.4 les aventages et les inconvéniants :

❖ les aventages:

- faible d'entretien.
- la rapidité d'éxecution avec fabrication en paralléle.
- Les conditions du contrôle sont beaucoup plus faciles.

❖ les inconveniants:

- la qualité esthétique ne s'adapte pas avec l'environnement.
- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation+pile) importante.

III.3. Conception d'infrastructure :

III.3.1.Conception des piles :

Les piles sont des appuis ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu' au sol de fondations, la conception des piles est tributaire du type et mode de construction du tablier et aussi les fondations. et bien sur les contraintes naturelles ou fonctionnement liées au site. Parmi les critères de conception des piles:

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.
- Les contraintes naturelles du site.
- Mode d'exécution des fondations et liaison avec le tablier.

III.3.2.Conception de culée :

La culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appuis. On distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées.
- Les culées remblayées.

III.3.3.Les fondations :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui reçoivent les charges à partir le tablier qui transmettent par les piles , et ces fondations reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison, parmi les types courants des fondations il y a : les fondation superficielles et les fondations profondes .

III.4. Pré-dimensionnement d'infrastructure :

Les pré-dimensionnement d'infrastructure des 3 variantes sant présentées dans l'annexe D.

III.5. Devis estimatif et quantitatif :

III.5.1.Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre »

Tableau III.5. devis estimatif et quantitatif de variante 1

Matériau			**Tonnage (t)**	**Volume (m^3)**	**Prix unitaire (DA/m^3) (DA/kg) (DA/ml)**	**Prix (DA)**
Béton	Dalle		-	676	23 000	15 548 000.00
	Piles		-	1120.8	18 000	20 174 400.00
	Culées		-	540.48	18 000	9 728 640.00
	Semelles		-	2225.77	18 000	40 063 896.00
	Pieus		-	3221.64 ml	55 000	177 190 200.00
Acier passif	Dalles	V_{dalle}***0.16**	108.136	-	130	14 060 800.00
	Piles	V_{pile}***0.18**	201.74	-		26 226 720.00
	Culées	$V_{culée}$***0.18**	97.29	-		12 647 232.00
	Semelles	$V_{semelle}$***0.12**	267.09	-		34 722 043.20
PRS			457.39	-	450	205 825 908.60
					Prix totale (DA)	**556 187 839.80**

III.5.2.Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

Tableau III.6. devis estimatif et quantitatif de variante 2

Matériau			Tonnage (t)	Volume (m^3)	Prix unitaire (DA/m^3) (DA/kg) (DA/ml)	Prix (DA)
Béton	Voussoir		-	1841.8	32 000	58 937 600.00
	Pile		-	721.2	18 000	12 981 600.00
	Culée		-	406.6	18 000	7 318 800.00
	Semelle		-	2264.65	18 000	40 763 736.00
	Pieu		-	3250 ml	55 000	178 750 000.00
Acier passif	Voussoir	$\mathbf{V_{voussoir}*0.13}$	313.11	-	130	40 703 780.00
	Pile	$\mathbf{V_{pile}*0.18}$	129.82	-		16 876 080.00
	Culée	$\mathbf{V_{culée}*0.18}$	73.19	-		9 514 440.00
	Semelle	$\mathbf{V_{semelle}*0.12}$	271.76	-		35 328 571.20
Acier actif		$\mathbf{V_{voussoir}*0.05}$	92.09	-	420	38 677 800.00
					Prix totale (DA)	**439 852 407.20**

III.5.3.Variante 3 : « Pont poutre en béton précontrainte »

Tableau III.7. devis estimatif et quantitatif de variante 3

Matériau			Tonnage (t)	Volume (m^3)	Prix unitaire (DA/m^3) (DA/kg) (DA/ml)		Prix (DA)
Béton	Poutres		-	1451.34	32 000	DA/m^3	46 442 880.00
	Hourdis		-	540.8	23 000		12 438 400.00
	Pile		-	826.70	18 000		14 880 551.17
	Culée		-	445	18 000		8 010 000.00
	Semelle		-	2684.64	18 000		48 323 520.00
	Pieu		-	3400	55 000	DA/ml	187 000 000.00
Acier passif	Poutres	$\mathbf{V_{poutre}*0.12}$	174.16	-	130	DA/kg	22 640 904.00
	Hourdis	$\mathbf{V_{hourdis}*0.22}$	81.12	-			10 545 600.00
	Pile	$\mathbf{V_{pile}*0.18}$	148.81	-			19 344 716.52
	Culée	$\mathbf{V_{culée}*0.18}$	80.1	-			10 413 000.00
	Semelle	$\mathbf{V_{semelle}*0.12}$	322.16	-			41 880 384.00
Acier actif		$\mathbf{V_{poutre+hourdis}*0.04}$	79.69	-	420	DA/kg	33 467 952.00
Prix totale (DA)				**455 387 907.69**			

III.6. CONCLUSION :

D'après le pré-dimensionnement des 03 variantes et devis estimatif et quantitatif de celles-ci on conclue que la solution la plus avantageuse c'est :

Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs qui fera l'object d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE IV

CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

Le pont doit être capable de résister dans le durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage , ainsi que les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts-routes.

IV.2. NORMES et regles DE CALCUL

1. **B.A.E.L 91 modifiées 99** : calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites .
2. **RCPR** : définition les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
3. **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
4. Document **SETRA**.
5. Document **BPEL.**

IV.3. Caractéristiques des matériaux

IV.3.1. Béton

Tableau IV.1. Les caractéristiques de béton.

	Dosage	f_{c28}	f_{t28}
La superstructure	450 kg/m^3 de ciment CPA42,5	45 MPa	3.3 MPa
L'infrastructure	350 kg/m^3 de ciment CPA42,5	30 MPa	2.4 MPa
$\boldsymbol{\rho_{béton} = 25\text{kN}/m^3}$			

IV.3.2. Armatures :

Tableau IV.2. Les caractéristiques des armatures passives.

Armatures passives	
Nuance d'acier	**HA Fe E500**
La limite d'élasticité	**500MPa**
Modules de la déformation élastique	**200GPa**

Tableau IV.3. Les caractéristiques des armatures de précontrainte.

Armatures de précontrainte	
Type de torons	**15T15**
Résistance ultime	**1 860 MPa**
Limite élastique	**1674 MPa**
Module d'élasticité	**190000 MPa**
Section droite d'un toron	**140 mm²**
Section d'un câble	**2100 mm²**
Diamètre du gain	**89.25 mm**
Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures	**2.5%**
Coefficient de recul d'encrage	**2 mm**

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

- **Contraintes admissibles à la compression**

$$f_{bu} = 0{,}85\, f_{cj} / \theta.\gamma_b \quad \text{(MPa)} \quad \ldots\ldots\ldots\

IV.3.3.2.Armatures

❖ **Contrainte limite de traction des aciers**

Tableau IV.6. Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire γ_s = 1,15	434.78	434.78
		S-Accidentelle γ_s = 1	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6		252.76	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0{,}4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6		206.80	200

❖ **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II (la plus courante)

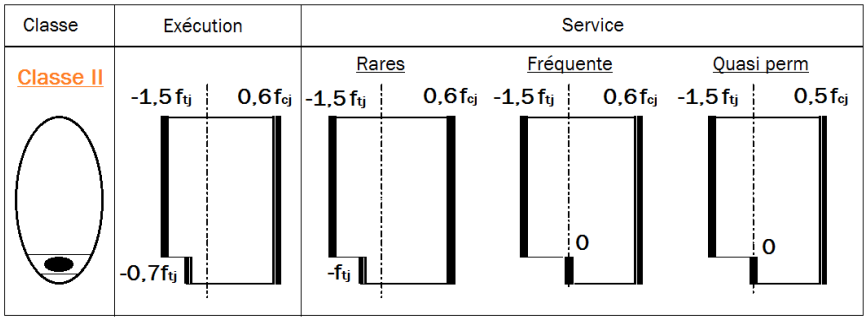


Figure IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. EVATUATION DES ACTIONS

IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1.Actions permanentes :

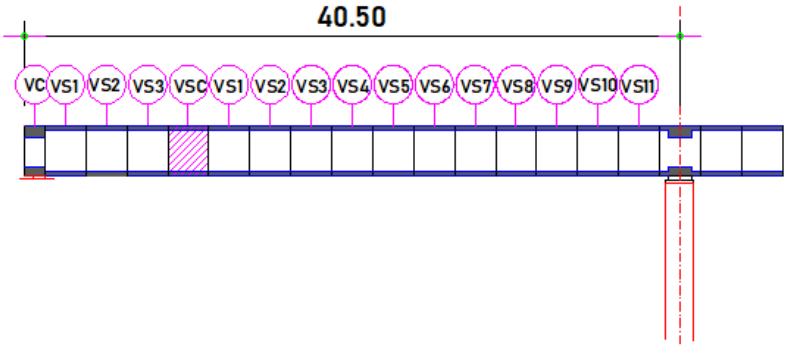


Figure IV.2. Numérotation des voussoirs

Pour calculer le poids totale de l'ouvrage, on calcul les poids de chaque type de voussoir.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7. Estimation du poids total des voussoirs.

Poids voussoirs d'un fléau			
voussoir	**nombre**	**Poids d'un voussoir (KN)**	**Poids total (KN)**
VSP	1	786.25	786.25
V courant	22	418.75	9212.5
Poids d'un fléau : 9 998.75 KN			
Poids totale de l'ouvrage : $4xP_{fléau}+2xP_{culée}+5*P_{clavage}+6*P_{courant}=$ **46 045 KN**			
V clavage	5	418.75	2093.75
V culée	2	721.875	1443.75

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP**

Tableau IV.8. Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Trottoir	25	29.75	7764.75
Glissière de Sécurité	/	2 X 0.6	313.2
Garde corps	/	2 X 0.5	261
Revêtement en BB	24	13.44	3507.84
corniches	25	2	522
Poids CCP	/	**47.39**	**12368.79**
Poids Total G_v = 46 045 KN			
Poids Total $G_{Total} = G_v + G_{Ccp}$ = 58 413.79 KN			

IV.4.1.2. Action thermique

D'après les régles de RCPR, on adopte :

La variation de température T de : (25+10)/2=17.5°C

ΔT_1= -32.5°C, ΔT_2= 17.5°C

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes: :

- ✓ Système de charge routière type **A(l)**;
- ✓ Système de charge routière type **B(B_c, B_t)**;
- ✓ Système de charge militaire **Mc 120**;
- ✓ Convoi exceptionnel **D240**;
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont

- ➢ **Largeur roulable**

La largeur roulable est la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

- ➢ **Largeur chargeable**

Est largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue

Tableau IV.9. Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	**7 m**
Largeur chargeable	**6 m**
Nombre de voie	**2**
Largeur d'une voie	**3 m**

- ❖ **Classe de pont**

Tableau IV.10. Les classes des ponts routes.

Classe du pont	Description
1ère classe	**$L_R \geq 7m$**
2ème Classe	$5,50\ m < L_R < 7m$
3ème Classe	$L_R \leq 5,50\ m$

- ❖ **Les cas de chargement**

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous :

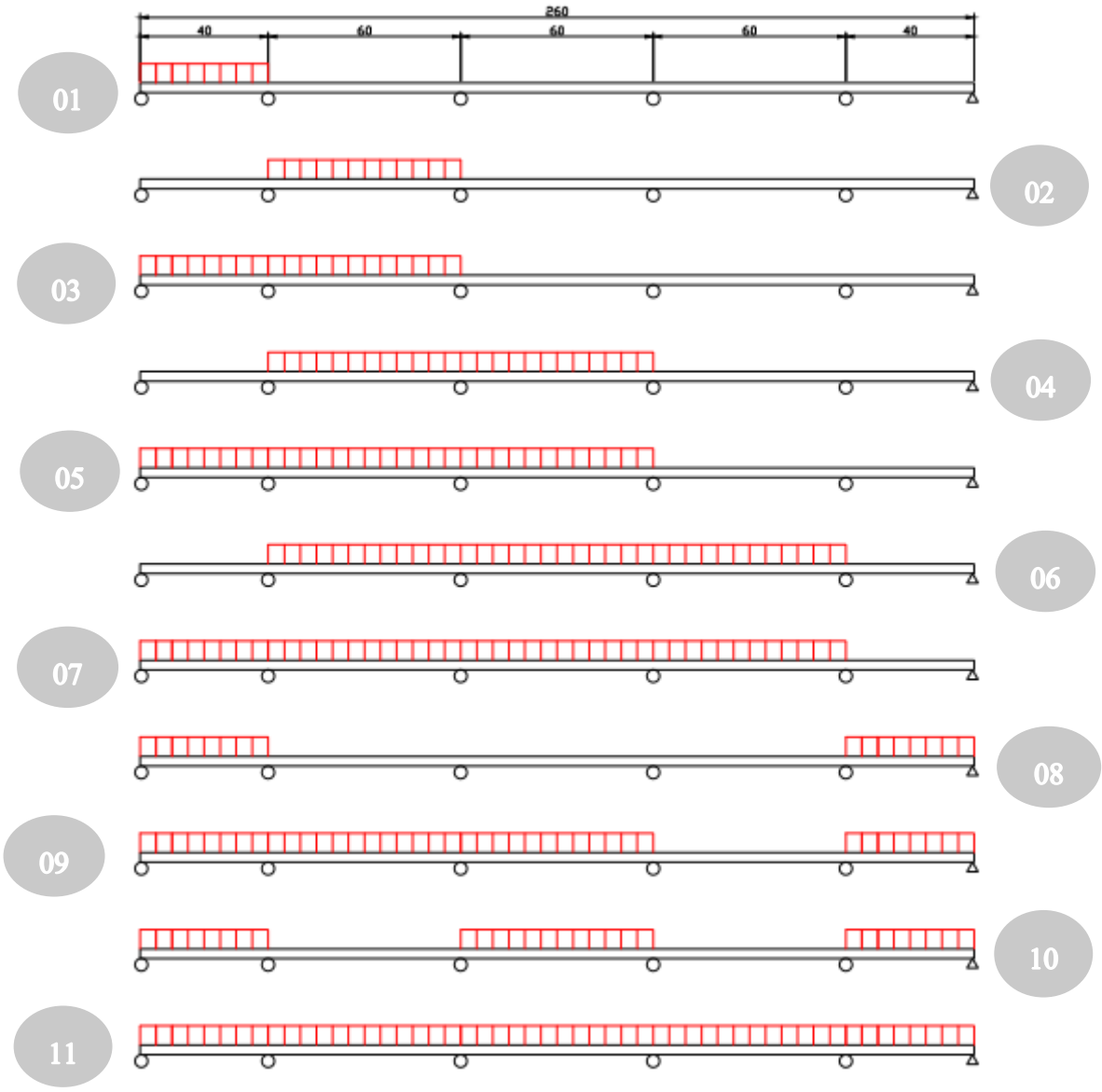


Figure IV.3. Les 11 cas de charge possibles.

IV.4.2.3. Système de charge A

$$A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{L+12} \quad ; \quad A_1 = \max \begin{cases} a_1\, A(l) \\ 4 - 0{,}002L \end{cases} \quad (kN/m^2) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (IV.3)$$

Avec

L : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients a_1 du ***tableau IV.11***.

Tableau IV.11. Coefficient a_1.

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

La charge $\mathbf{A_1}$ Obtenue est multipliée par un coefficient $\mathbf{a_2 = v_0/v}$, v étant la largeur d'une voie et, v_0= 3.50 m,donc $\mathbf{a_2 = 1.167}$

Les résultats sont résumés dans le ***tableau IV.12***.

Tableau IV.12. Valeurs de A(l) pour les 11 cas possibles

A(L)				
cas	L	A(L)	A2(1 voie)	A2(2voie)
cas 1	40	9,223	32,290	64,580
cas 2	60	7,300	25,557	51,115
cas 3	100	5,514	19,306	38,611
cas 4	120	5,027	17,600	35,201
cas 5	160	4,393	15,380	30,760
cas 6	180	4,175	14,617	29,233
cas 7	220	3,852	13,485	26,970
cas 8	80	6,213	21,752	43,504
cas 9	200	3,998	13,997	27,995
cas 10	140	4,668	16,344	32,688
cas 11	260	3,624	12,686	25,372

IV.4.2.4. Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- ✓ Le système $\mathbf{B_c}$ qui se compose de camions types (300 kN) .
- ✓ Le système $\mathbf{B_t}$ se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» .
- ✓ Le système B_r se compose d'un roue isolée.

❖ **Système de charges Bc** :

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système $\mathbf{B_c}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_c}$, donné par le ***tableau IV.9***.

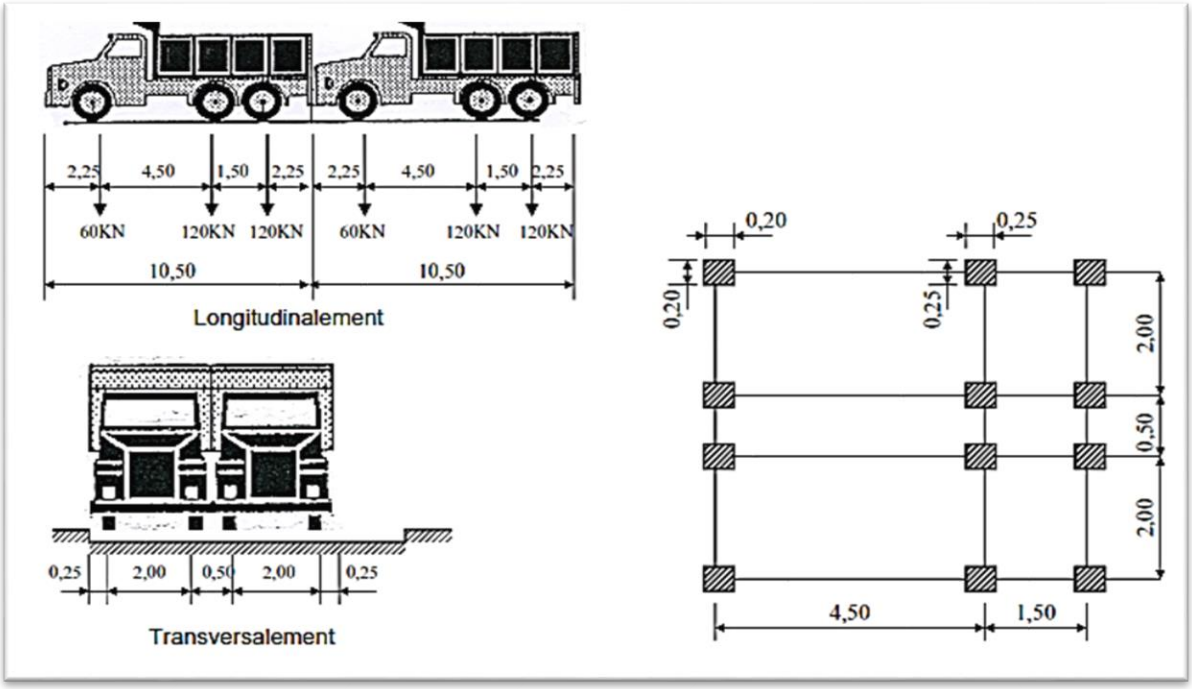


Figure IV.4. système de chargement

Tableau IV.13. Les valeurs de b_c.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	**1.20**	**1.10**	0.95	0.80	0.70

Nombre des voies	B_c (KN)	b_c	B_c x b_c (KN)
1	60	1,2	72
2	120	1,1	132

❖ **Système de charges Bt** :

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système $\mathbf{B_t}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_t}$.

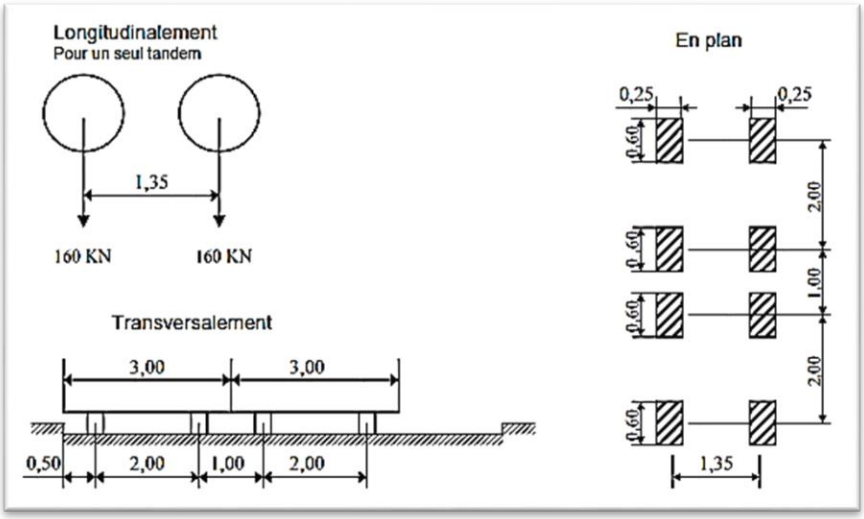


Figure IV.5. Système de chargement]

Tableau IV.14. Les valeurs de b_t.

Nombre des voies	B_t (KN)	b_t	B_t x b_t (KN)
1	320	1,2	384
2 – 3 - 4	640	1,2	768

IV.4.2.5.Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} \quad \text{.....(IV. 4)}$$

Avec

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres .

G : sa charge permanente .

S : sa charge B maximale.

Les résultats sont mentionnés dans le ***tableau IV.15***.(les détails sont présentées dans l'annexe D).

Tableau IV.15. Les valeurs de δ.

Système de chargement	δ
B_c	1.071
B_t	1.060

IV.4.2.6. Efforts de freinage

❖ **Système de charge B_c**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système $\mathbf{B_c}$ se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{A.S}}{\mathbf{20 + 0{,}0035\ x\ S}}\ \mathbf{(kN)\ ;}$$

S: surface chargée en (m^2).➔$\mathbf{F_{max\text{-}2voies}}$ **= 222.02 KN**..(IV.5)

les résultats sont présentées dans l'annexe D**.**

IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient **δ (δ_{max}=1.067),** les résultats du coefficient sont présentées dans l'annexe B**.**

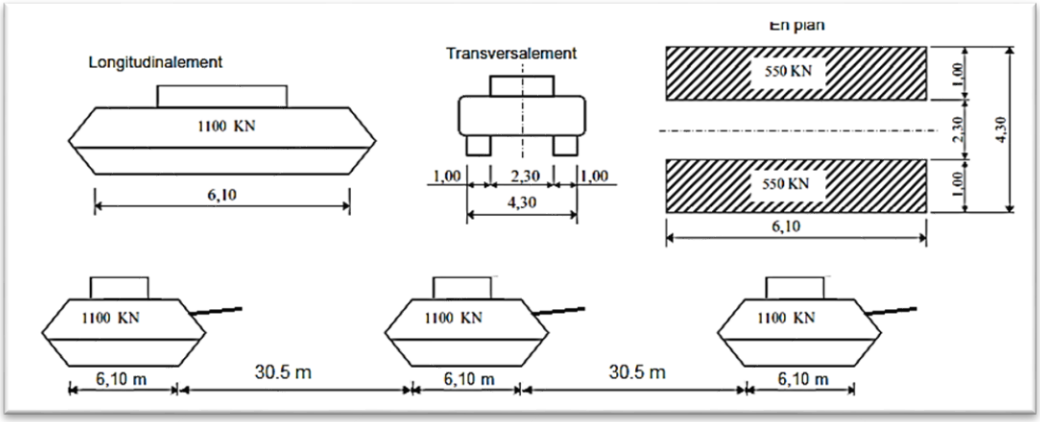


Figure IV.6. Convoi de charge Mc 120.

IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

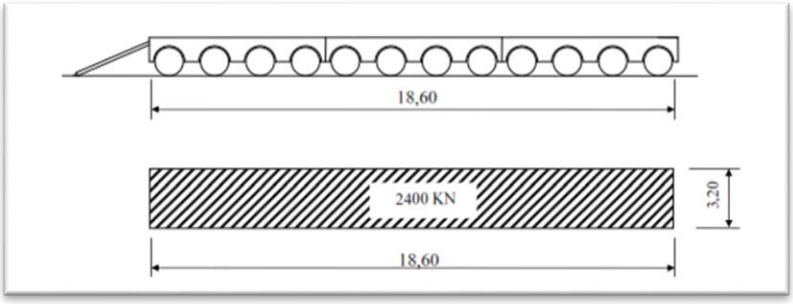


Figure IV.7. Convoi exceptionnel D24

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges),Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

IV.4.2.9. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m^2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

IV.5. CONCLUSION :

On a définit les différents types de charge appliquées pour l'étude longitudinale et transversale des ponts routes. En effet, on peut évaluer la sécurité structurale d'ouvrages grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse.

CHAPITRE V

ETUDE LONGITUDINALE

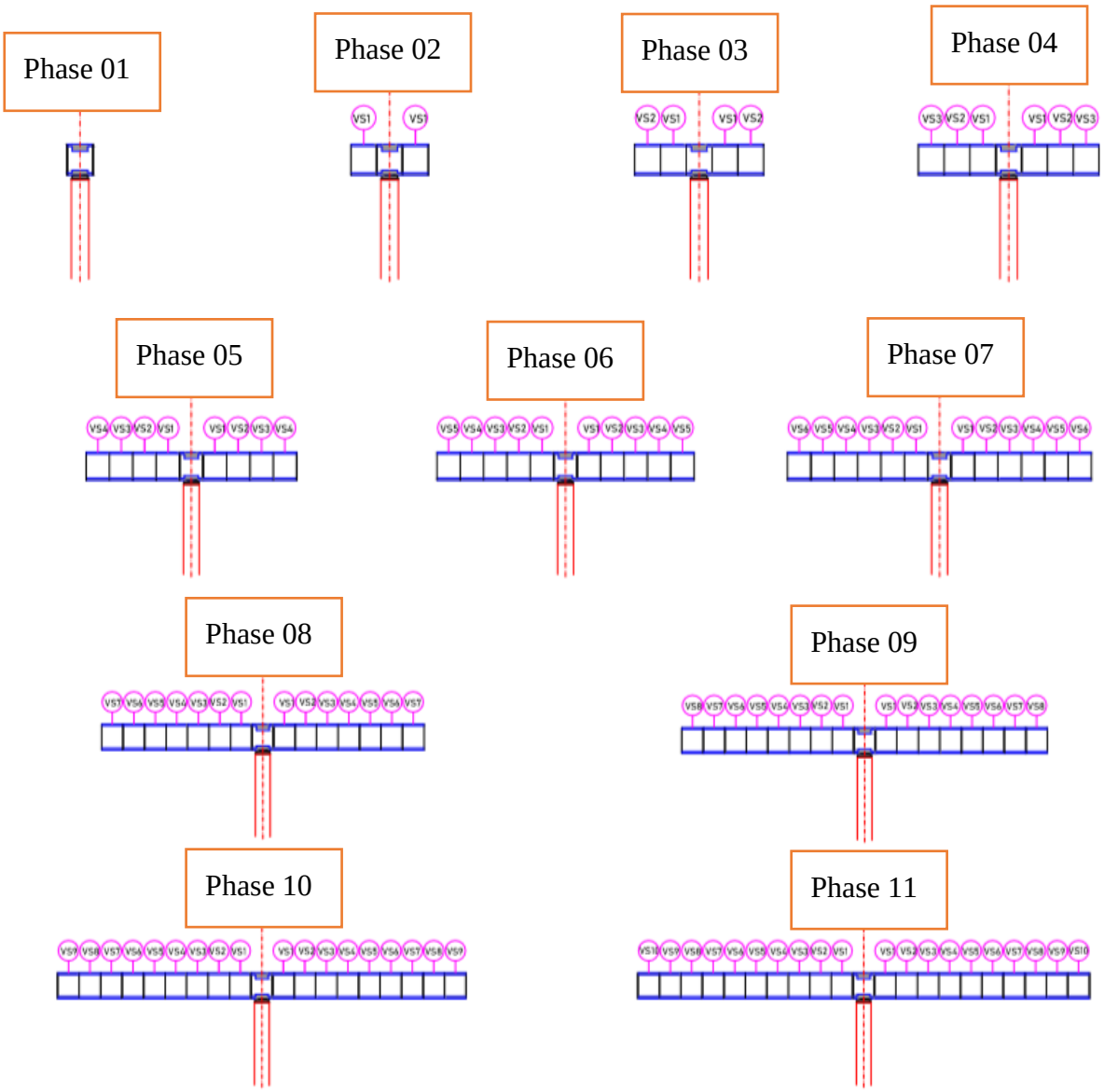
V.1. Introduction

En cours de construction, il faut assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage pour eviter les accidents qui correspant au possibilité de chute d'un équipage mobile en cours de déplacement ou de celle d'un voussoir préfabriqué en cours de brellage. Alors il doit être effectuée la justification de cette stabilité vis-à-vis :

- L'état limite ultime : ou l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur leur pile.
- L'état limite ultime de résistance : pour les différents organes mis en place spécifiquement pour assurer la stabilité ainsi que pour les éléments sollicités au cours de construction, en particulier les piles et têtes de pile et leurs fondations.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau



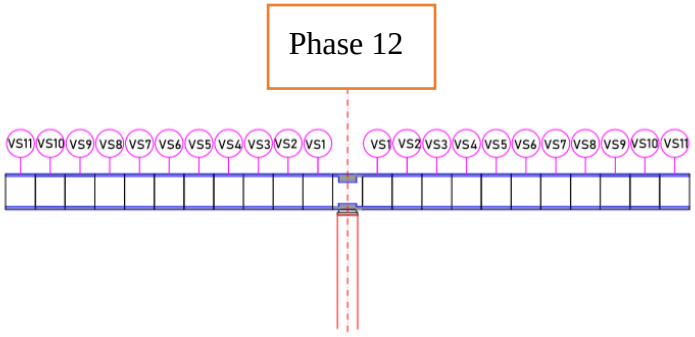


Figure V.1. Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.2.2. Charges à prendre en compte

V.2.2.1. Poids propre du fléau

Gmax et Gmin désignent le poids propre des demi-fléaux, l'un étant majoré de 2% (pour obtenir Gmax) et l'autre étant minorê de 2% (pour obtenir Gmin) par rapport à leur poids moyen. Cmax et Gmin sont choisis de façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considéré

V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

Cette action est destinée à couvrir les effets des charges de chantier susceptibles d'être présentes sur le fléau en cours de construction et une éventuelle pression ascendante du vent sous un demi-fléau : elle est évaluée en disposant sur I'un des demi-fléaux (toujours choisi pour obtenir I'effet le plus défavorable) :

- une densité uniforme de 200 N/m^2 : $\mathbf{Q_{PRA1}}$ **= 2.08 KN/ml** .

- une charge ponctuelle en bout de fléau égale à (50 + 5b) kN, b étant la largeur (en m) du hourdis supérieur : $\mathbf{Q_{PRA2}}$**=102KN**.

V.2.2.3. Actions accidentelles

Cette action correspondant à la chute d'un équipage mobile en cours de déplacement ou celle d'un voussoir préfabriqué en cours de brellage. Elle est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

$\mathbf{F_A}$ **= - 474.625 KN.**

V.2.3. Combinaisons d'action

V.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

Combinaison A1 :1,1 (G max + G min) + 1,25(Qpra1 + Qpra2+Qv)

Combinaison A2 : 0.9 (G max + G min) + 1,25 (Qpra1 + Qpra2+Qv)

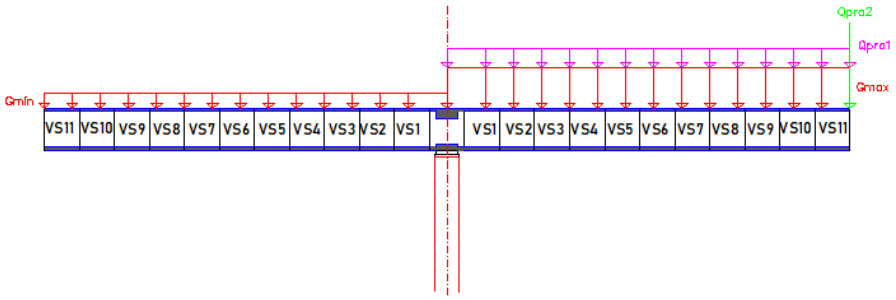


Figure V.2. Situation temporaire de construction à considérer.

V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)

Combinaison Bl : 1,1 (G max + G min) + FA + (Qpral + Qpra2+Qv)
Combinaison B2 : 0.9 (G max + G min) + FA + (Qpral + Qpra2+Qv)

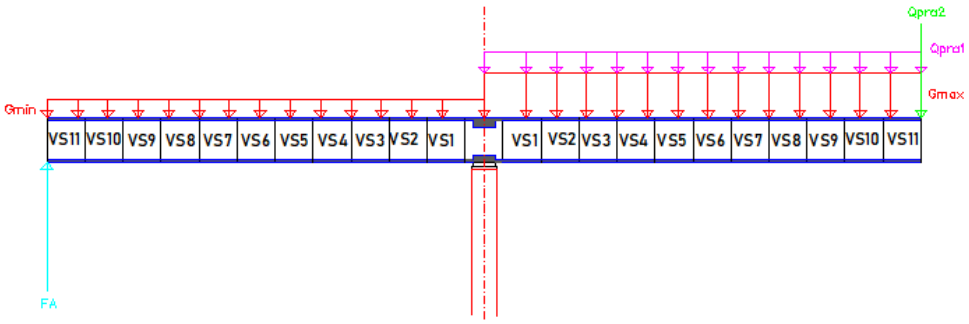


Figure V.3. Situation accidentelle à considérer.

V.2.4. Evaluation des efforts

Par utilisation un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis, on evalue les efforts de ce modèle (M et T) on considérons que le tablier travaille comme une bi-console .

(les diagrammes de M sont présentées dans l'annexe B).

Les résultats sont résumés dans les tableaux ***V.1.***

Tableau V.1. Evaluation des efforts en situation temporaire.

combinaison	combinaison A1		combinaison A2		combinaison B1		combinaison B2	
voussoir	M	T	M	T	M	T	M	T
début VSP	81024,78	5705,92	67154,85	4705,25	80076,75	5665,47	66206,82	4664,80
Fin VSP	74215,34	5269,98	61537,90	4347,98	73317,47	5230,18	60640,02	4308,18
Fin V1	61624,77	4802,48	51147,54	3964,30	60824,77	4763,98	50347,54	3925,80
Fin V2	50202,94	4334,98	41716,38	3580,62	49497,56	4297,78	41011,01	3543,42
Fin V3	39949,85	3867,49	33244,42	3196,94	39335,85	3831,59	32630,42	3161,04
Fin V4	30865,51	3399,99	25731,67	2813,26	30339,64	3365,39	25205,79	2778,66
Fin V5	22949,92	2932,49	19178,11	2429,58	22508,92	2899,19	18737,11	2396,28
Fin V6	16203,07	2464,99	13583,76	2045,90	15843,69	2432,99	13224,38	2013,90
Fin V7	10624,96	1997,49	8948,61	1662,22	10343,96	1966,79	8667,61	1631,52
Fin V8	6215,60	1529,99	5272,65	1278,54	6009,73	1500,59	5066,78	1249,14
Fin V9	2974,99	1062,50	2555,90	894,86	2840,99	1034,40	2421,90	866,76
Fin V10	903,12	595,00	798,35	511,18	837,75	568,20	732,98	484,38
Fin V11	0	127,50	0	127,50	0	102	0	102

V.3. evaluation des efforts en service :

V.3.1. Phases de réalisation du pont

Voir l'annexe C1.

V.3.2. Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau.V.2. les combinaisons des charges.

				Gmax	Gmin	Qr	Qrp	Ad	W	T	$\Delta\theta$
ELU	ELUR	Fondamentale	Comb1	1.35	1	1.5	0	0	0	1.5*0.6	1.5*0.5
			Comb2	1.35	1	0	1.35	0	0	1.5*0.6	1.5*0.5
			Comb3	1.35	1	1.5	0	0	1.5*0.6	0	0
			Comb4	1.35	1	0	1.35	0	1.5*0.6	0	0
			Comb5	1.35	1	0	0	0	1.5	0	0
		Accidentelle	Comb6	1	1	0.6	0	1	0	0	0
			Comb7	1	1	0	0	1	0	0	0
	Equilibre Statique	Durable	Comb8	0.9	1.1	1.5	0	0	0	0.8	0.65
		Transitoire	Comb9	0.9	1.1	1.5	0	0	0	0.8	0.65
		Accidentelle	Comb10	1	1	0.6	0	1	0	0.6	0
	Sismique		RPOA								
ELS		Rares	Comb11	1	1	1	0	0	0	0.6	0.5
			Comb12	1	1	0	1	0	0	0.6	0.5
			Comb13	1	1	0	0	0	0	1	0
			Comb14	1	1	0	0	0	0	0	1
			Comb15	1	1	0	0	0	1	0	0
		Fréquente	Comb16	1	1	0.6	0	0	0	0.6	0.5
		Permanente	Comb17	1	1	0	0	0	0	0	0

V.3.3. Résultats

Le logiciel de calcul **ROBOT** est utilisé pour déterminer les éléments de réduction (M et T)

Tableau.V.2. Moment et effort tranchant max en ELU et ELS.

	M_{max} **(KN.m)**		T_{max} **(KN.m)**	
	-	+	-	+
EL**S**	-84 658.01	53 984.38	-8 886.72	8 885.56
EL**U**	-114 417.75	72 878.91	-11 997.08	11 995.51

(les diagrammes de M et T sont présentées dans l'annexe B)

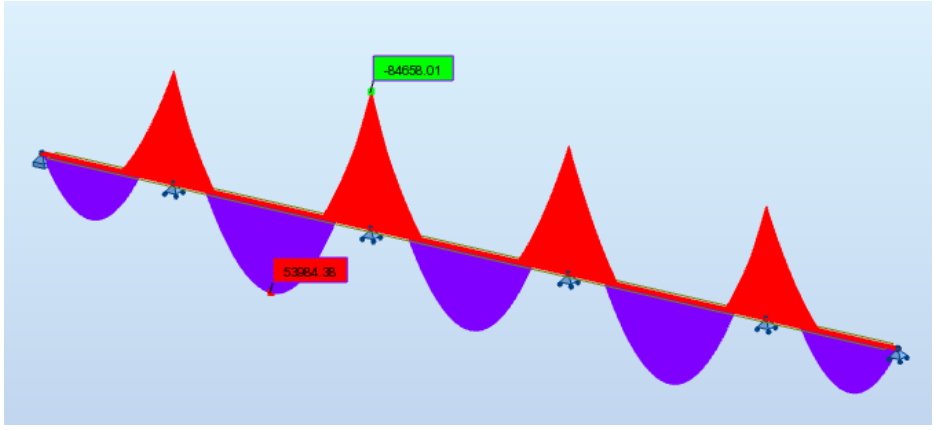


Figure V.4. Moment fléchissant max à ELS

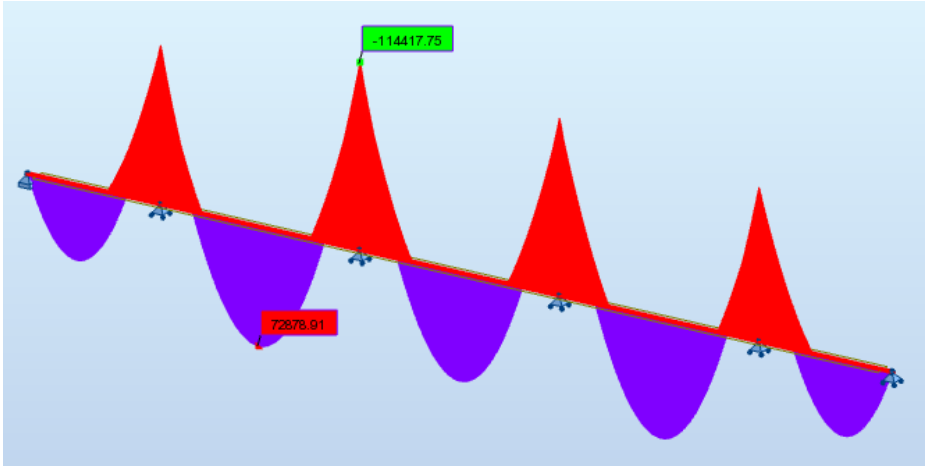


Figure V.5. Moment fléchissant max à ELU

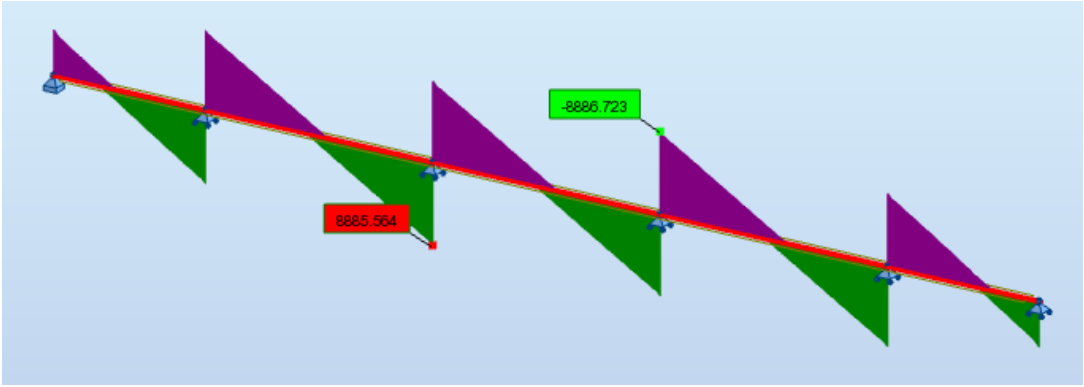


Figure V.6. l'effort tranchant max à ELS

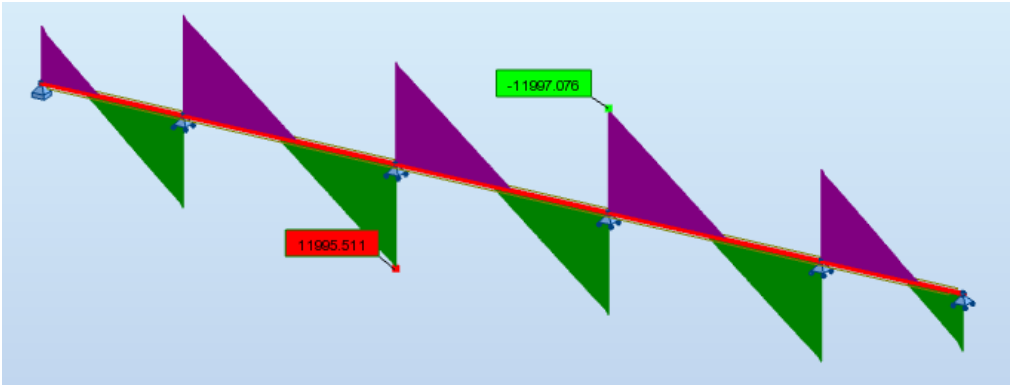


Figure V.7. l'effort tranchant max à ELS

V.3.4. Vérification manuelle comparative avec le calcul de logiciel :

Pour le calcul manuel, on utilise la méthode des trois moments :

Le dégrée d'hyperstatique :

h= r-3 ; n= nbr des liaisons (réactions)

r=7 => h=4 ; donc 4 équations avec 4 inconnues à résoudre.

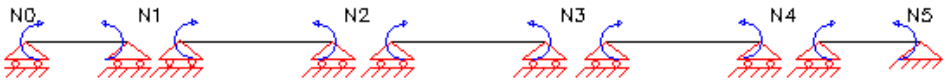


Figure.V.3. les moment interne au niveau les appuis.

L'équation du moment :

$M_{k-1}L_{k-1}+2M_k\,(L_k+L_{k-1}) +M_{k+1}L_k=-6EI(R_k^g(f) +R_k^d(f))$

On a : $M_0 = M_5 = 0$ KN.m

Pour k=1: $M_0L_0+2M_1\,(L_1+L_0) +M_2L_1=-6EI(R_1^g(f) +R_1^d(f))$

Pour k=2: $M_1L_1+2M_2\,(L_2+L_1) +M_3L_2=-6EI(R_2^g(f) +R_2^d(f))$

Pour k=3: $M_2L_2+2M_3\,(L_3+L_2) +M_4L_3=-6EI(R_3^g(f) +R_3^d(f))$

Pour k=4: $M_3L_3+2M_4\,(L_4+L_3) +M_5L_4=-6EI(R_4^g(f) +R_4^d(f))$

On a : $M_0 = M_5 = 0$KN.m ; L0= L4= 40m; L1= L2= L3= L4= 60m.

Donc :

$$200M_1+ 60M_2= -6EI(R_1^g(f) +R_1^d(f))$$

$$60M_1+ 240M_2+ 60M_3= -6EI(R_2^g(f) +R_2^d(f))$$

$$60M_2+ 240M_3+ 60M_4= -6EI(R_3^g(f) +R_3^d(f))$$

$$60M_3+ 240M_4 = -6EI(R_4^g(f) +R_4^d(f))$$

Sous forme matricielle:

$$\begin{bmatrix} 200 & 60 & 0 & 0 \\ 60 & 240 & 60 & 0 \\ 0 & 60 & 240 & 60 \\ 0 & 0 & 60 & 240 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -6\mathrm{EI}\left(\mathrm{R}_1^g(\mathrm{f}) + \mathrm{R}_1^d(\mathrm{f})\right) \\ -6\mathrm{EI}\left(\mathrm{R}_2^g(\mathrm{f}) + \mathrm{R}_2^d(\mathrm{f})\right) \\ -6\mathrm{EI}\left(\mathrm{R}_3^g(\mathrm{f}) + \mathrm{R}_3^d(\mathrm{f})\right) \\ -6\mathrm{EI}\left(\mathrm{R}_4^g(\mathrm{f}) + \mathrm{R}_4^d(\mathrm{f})\right) \end{bmatrix} = \varphi$$

Les valeurs des moments maximums en ELS et ELU sont présentées dans le tableau suivant :
(pour les détails de calcul voir l'annexe B)

Tableau.V.29. Les valeurs des moments maximums globales.

	Mmax	
	+	-
ELU	68802,40	-116861,53
ELS	50964,74	-86468,38

Alors, la diferrence entre les moments calculées par logiciel ROBOT et les moments calculées manellement est varie entre **1 735.57 KN** et **4 254.32 KN**.

Donc les caculs avec logiciel ROBOT sont compatibles avec les calculs manuels.

V.4. CONCLUSION

On a donc procédé dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes, aux surcharges routières et au gradient thermique à l'aide du logiciel. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions que nous avons définies plus haut, on étudiera la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. Introduction

Pour assurer la stabilité dans la construction par encorbellements successifs on utilise les cables de fléau et les câbles de continuité.

❖ Les câbles de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson, ils jouent un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier ;
- Assurer la stabilité des fléaux. La première condition fixe la force de la précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

❖ Les câbles de continuités :

Ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent.Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissants dus aux charges d'exploitation.

VI.2. Etude de la précontrainte du fléau

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$\mathbf{n \geq \frac{P}{0{,}75 \times P_0}} \quad \text{……...(VI.1)}$$

Avec

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15** peut créer, il est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine : $\boldsymbol{\sigma_{p0} = \min(0{,}8\, f_{prg}\ ;\ 0{,}9\, f_{peg})}$ ➔ $\boldsymbol{\sigma_{p0} = 1488\ MPa}$……(VI.2)

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble15T15}}$ **, s = 2085mm²** ➔ $\mathbf{P_0 = 3\ 102.48\ KN}$……..……...…..(VI.3)

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P :**

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}} \ ;\ \mathbf{e = v - d} \quad \text{……..(VI.4)}$$

Avec

P : La force de précontrainte ;
v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;
I : Le moment d'inertie longitudinal de la section ;
e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité ;
M : Moment maximal dû au poids propre et surcharge ;
S : La section du voussoir sur l'axe de la pile.
d : l'enrobage (d=0.13m)

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau.

	x (m)	M (kN.m)	H (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	81024,78	3,00	1,74	1,26	14,09	16,49	1,12	44,81	18,87	20
Fin VSP	1,25	74215,34	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	34,52	14,54	20
Fin V01	3,75	61624,77	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	28,66	12,07	20
Fin V02	6,25	50202,94	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	23,35	9,83	18
Fin V03	8,75	39949,85	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	18,58	7,82	16
Fin V04	11,25	30865,51	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	14,36	6,05	14
Fin V05	13,75	22949,92	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	10,68	4,50	12
Fin V06	16,25	16203,07	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	7,54	3,17	10
Fin V07	18,75	10624,96	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	4,94	2,08	8
Fin V08	21,25	6215,60	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	2,89	1,22	6
Fin V09	23,75	2974,99	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	1,38	0,58	4
Fin V10	26,25	903,12	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	0,42	0,18	2
Fin V11	28,75	0,00	3,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,04	0,00	0,00	2

VI.2.2. Position et enrobage des câbles :

Tableau VI.2. Position et enrobage des câbles.

L'espacement horizontal entre axes de deux câbles	$\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$	$e_h \geq 17.85$ cm
L'espacement vertical entre axes de deux câbles	$\mathbf{e_v} \geq \mathbf{2 \cdot \Phi}_g$	$e_v \geq 17.85$ cm
L'enrobage	**C = max (3/4 a, Φ , d)**	C ≥ 12.5 cm

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits;

Φ : diamètre de la gaine(**Φ = 89.25 mm)** ;

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

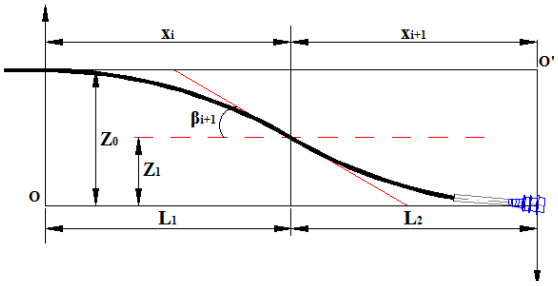


Figure VI.1. Tracé en plan des câbles de fléau.

L'équation de la parabole :

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad \text{.....(VI.5)}$$

Les rayons de courbure : $R_i(x) = \dfrac{(x_i)^2}{2\times(z_i - z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \dfrac{(x_{i+1})^2}{2\times(z_{i+1} - z_{i+2})}$ .....(VI.6)

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \mathrm{Arctg}\dfrac{2\times(z_i - z_{i+1})}{x_i}$ .....(VI.7)

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \mathrm{Arctg}\dfrac{2\times(z_{i+1})}{x_{i+1}}$ .....(VI.8)

Dans mon cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : $X_i = X_{i+1}$.

VI.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

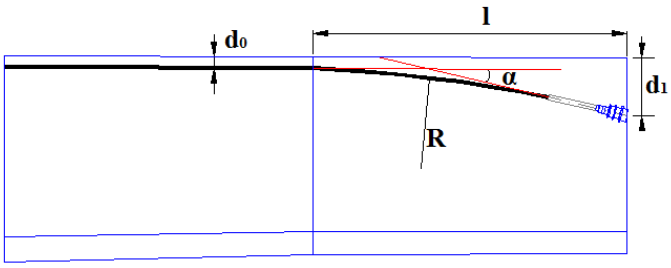


Figure VI.2. Tracé en élévation des câbles du fléau.

L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0)\times\left(\dfrac{x}{l}\right)^2$ .....(VI.9)

Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $R_c(x) = \dfrac{x^2}{2\times(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$ .....(VI.10)

L'angle de déviation : $\alpha_n = \mathrm{artg}(2\times(d_1 - d_0))\times\dfrac{x}{l^2}$ .....(VI.11)

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
R_{min} : rayon minimal pour les câbles **15T15**, **3 m** < **R_{min}**.

(l'allure des câbles du fléau est présenté dans l'annexe A).

VI.3. Etude de la précontrainte de continuité

VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire

Les câbles de continuité en travée principale vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\dfrac{\mathbf{M} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\dfrac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}} + \dfrac{\mathbf{e} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}} \quad \text{avec : } \mathbf{e = v' - d} \;\; ;$$

$$\mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{0{,}75} \times \mathbf{P_0}} \quad \text{….....(VI.12)}$$

Avec

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable

<u>Application Numérique :</u> du voussoir à la clé

M = 53973,87 KN.m
d = 0.13 m
I = 8.7 m^4
S = 6.7 m
v' = 1.83 m ; e = 1.68 m
P_0 = 3124.8 KN ; ΔP = 23.49%

P = 22 587.30 KN

D'ou : **n ≥ 9.45**

On prend **n = 10 câbles de 15T15**

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN V4	1,25	-11233,64	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	-4,70	-1,97	2
FIN V5	3,75	2700,47	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	1,13	0,47	2
FIN V6	7,90	15058,24	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	6,30	2,64	4
FIN V7	12,05	25750,67	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	10,78	4,51	6
FIN V8	16,20	34754,07	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	14,54	6,08	8
FIN V9	20,35	42048,97	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	17,60	7,36	8
FIN V10	24,50	47620,26	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	19,93	8,34	10
FIN V11	28,65	51457,25	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	21,53	9,01	10
VSC	32,80	53973,87	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	22,59	9,45	10
FIN V11	36,95	52519,24	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	21,98	9,19	10
FIN V10	41,10	49397,65	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	20,67	8,65	10
FIN V9	45,25	44552,82	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	18,64	7,80	8
FIN V8	49,40	37999,85	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	15,90	6,65	8
FIN V7	53,55	29758,39	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	12,45	5,21	6
FIN V6	57,70	19900,92	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	8,33	3,48	4
FIN V5	61,85	8457,81	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	3,54	1,48	2
FIN V4	66,00	-4562,30	1,83	1,17	8,70	6,70	1,68	-1,91	-0,80	2

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

Application Numérique :

les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V10:

M = 34039,56 KN.m
d = 0.13 m
I = 8.7 m^4
S = 6.7 m
v' = 1.83 m ; e = 1.68 m
P_0 = 3 124.8 KN ; ΔP = 23.4

P = 14 126.84 KN

D'ou : **n ≥ 5.91**

On prend **n = 6 câbles de 15T15**

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
V1	0	0,00	1,67	1,33	14,04	16,49	1,54	0,00	0,00	2
V2	1,25	5626,89	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	2,34	0,98	2
V3	3,75	15248,22	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	6,33	2,65	4
V4	6,25	22849,02	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	9,48	3,97	4
VSC	8,75	28469,07	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	11,82	4,94	6
V11	11,25	32178,24	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	13,35	5,59	6
V10	13,75	34039,56	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	14,13	5,91	6
V9	16,25	31534,81	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	13,09	5,47	6
V8	18,75	27466,91	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	11,40	4,77	6
V7	21,25	21491,44	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	8,92	3,73	4
V6	23,75	13666,00	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	5,67	2,37	4
V7	26,25	4025,75	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	1,67	0,70	2
V8	28,75	-7422,75	1,83	1,17	8,70	6,70	1,70	-3,08	-1,29	2

(l'allure des câbles du continuité est présenté dans l'annexe A).

VI.4. Evaluation des pertes de la précontrainte

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente, dite tension «de service», l'ingénieur doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues aux :

- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. En effet le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}) \quad \text{(VI.13)}$$

Avec

σ_{p0} : la tension à l' origine ;
e : la base des logarithmes népériens ;
f (rd^{-1}) = 0.20: coefficient de frottement en courbe;
β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;
φ(m^{-1}) = 0.003 : coefficient de frottement en ligne;
x : la distance de la section considérée (m).

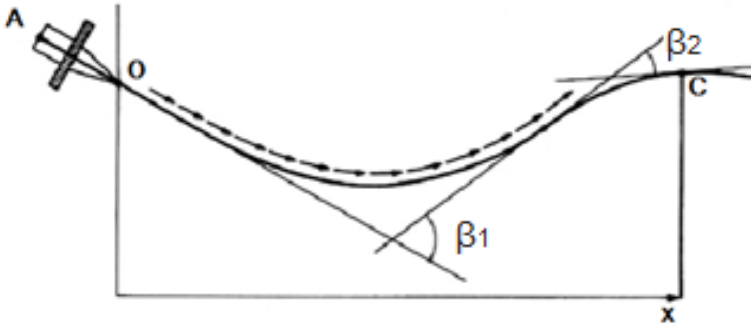


Figure VI.3. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Si les déviations **α** en élévation et **β** en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :

$$\theta = \alpha + \beta \quad \text{(VI.14)}$$

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$tg\,\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha} \quad \text{(VI.15)}$$

Les résultats sont representés dans l'annexe D1.

VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « **d** », ils sont définies comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k\,(d - x)\text{, avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}} \quad \text{(VI.16)}$$

Avec

k : fonction croissante ;
d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

σ_{p0} : Contrainte initiale ;
g = 2 mm : l'intensité du recul d'ancrage ;
E_p **= 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

Les résultats sont representés dans l'annexe D1.

VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câble provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le $n^{ème}$ câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux (N – n) câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}} \quad \text{.....(VI.17)}$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \quad \text{.....(VI.18)}$$

Avec

σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
P : effort de précontrainte, $P = P_0 (1 - \Delta P)$;
M_p : moment dû au poids propre.

Les résultats sont representés dans l'annexe D1.

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantantées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e \quad \text{.....(VI.19)}$$

Les résultats sont representés dans l'annexe D1.

VI.4.2. Pertes de tension différées

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps, tel que la force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

VI.4.2.1. Pertes par retrait

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon_r\,[1 - r(t_0)]$.

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p\,\varepsilon_r\,[1 - r(t_0)]$

Très souvent, on peut négliger r (t_0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p\,\varepsilon_r \quad \text{.....(VI.20)}$$

Avec

$\boldsymbol{\varepsilon_r}$: retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée ;

r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Application Numérique :

$E_p = 190\ 000$ MPa

$\xi_r = 2\times10^{-4}$

$\boldsymbol{\Delta\sigma_r = 38}$ **MPa** ➔ $\boldsymbol{\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_r / \sigma_{P0} * 100 = 2{,}55}$ **%**

Les résultats sont representés dans l'annexe D1.

VI.4.2.2. Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc **:** $\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f}$

La déformation finale de fluage : $\boldsymbol{\varepsilon_f = \dfrac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$

D'où :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}}} \quad \text{.....(VI.21)}$$

Les résultats sont représentés dans l'annexe D1.

VI.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\,(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ et } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}} \quad \text{.....(VI.22)}$$

Avec

$\boldsymbol{\rho_{1\,000}(\%) = 2.5}$: relaxation garantie à 1 000 h ;

$\boldsymbol{\mu_0}$ **:** coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation ;

$\boldsymbol{\sigma_{pi}(x)}$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Les résultats sont représentés dans l'annexe D1.

VI.4.2.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\,\Delta\sigma_\rho \quad \text{.....(VI.23)}$$

Les résultats sont représentés dans l'annexe D1.

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%). Pour la suite de calculs on prend : **<u>Δσ=22.67%</u>.**

VI.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles **C4** à la fin du voussoir **V3.**

Application Numérique :

Pertes de tension par frottement :

$\beta = 0$ rad;
$\alpha = 0.13$ rad;
$\theta = 0.13$ rad;
$\varphi = 0.003\ m^{-1}$;
$f = 0.20\ rd^{-1}$;
$\sigma_{p0} = 1\ 488$ MPa;
$\Delta\sigma\varphi = 41.08$ MPa.

Pertes de tension par recul de l'ancrage :

$E_P = 190\ 000$ MPa;
$l = 11.25$ m;
$g = 0.002$ m;
$\theta = 0.13$ rad;
$k = 0.005$;
$d = 6.93$ m;
$\Delta\sigma_g = 70.09$ MPa.

Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

$M_p = 39.45$ MN.m;
n = 16 cables
$P_0 = 3\ 124.8$ KN;
e = 1.09 m;
$B = 6.61\ m^2$;
$I = 8.92\ m^4$;
$E_p = 190\ 000$ MPa;
$E_{bi} = 39\ 125.83$ MPa;
$\sigma_b = 8.13$ MPa;
$\Delta\sigma_e = 21.12$ MPa;

Pertes par retrait :

$\xi r = 2 \times 10^{-4}$;
$\Delta\sigma r = 38$ MPa.

Pertes par fluage :

$M_p = 39.45$ MN.m ;
n = 16 câbles ;
$P_0 = 3.12$ MN ;
e = 1.08 m ;
$B = 6.7\ m^2$;
$I = 8.7\ m^4$;
$E_p = 190\ 000$ MPa ;
$E_{bi} = 39\ 125.83$ MPa;
$\sigma_b = 7.92$ MPa ;
$\Delta\sigma_{fl} = 102.97$ MPa.

Pertes par relaxation :

σ_i = 1 340.00 MPa ;
f_{prg} = 1 860 MPa ;
$\rho_{1\,000}$ = 2,5 % ;
μ_0 = 0.43 ;
μ = 0.72 ;
σ_ρ = 58.43 MPa ;

VI.5. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VI.5.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

VI.5.1.1. Détermination de l'effort tranchant

Effort extérieurs de résultante V tels que

$V_{Ser}=V_g+V_q$ .....(VI.25)

Avec
V_g : Relative aux charges permanentes
V_q : Relative aux charges variables

❖ **Effort tranchant dû à la précontrainte**

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α % a la fibre moyenne

$$\mathbf{V_P = P \times \sin\alpha} \quad \text{.....(VI.26)}$$

Selon les combinaisons à l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

$$\mathbf{V_{red} = V_{ser} - V_P} \quad \text{.....(VI.27)}$$

VI.5.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}\ ;\ \overline{\tau_2})}, \text{ avec : } \boldsymbol{\tau = \frac{V_{red}}{z\,.\,b_n}} \quad \text{.....(VI.28)}$$

tel que

$$\boldsymbol{\overline{\tau_1^2} = 0{,}4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]} \quad \text{.....(VI.29)}$$

$$\boldsymbol{\overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6 \times f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]} \quad \text{.....(VI.30)}$$

Avec
σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

z : le bras de levier (**z = I/S**) , et par simplification $\mathbf{z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h}$;

ρ : le rendement mécanique de la section vaut : $\boldsymbol{\rho = \frac{I}{B\,.\,v\,.\,v'}}$;

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme: **$b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$** ;
b_0 : l'épaisseur brute de l'âme **;**
n : nombre de câble ;
k=0.5 ; injection de coulis de ciment ;
Φ : diamétre de la gaine.

Application Numérique :

V_{Ser}=8.36 MN
α_{moy}=0.16 rad
P= 50.77 MN
V_{red} = 0.27 MN ; ρ = 38.95 %
f_{c28} = 45 MPa ; f_{t28} = 3.3 MPa
b_n = 0.7 m ; z = 1.3 m

τ_{max} = 0.30 MPa
σ_x = 7.48 MPa
τ_1 = 14.22 MPa
τ_2 = 30.86 MPa

alors :

$\tau_{max} < \bar{\tau}$ ➔ Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VI.5.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La section des armatures transversale **A_t**, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times tg\,\beta_u \quad \text{.....(VI.31)}$$

Avec
A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre;
f_e : limite d'élasticité de l'acier ;
γ_s = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
b_n : largeur nette de la section d'appui.
β_u l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, **β_u**=45° car il y a reprise de bétonnage.

Application Numérique :

$V_{max\ comb\text{ - }Elu}$ = 11.29 MN ; τ_u = 1.92 MPa
f_{t28} = 3.3 MPa ; f_e = 500 MPa
γ_s = 1,15 ; b_n = 0.9 m ; β_u = 45°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{13.20\ cm^2/m}$$

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 9.66\ cm^2/m \quad \text{.....(VI.32)}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$\tau \leq \frac{f_{c28}}{6}$ **=7.5 MPa**; Ce qui est vérifié.

VI.6. CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif. Les déférents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités.

CHAPITRE VII

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va déterminer les armatures transversales (passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur.

Dans notre cas d'ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section de voussoir courant.

VII.2. Evaluation des efforts transversaux

VII.2.1. Modélisation

En utilisant logiciel Robot, on modélise le caisson un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

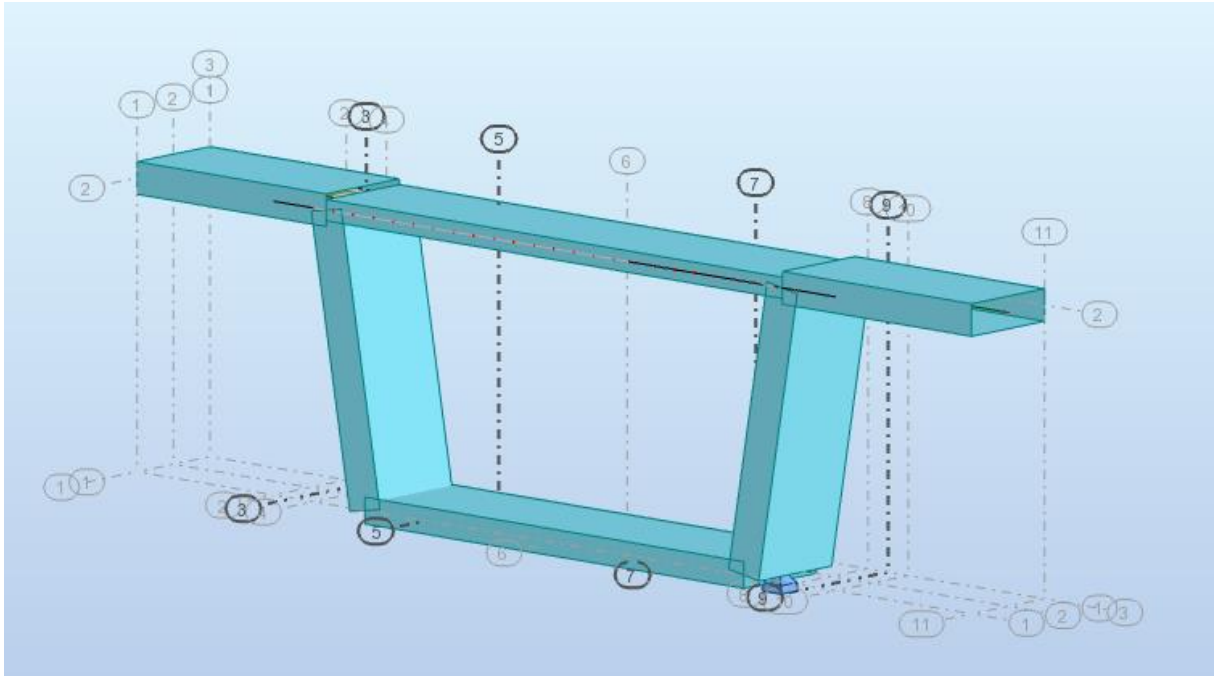


Figure VII.1. Vue en 3D du voussoir courant.

VII.2.2. Détermination des sollicitations

Les charges à considérer sont celles définit précédemment dans le **CHAPITRE IV.**

Donnée par le « Fascicule N°61Titre 2 », le voussoir doit être ferraillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons.

Combinaisons des charges appliquées :

ELU :	**ELS :**
1.35G+1.6A(L)+1.6St	G+1.2A(L)+St
1.35G+1.6Bc+1.6St	G+1.2Bc+St
1.35G+1.6Bt+1.6St	G+1.2Bt+St
1.35G+1.35MC120	G+D240
1.35G+1.35D240	G+MC120

VII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

(les diagrammes de M sont présentées dans l'annexe B).

Tableau VII.1. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	255.96	189.6	-375.89	-278.44
Hourdis inférieur	21.15	15.84	-51.9	-38.83
Âme	311.58	230.8	-62.23	-45.94

VII.3. Ferraillage

Pour le ferraillage, la dalle supérieure et inférieur travaillent en flexion simple et les deux âmes travaillent en flexion composée.

VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur

a) Nappe supérieure :

Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

<u>Application Numérique :</u>

b = 1.00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire ;

h = 0.25 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 278.44 KN.m;

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 27$ MPa; $\overline{\sigma_s} = 252.76$ MPa; d= 0.9 h = 22.5 cm; d'=0.1h=2.5cm

$y = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} \times d = 13.9$cm ; $z = d - \frac{x}{3} = 17.9$cm

$M_1 = 0.5 \times b \times y \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 0.334$ MN.m ;

$M_1 \geq M_{ser}$(sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;

$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma_{st}}} = 61.54$ cm^2 ➔ **On propose une nappe de 9HA32**.

(C.N.F)$= 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4.79$ cm$^2 \leq A_{ser}$ ➔ **Condition de non fragilité est vérifiée.**

b) Nappe inférieure :

M_{ser} (inf) = 189.6 KN.m;

$M_1 = 0.5 \times b \times y \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 0.334$ MN.m ;

$M_1 \geq M_{ser}$(sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;

$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma_{st}}} = 41.91$ cm^2 ➔ **On propose une nappe de 9HA25**.

❖ **Ferraillage longitudinal**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$A_{sl}=\frac{A_{st}}{3}=20.51\ cm^2$ ➔ **On propose une nappe de 5HA25**.

$A(C.N.F)=0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d=4.79\ cm^2\leq A_{ser}$ ➔ **Condition de non-fragilité est vérifiée.**

VII.3.2. Ferraillage passif du voussoirs

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. Ferraillage passif des voussoirs.

		Transversal		Longitudinal	espacement
VC	Hourdis supérieur (partie intermédiaire)	Nappe Sup	9HA32	5HA25	20cm
		Nappe Inf	9HA25	5HA20	20cm
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	9 HA12	4HA12	20cm
		Nappe Inf	9 HA10		
	Âme	Nappe Interne	9 HA20	9HA12	10cm
		Nappe Externe	9 HA20		

N.B : Les diagrammes des moments sont représentés dans l'annexe B.

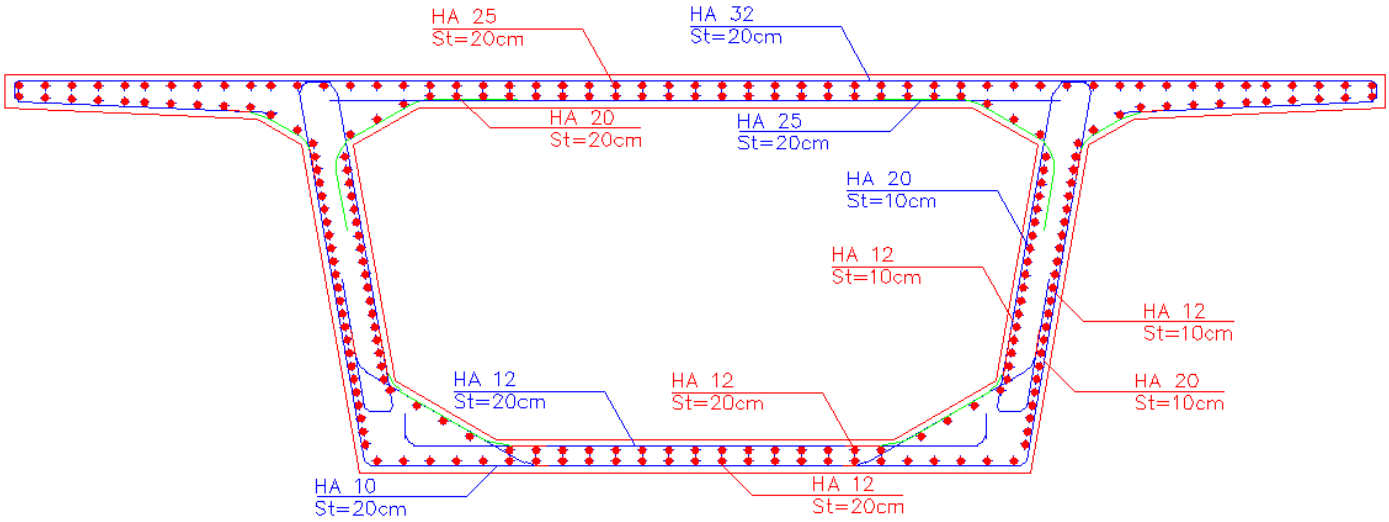


Figure VII.2. feraillage de coupe transversale.

VII.4. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

L'effort à l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compressions sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps du voussoir. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire. On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

- Câble centré rectiligne ;
- Câble excentré rectiligne ;
- Câble multiple rectiligne ;
- Cas général : câbles multiples courbes inclinés.

Soit :

Sa = section d'about où sont ancrés les câbles
Sr = section de régularisation se trouvant à une distance de d=hauteur de la section Sa

La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton :

$f_{cj}=0.68f_{c28}\log(j+1)=21.39$ MPa;
$f_{tj}=1.88$ MPa.

Les câbles vont subir après leurs mises en tension, des pertes instantanées :
pour le cable 1(débit de voussoir12):

$\sigma_p=1488$ MPa Tension à l'état initial ;
$\sigma_p'=1325.21$ MPa Tension après pertes instantanées.

VII.4.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L

VII.4.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface **:**

$$A_S=0.04\frac{P_{max}}{\overline{\sigma_S}} \quad \text{.....(VII.1)}$$

Avec

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, $P_{max}=2.39$MN ;

$$\overline{\sigma_S}=\frac{2}{3}F_e.$$

Donc:

$$A_S=0.04\frac{2.39}{333.33}=2.87\ cm^2 \text{ Soit 4HA10.}$$

VII.5.1.2. Effet d'éclatement

- Contrainte de traction du béton :

$$\sigma_{tj}=0.5\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)\frac{P_{max}}{e\times d_j}\leq 1.25f_{tj} \quad \text{.....(VII.2)}$$

$$\sigma_{tj}=0.5\left(1-\frac{0.25}{0.3}\right)\frac{2.39}{0.76\times 0.3}=0.87\text{ MPa}\leq 2.35\text{ MPa}$$

Avec

dj = min (2c,c') = min (1.4 ; 0.3) = 0.3m : hauteur de prisme symétrique de nivau j ;
aj=0.25m : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ;
e=2×0.38=0.76m :largeur de l'âme.

- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{xj}=\frac{P_{max}}{ed_j}\leq\frac{2}{3}f_{cj}\Rightarrow\frac{2.39}{0.76\times 0.3}=10.48\text{ Mpa}\leq 14.26\text{ MPa} \quad \text{.....(VII.3)}$$

- Frettage d'éclatement :

On calcul pour chaque encrage, de niveau j, l'acier nécessaire :

$$A_{ej}=\frac{0.25\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)P_{max}}{K_j\frac{2}{3}f_e}=\frac{0.25\left(1-\frac{0.25}{0.3}\right)2.39}{1.5\times\frac{2}{3}\times 500}=1.99cm^2 \quad \text{.....(VII.4)}$$

N.B : K_j vaut 1.5 pour un encrage intermédiaire.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max}\left(A_{ej}; 0.15\frac{P_{max}}{\frac{2}{3}f_e}\right) = 1.9cm^2 \quad \text{.....(VII.5)}$$

N.B : Ces aciers sont à répartir sur une longueur d_j.

VII.5.2. Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prisme spéciales dites « boussages ».

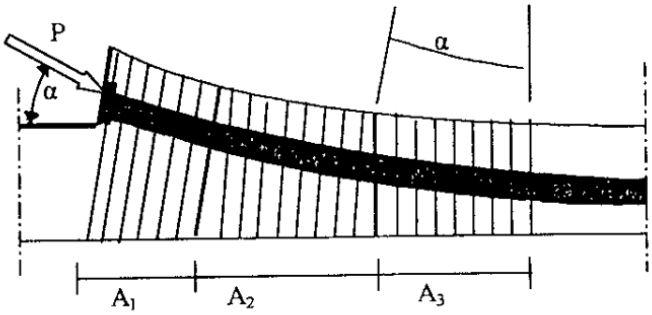


Figure VII.3. Aciers de boussage.

Sous l'effet de précontrainte P des câbles de continuité, les fibres transversales du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entraînement derrière les bossages.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives.

Pour le câble C_C1(fin de voussoir 1)

- Aciers d'éclatement A1

Ils se situent sur une distance de1.2C en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_S = 0.15\frac{P_{max}}{\overline{\sigma_S}} = \frac{0.15\times 3.39}{333.33} = 10.76\ cm^2 \quad \text{.....(VII.6)}$$

$$A_e = 0.04\frac{P_{max}}{\overline{\sigma_S}} = 0.04\frac{2.39}{333.33} = 2.87\ cm^2$$

Avec

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, P_{max}=2.39MN ;

$\overline{\sigma_S} = \frac{2}{3}F_e$.

Donc :

$$A_1 = A_S + A_e = 13.63cm^2\ soit\ 6HA20$$

- Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{P_{max}}{\overline{\sigma_S}}\sin\alpha = 16.35cm^2 \text{soit } 16HA12$$

Avec

α= 0.23 rad : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

Aciers intermédiaire de couture

Les Aciers intermédiaires de couture sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble.

En pris en compte la reprise de bétonnage :

$$A_t = \frac{P_{max}(\sin\alpha - \cos\alpha)}{\overline{\sigma_S}} = \frac{3.39\times(\cos 0.23 - \sin 0.23)}{333.33} = 75.84\ cm^2 \quad \text{.....(VII.7)}$$

$$A_2 = A_t - (A_1 + A_3) = 75.84 - (13.63 + 16.35) = 45.86 cm^2 \text{ soit 16H20}$$

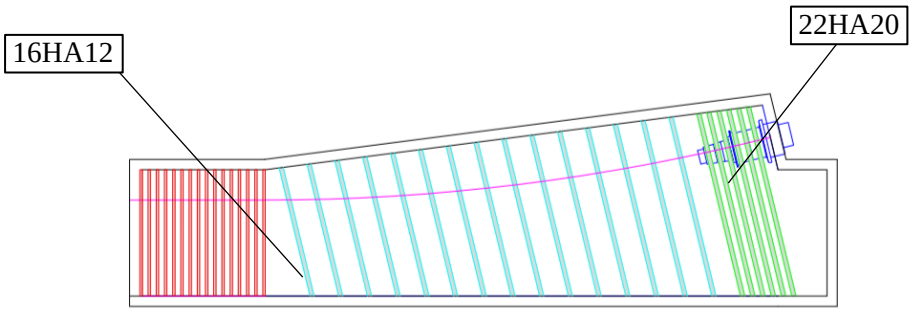


Figure VII.4. Schéma du ferraillage de boussage.

VII.6. CONCLUSION

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel , m'a permis de déterminer les différents efforts sous déférentes combinaisons. Ce qui m'a permis, par la suite, de procéder au calcul du ferraillage passif des éléments constructifs du voussoir.

CHAPITRE VIII

EQUIPEMENT DU TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont sont des dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Parmi ces équipements, citons : Appareils d'appui ; dé d'appui et joints de chaussée.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments mécaniques utilisés pour transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation routière.

Dans notre cas, on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau VIII.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

Combinaisons	R culée max (MN)	R pile max (MN)
G	3.43	13.46
1.35G + 1.6A(l) + 1.6St	6.02	**22.58**
1.35G + 1.6Bc + 1.6St	6.53	20.88
1.35G + 1.6Bt + 1.6St	6.02	19.96
1.35G + 1.35Mc120	6.07	19.75
1.35G + 1.35D240	**6.97**	21.35

VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante dans avec :

- ✓ a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;
- ✓ D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;
- ✓ a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

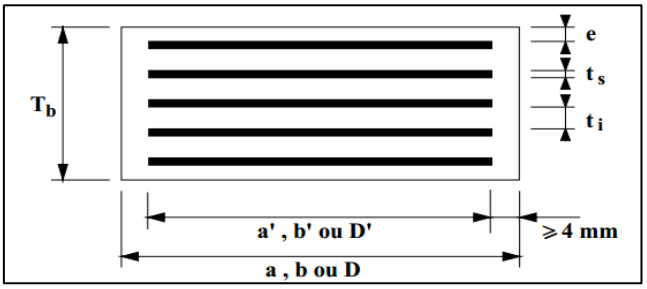


Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'ap

VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui :

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{max}}{a\times b} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa \text{ ;avec } N_{max} = \frac{R_{max}}{2} \quad \text{.....(VIII.1)}$$

VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{.....(VIII.2)}$$

Avec

a : est le grand côté de l'élastomère.

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a\times\sigma_m}{\beta\times\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases} \quad \text{.....(VIII.3)}$$

Tel que

σ_e= 235 MPa

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a'\times b'} \quad \text{.....(VIII.4)}$$

$$\beta = \frac{a\times b}{2\times T\times(a+b)} \quad \text{.....(VIII.5)}$$

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.2. Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{max}	22.58 MN	6.97 MN
N_{max}	11.29 MN	3.49 MN
a×b	5645 cm^2 ➔ (a×b) = (**800×800**) mm^2	≤1745 cm^2 ➔ (a×b) = (**450×450**) mm^2.
T	80 ≤ T ≤ 160	45 ≤ T ≤ 90
t_s	> 3.64 mm	> 2.98 mm
On prendra	• 5 Feuilles d'élastomère : ti = 12 mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 6 mm. • 6 Frettes métalliques de : ts = 10 mm. • Enrobage des chants : 10 mm. • Enrobage extérieur ; 3 mm	• 4 Feuilles d'élastomère : ti = 10 mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 5 mm. • 5 Frettes métalliques de : ts = 6 mm. • Enrobage des chants : 10 mm • Enrobage extérieur ; 3 mm
(a×b×T)	(**800×800×120**) mm^3	(**450×450×70**) mm^3

VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

VIII.2.3.1. Actions statiques :

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \varepsilon \quad \text{.....(VIII.6)}$$

Avec

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;
K_i : la rigidité des appuis (***Voir chapitre IX***) ;
ε_T : coefficient de la température. $\varepsilon_T = \lambda \times \Delta T$; avec $\Delta T = 10°C$ et $\lambda = 10^{-5}$;
ε_f : coefficient du fluage $\varepsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$;
K_{fl} : vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $K_{fl} = 2.5$;
$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

VIII.2.3.2. Actions dynamiques :

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un camion Bc : F_{fr} = 0.30 MN ;(***Voir chapitre IV***).

VIII.2.3.3. Déplacement horizontale :

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr} \quad \text{.....(VIII.7)}$$

Avec

V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \varepsilon_T$;
V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \varepsilon_f$;
V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \varepsilon_r$;
L : longueur de délitation (entre les joints de chaussée) qui vaut 281.2 m ;
V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$v_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 Mpa ;
T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VIII.3. Déplacement horizontal du tablier.

appui	Xi	Ki	Ki/som	Ht	Hf	Hr	Hfr	Vxt	Vxf	Vxr	Vxfr
C1	126,54	6942.86	0,13	0,088	0,219	0,175	0,045	0,013	0,033	0,026	0,043
pile1	86.72	11349.26	0,21	0,098	0,245	0,196	0,073	**0,009**	**0,023**	**0,018**	**0,023**
pile2	26.72	10444.56	0,19	0,028	0,069	0,055	0,068	0,003	0,008	0,006	0,023
pile3	33,46	9476.17	0,17	0,032	0,080	0,064	0,062	0,003	0,008	0,006	0,023
pile4	93,46	9476.17	0,17	0,089	0,222	0,177	0,062	0,009	0,023	0,018	0,023
C2	133,46	6942.86	0,13	0,093	0,232	0,186	0,044	**0,013**	**0,033**	**0,026**	**0,043**

Avec :

X_{CR}: centre de rigidité ; $X_{CR} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} = 126.38m$;

$|X_i|$:la distance entre l'appui et le centre de rigidité ;

Ki : raideur d'appui ;(***voire chapitre.IX***).

Donc :

Tableau VIII.4. Déplacement horizontal total au niveau de pile et culée.

V_x	Cas statique	Cas dynamique
$V_{x\ pile\ max}$	0.073 m	0.193 m
$V_{x\ culée\ max}$	0.115 m	0.235 m
$V_{x\ pile\ dynamique} = V_{x\ culée\ dynamique}$ = 0.12 m (d'après l'étude sismique)		

VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification à l'ELA doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VIII.2.4.1. Résistance à la compression :

Cas de la pile :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{11.29}{0.8 \times 0.8} = 17.64\ MPa \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa \rightarrow \text{Vérifiée.} \quad \text{.....(VIII.7)}$$

Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{3.49}{0.45 \times 0.45} = 17.23MPa \leq \sigma_{adm} = 20MPa \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc \quad \text{.....(VIII.8)}$$

Avec

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité ;

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

$Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$: la charge critique de flambement ;

B : l'aire nominale de l'appui ;

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$: le facteur de forme.

<u>Application Numérique :</u>

Cas de la pile

S = 16.670 ; d = 0.022 m ;

h = 0.132 m ;

B = 0.6400 m^2 ;

Pc = 106.71 MN ;

Pu = 11.29 MN ;

$\gamma_s \times Pu$ = 33.87 MN ≤ Pc = 106.67 MN

➔ Vérifiée.

Cas de la culée

S = 10 ; d = 0.016 m ;

h = 0.080 m ;

B = 0.2025 m^2 ;

Pc = 11.52 MN ;

Pu = 3.49 MN ;

$\gamma_s \times Pu$ = 10.47 MN ≤ Pc = 18.47 MN

➔ Vérifiée.

VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :

$\boldsymbol{\delta = V_x / T < \delta c}$.....(VIII.9)

Pour **p = Pu/Pc = 0.189 MN < 0.25 MPA** ; on trouve : $\boldsymbol{\delta c \leq 0.7+4(\delta_0 -0.7)\ (0.25-p)}$.

Tel que : $\boldsymbol{\delta_0 = b/T}$, borné par $\boldsymbol{[0.7 < \delta_0 < 2]}$.

b : petit côté de l'appui ;

T : épaisseur totale d'élastomère.

<u>Application Numérique :</u>

Cas de la pile

p = Pu/Pc = 0.106 MN

b = 800 mm ; T =120 mm ;

δ_0 = 6.67 ;

On prend : δ_0 = 2 ;

δ_c = 1.45 ;

Vx = 0.151 m ;

δ = 1.26 ;

$\delta < \delta_c$ ➔ **Vérifiée.**

Cas de la culée

p = Pu/Pc = 0.189 MN

b = 450 mm ; T = 70 mm ;

δ_0 = 6.43 ;

On prend : δ_0 = 2 ;

δ_c = 1.02 ;

Vx=0.193 m ;

δ = 2.76 ;

$\delta > \delta_c$ ➔ **Non Vérifiée**

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la culée.

VIII.2.4.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$\boldsymbol{H < f \times N_{min}}$ et $\boldsymbol{f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)}$ ……..(VIII.10)

Avec

N est l'effort de compression vertical ;

f est le coefficient de frottement.

<u>Application Numérique :</u>

Cas de la pile

N = 22.58/2= 11.29MN ;

σ_m = 17.81 MPa ; f = 0.13 ;

$H=\left(\frac{V_x}{T} * G\right) * ab$=0.35MN

0.35 MN < 11.29×0.13=1.51 MN

➔ **Non vérifiée.**

Cas de la culée

N = 6.98/2 = 3.49MN ;

σ_m = 17.55 MPa ; f = 0.13 ;

$H=\left(\frac{V_x}{T} * G\right) * ab$ =0.30MN

0.30 MN < 3.49×0.14=0.47MN

➔ **Non vérifiée.**

Donc il y a une risque de glissement, on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée.

VIII.2.4.3. Contrainte de cisaillement due a l'effort normal :

$$\tau_N = \frac{1.5 * \sigma m}{\beta} < \tau_{adm} = 3 * G$$

avec β = (axb)/2t(a+b)

dans le cas de culée :

σ_m = 17.55 MPa

β = 11.25

$\tau_N = 2.34MPa < \tau_{adm} = 2.7MPa$ ➔ **vérifiée.**

dans le cas de pile :

σ_m = 17.81 MPa

β = 16.67

$\tau_N = 1.60MPa < \tau_{adm} = 2.7MPa$ ➔ **vérifiée.**

VIII.3. Dés d'appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

A = a + 200 ➔ A = 800 + 200 ➔ A= 1000 mm ;

B = b + 200 ➔ B = 800 + 200➔ B = 1000 mm ;

h ≥ 2 B_0 / P_0 ➔ h ≥ 0.5 m. On prend h= 0.5 m.

Avec

B_0 = A × B = 1 m^2 ;

P_0=2 (A + B) = 4 m.

VIII.3.2. dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile.On trouve :

(A×B×h)=(**650**×**650**×**300**) mm^3.

VIII.3.3. Ferraillage des dés d'appuis :

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} \quad \text{.....(VIII.11)}$$

- **Armatures horizontale**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} \quad \text{.....(VIII.12)}$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} \quad \text{……..……..(VIII.13)}$$

- **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} \quad \text{……..…(VIII.14)}$$

Tq : N_{pile}=11.29 MN ;

$N_{culée}$=3.49 MN

Donc :

Tableau VIII.5. Feraillage du dé d'appui.

	Sur pile		**Sur culée**	
	Section	Armature	Section	Armature
Armature de chainage	64.89 cm^2	**34HA16**	20.06 cm^2	**10HA16**
Armature horizontale	32.44 cm^2	**18HA16**	10.03 cm^2	**6HA16**
Frette supérieur	10.38 cm^2	**10HA12**	3.21 cm^2	**4HA12**
Frette inférieur	25.95 cm^2	**14HA16**	8.02 cm^2	**6HA16**

Le ferraillage de dé d'appui est montré dans le schéma .

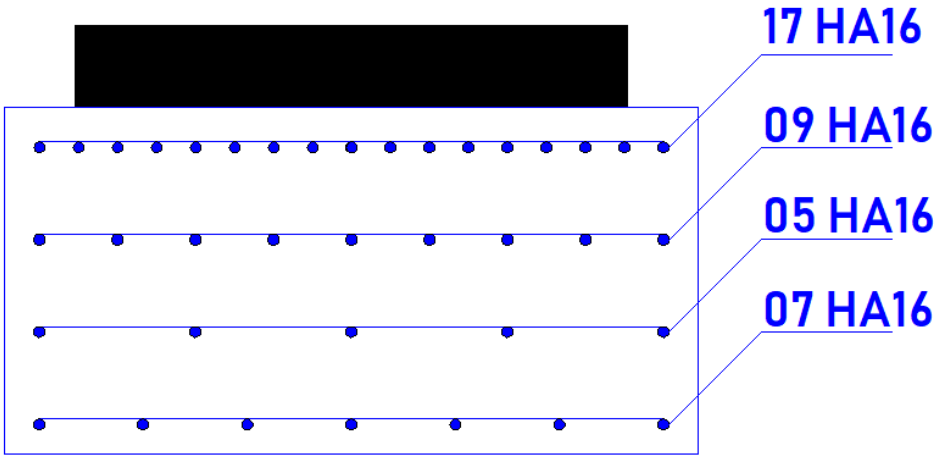


Figure VIII.2. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

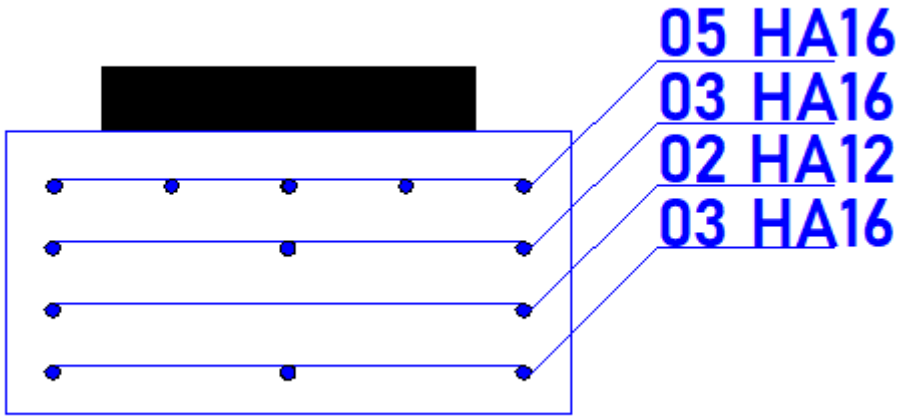


Figure VIII.3. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VIII.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_{Fr} + W_D + 0.4W_T + \frac{W_S}{3} \quad \text{(VIII.9)}$$

Avec

W : souffle total du joint ;
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
W_T : souffle thermique ;
W_S : souffle sismique.
W_{Fr} : souffle de frainage.

Les souffles W_T, W_D et W_{Fr} sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 12 cm).

Donc : W **= 10.78 cm**.

VIII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de **10.78cm** il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

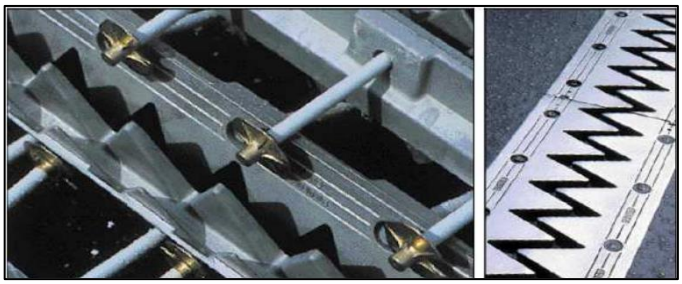


Figure VIII.4. Joint du type Wd.

Tableau VIII.6. Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	**110**	**116**	**104**	**92**	**90**
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 10 à 120 mm.

VIII.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a dimensionner les équipements du tablier ainsi qu'on a vu leur rôle. L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passée à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Il comportent deux parties :

- **Le voile** : transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;
- **La fondation** : reçoit la descente des charges et les transmets au sol.

IX.2.1. Conception de pile:

pour assurer la stabilité en construction et en service et leur résistance vis-à-vis des effets générés par le lancement des voussoirs ainsi que ceux dus au vent turbulent, les formes des piles font l'objet d'études très importantes, alors il faut bien choisi le type de pile.

Le choix du type de la pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques, mécanique du site d'implantation de l'ouvrage et des déférentes types .pour notre ouvrage, on a opté pour le modèle de base poteau de section carre plein, d'épaisseur 6 m constante sur toute la hauteur dans le sens transversal et 2 m dans le sens longitudinal.

Tableau IX.1. Hauteurs des piles.

Piles	P1	P2	P3	P4
Hauteur (m)	12	14.5	16.8	16.8

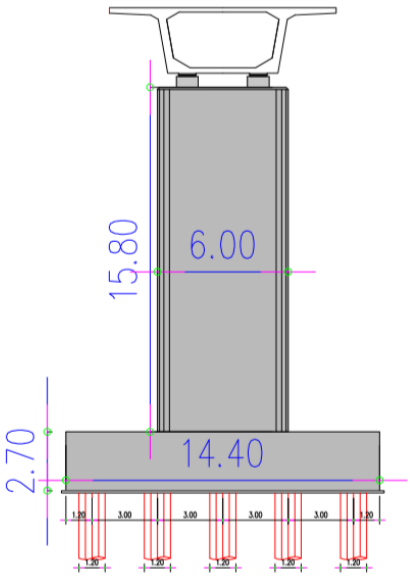


Figure IX.1. Dimensions de la pile la plus haute.

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}, \quad k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A-APP}}} \quad \text{.....(IX.1)}$$

Avec

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique ;

Tableau IX.2. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

appui	H	Ka app		Kpile	Kapp long	
		Ks (MN/M)	Kd (MN/M)	Kd (MN/M)	Ks (MN/M)	Kp (MN/M)
C1	-	2,60	3.47	inf	5.21	6.94
pile 1	12	4,80	6,40	100.14	8,76	11.35
pile 2	14,5	4,80	6,40	56.76	8,21	10.44
pile 3	16,8	4,80	6,40	36.49	7,60	9.48
pile 4	16,8	4,80	6,40	36.49	7,60	9.48
C2	-	2.60	3.47	inf	5.21	6.94

Tableau IX.3. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

appui	H	Ka app		Kpile	Kapp trans	
		Ks (MN/M)	Kd (MN/M)	Kd (MN/M)	Ks (MN/M)	K4 (MN/M)
C1	-	2,60	3.47	inf	5.21	6.94
pile 1	12	4,80	6,40	1602.17	9,57	12,75
pile 2	14,5	4,80	6,40	908.13	9,55	12,71
pile 3	16,8	4,80	6,40	583.88	9,52	12,66
pile 4	16,8	4,80	6,40	583.88	9,52	12,66
C2	-	2.60	3.47	inf	5.21	6.94

IX.2.3. Etude sismique

IX.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- ✓ Le présent pont est classé en 2eme groupe ;
- ✓ Le sol est de catégorie S2 (site ferme) ;
- ✓ l'ouvrage est classé en zone IIa ;
- ✓ L'accélération de zone A= 0.2 .

IX.2.3.2. Méthode de calcul

l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse :

Avant de procéder à l'analyse, on doit vérifier la validité de la méthode monomodale donc on doit vérifier les critères du guide RPOA:

Critère n°1 : Masses modales La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale Mmodale> 0,7M totale (masse tablier + masse du pile)

=> **58 413.79 KN > 0.7*(58 413.79+16 780) = 52 665.65 KN => Vérifiée.**

Critère n°2 : Angle de biais L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

Critère n°3 : Angle de courbure L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

Critère n° 4 : Symétrie transversale L'excentricité entre le centre des masses et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes. Cette excentricité est vérifié du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

- Alors l'application de la méthode monomodale vérifié tous les conditions stipuler par le RPOA.

IX.2.3.3. Seisme longitudinale :

- **Période propre longitudinal de l'ouvrage :**

  $$\boldsymbol{T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}}$$

  Tq : M : la masse effective totale de la structure : **M =66803.79 MN=6680.379t**

  K : le raideur longitudinal de l'ouvrage : $K = \sum K_i = 54631.87\ KN/m$

  $$\boldsymbol{T = 2\pi}\sqrt{\frac{6680.379}{54631.87}} = 2.20s$$

- **La force horizontale longitudinale :**

  $$\boldsymbol{F = M * S_a(T, \xi)}$$

Tq :

$\boldsymbol{S_a(T, \xi)}$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$\mathbf{Sad(T, \xi)} = \begin{cases} \mathbf{AgS}(1 + \frac{\mathbf{T}}{\mathbf{T_1}}(2{,}5\eta - 1)) & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2{,}5\eta AgS} & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2{,}5\eta AgS}(\frac{\mathbf{T_2}}{\mathbf{T}}) & \mathbf{T_2 \le T \le 3{,}0s} \\ \mathbf{2{,}5\eta AgS}(\frac{\mathbf{3T_2}}{\mathbf{T^2}}) & \mathbf{T \ge 3{,}0s} \end{cases}$$

(T1, T2) = *f* (S1) ➔ (T1, T2) = (0.15 ; 0.40) et **S = 1.1** ;

g : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²** ;

ξ : taux d'amortissement 5 % ;
η : facteur de correction de l'amortissement : **η=1** ;
S : coefficient du site ;
T =2.20s : période fondamentale de l'ouvrage ;
A : coefficient d'accélération : **A=0.2**

Application Numérique :

$T_2 < T < 3.00$ s ➔ $Sa(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T)$ ➔ **Sa = 0.981 m/s²** ;
$F = M * S_a(T, \xi)$ ➔ F = 0.995*6680.379 ➔ **F = 6553.452 KN.**

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \quad , \quad d_{L(tablier)} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa \quad \text{.....(IX.3)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IX.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

appui	Fi (KN)	d (cm)
C1	832.84	12
pile 1	1361.42	12
pile 2	1252.89	12
pile 3	1136.73	12
pile 4	1136.73	12
C2	832.84	12

IX.2.3.4. Seisme transversale :

Cette méthode peut etre appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes :

-le modèles à tablier rigide.
- le modèles à tablier flexible.

Le tablier peut etre supposé comme étant rigide si $\frac{L}{B} \leq 5$, tq :

L : est la longueur total du tablier.
B : est la largeur du tablier.

Dans notre cas : $\frac{L}{B} = \frac{261}{10.4} = 25.1 > 5$

Donc on considére notre tablie comme étant flexible

- **Période propre longitudinal de l'ouvrage :**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i * u_i^2}{\sum f_i * u_i}}$$

Où :

m_i : est la masse concentée au i-ème point nodal

u_i : est le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise qux forces : $f_i = m_i * g$

Tableau IX.5. le déplacement dans la direction transversale, lorsque la structure est soumise aux $f_i = m_i * g$.

appui	M (t)	k (MN/m)	f (KN)	U (m)
c1	218,75	6,94	2145,94	0,309
p1	1041,75	11,35	10219,57	0,901
p2	1041,75	10,44	10219,57	0,979
p3	1041,75	9,48	10219,57	1,078
p4	1041,75	9,48	10219,57	1,078
c2	218,75	6,94	2145,94	0,309

Donc :

$\boldsymbol{T} = 2$ s

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui :

$$\boldsymbol{F_i} = \frac{4\pi^2}{T^2}.\frac{\mathrm{Sa(T\,;\,\xi)}}{g}.m_i u_i \quad ; \quad \boldsymbol{d_r} = \frac{\boldsymbol{u_r}}{\sum m_i u_i}.M.(\frac{\boldsymbol{T}}{2\pi})^2.\mathrm{Sa(T\,;\,\xi)}$$

Tableau IX6. force horizontale et le déplacement répartis sur chaque appui.

appui	Fi (KN)	di (cm)
c1	67.78	3.26
p1	940.41	9.48
p2	1021.86	10.30
p3	1126.29	11.36
p4	1126.29	11.36
c2	67.78	3.26

IX.2.3.5. Seisme verticale

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée **(I)** ou **(IIa)** selon le R.P.O.A, est négligeable ; donc on n'a pas besoin de composante verticale du seisme.

IX.2.3.6. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

Tableau IX.7. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort séismique (pile3) KN
Ex (Longitudinal)	1	0,3	0,3	1643.54
Ey (Transversal)	0,3	1	0,3	1467.31

IX.2.4. Descente des charges

IX.2.4.1. Efforts dus à la pile et au tablier

Les résultats des efforts sont résumés dans l'annexe D.

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas de la pile ;
- Centre de la pile.

NB2 : Les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inférieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égale à : $H = H_{dé\ d'appui} + H_{pile}$= **17.3m**.

IX.2.4.2.Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le ***chapitre IV***.

Tableau IX.8. Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	G + 1.2 A(l)2Vs + St +W+ 0.6H_T + F_{flv}	ELA longitudinal	G + Ex + 0.2A(l)2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}
	G + D240+W+ 0.6 H_T + H_{flv}		G + Ex + 0.2 D240 + 0.4 H_T + H_{flv}
	G + 1.2 Bc 2Vs+W+ St + 0.6 H_T + H_{flv}		G + Ex + 0.2 Bc 2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}
	G + Mc 120+ W+ 0.6 H_T + H_{flv}		G + Ex + 0.2 Mc 120 + 0.4 H_T + H_{flv}
ELU	1.35G + 1.6A(l)2Vs+ 1.5W+ 1.6St + 0.9H_T + H_{flv}	ELA transversal	G + Ey + 0.2A(l)2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}
	1.35 G + 1.35 D240 + 1.5W +0.9 H_T + Hflv		G + Ey + 0.2 D240 + 0.4 H_T + H_{flv}
	1.35 G + 1.6 Bc Vs+1.6St +1.5W + 0.9 H_T + H_{flv}		G + Ey + 0.2 Bc 2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}
	1.35 G + 1.35 Mc 120 +1.5W+ 0.9 H_T + H_{flv}		G + Ey + 0.2 Mc 120 + 0.4 H_T + H_{flv}

IX.2.5. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicité « Pile 4 » :

I_x=**4 m^4 ;** I_y=**36 m^4 ; S=12 m^2 ; h=16.8 m**

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$\lambda = l_f/i \leq 70$.....(IX.4)

Avec

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : **$l_f = 2 \times h = 31.6$m** ;

i : rayon de giration.

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.73$ m ➔λ=19.42<70 ➔ **vérifiée**

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0.58$ m ➔λ=57.93<70 ➔ **vérifiée**

IX.2.6. Ferraillage de la pile

IX.2.6.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le ***tableau.IX.8***.

Tableau IX.9. Sollicitation les plus défavorables pour la pile-4-.

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELU	29410.29	579.9	10032.27	**1700.02**	**1672.05**
ELS	21764.31	519.6	8989.08	**1258.05**	**1498.18**
ELA	18999.01	2078.14	35951.82	**1098.21**	**5991.97**

Les détails sont représentées dans l'annexe D.

IX.2.6.2. La section d'acier :

❖ **Feraillage longitudinale :**

Avec un logiciel qui calcule la section d'acier et fait la vérification on obtient :

As = 53.5 cm^2/ml ➔ **7HA32/ml** avec St = 14 cm dans les deux sens.

❖ **<u>Condition de non-fragilité :</u>**

$$\text{Amin} = \frac{0.23 * f_{ti}}{f_e} bd = 14.9 cm^2/\text{ml}$$

As > Amin ➔ **vérifiée**

❖ **Feraillage transversale :**

$V_u = F_{horizontal}$ (ELU) = 579.9KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.5799}{2*0.9*6} = 0.054 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u' = \inf\{4\text{MPa}; 0.1f_{c28}\} = 3 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$\tau_u' \geq \tau_u$ ➔ **vérifiée**

On opte pour des cadres hotizontales de **HA12** avec :

St=min (24Φt ; 8ΦL; 0.25d)= **20cm.**

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

IX.5. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

Il ya deux types du culée :

- Culée remblayée.
- Culée enterrée.

Pour notre ouvrage, on a choisit le type de culée enterrée avec les dimensionnements suivants :

IX.5.1. Pré-dimensionnement de la culée

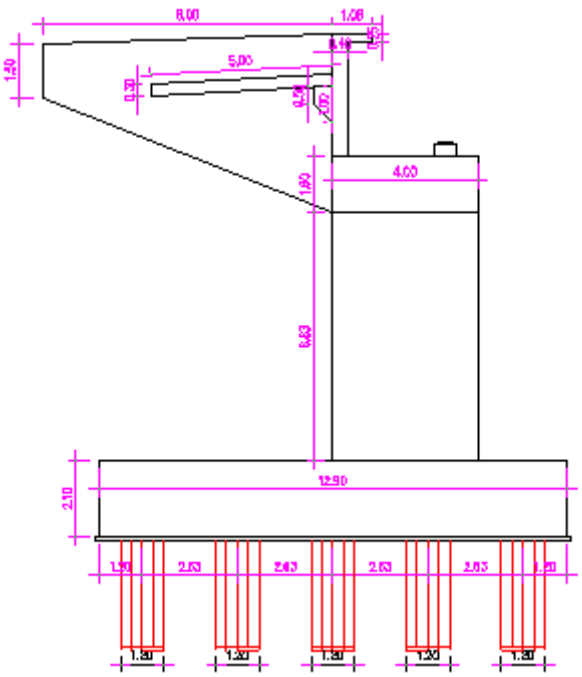


Figure IX.2. Les dimensions des éléments de la culée.

Tableau IX.10. Les dimensions des éléments de la culée.

	longeur	hauteur	epaisseur	surface
dalle de transition	5	9,6	0,3	48
corbeau	0,5	9,6	0,5	0,375
mur de retour	8	4,97	0,6	25,88
MGG	10,4	3,37	0,4	1,518
chevétre	10,4	1,6	4	6,4
voile	4	6.83	0,8	34,4

IX.5.2. Stabilité de culée :

Les résultats du stabilité de culée sont résumées dans l'annexe D.

IX.5.3. Ferraillage des éléments de la culée

IX.5.3.1. Ferraillage du mur garde grève

- **Evaluation des efforts**
  - **Moment des poussées des terres :**

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \quad \text{(IX.7)}$$

Avec

H : hauteur des remblais, **H = 3.37m** ;

K_a : coefficient de poussée des terres, K_a **= 0.599** ;

L : longueur des remblais, L **= 1m**.

- ➔ $M_{P\text{ - ELU}}$ **= 92.85 KN.m**.
- ➔ $M_{P\text{ - ELS}}$ **= 68.78 KN.m**.

  - **Moment due à la force de freinage $M_{f\,Bc}$:**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \text{(IX.8)}$$

Avec

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L.U et μ = 1.2 à l'E.L.S ;

P = 60 KN.

- ➔ $M_{f\text{ - ELS}}$ **= 46.28 KN.m**.
- ➔ $M_{f\text{ - ELU}}$ **= 34.71 KN.m**.

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h}\int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)}dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma \quad \text{(IX.8)}$$

Avec

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;

bc : coefficient de pondération du système **Bc** ;

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

- ➔ M_{P-ELS} **= 69.14 KN.m**.
- ➔ M_{P-ELU} **= 92.19 KN.m**.

❖ **Combinaison d'actions sur le MGG**

- ➔ $M_{ELS}=M_G+1.2M_Q$ **= 193.4 KN.m.**
- ➔ $M_{ELU}=1.35M_G+1.6M_Q$ **= 349.4KN.m**.

❖ **Ferraillage de mur garde-grève**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier **:** avec logiciel de calcul on trouve A_s = 25.3 cm², **,** On prend **6HA25/ml** avec St=15 cm;

Armatures horizontales **:** A_{st}= As/4 ; Soit : **6HA12/ml** avec St= 15cm ;

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **8HA12/ml** avec St= 12.5cm ;

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

IX.5.3.2. Dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m

- Remblais : $G_{remblais}$ = 18× 1.14 × 1 = 20.52 KN/ml ;
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle}$ = 25×0.3× 1=7.5 KN/ml ;
- Revêtement : $G_{Revêtement}$ =24×0.08× 1 =1.92 KN/ml ;
- Surcharge d'exploitation : Q = 10 KN/ml.

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} \quad ; \quad T_{max} = \frac{ql}{2}$$

❖ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Tableau IX.11. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
G	/	344.91	143.71
Q	/	115.2	48
ELU	1.35G+1.6Q	176.31	141.05
ELS	G+1.2Q	131.06	104.85

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier **:** A_s = 31.6 cm² On prend **7HA25/ml** avec St =12.5 cm ;

Armatures longitudinales **:** A's = As/4 ; barres de **7HA12** avec St = 12.5cm(nappe supérieur et nappe inferieur) ;

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **10HA12/ml** avec St= 10 cm.

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

IX.5.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

❖ **Evaluation des efforts**

Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem}=\frac{ql}{2} \quad \text{.....(IX.9)}$$

Avec

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ; $q=q_{remblais}+q_{revêtement}+q_{p\ dalle}$.

➔ $R_{Rem}=\frac{29.94\times5}{2}=74.85$ KN/ml

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{Dal\text{-}T}=\frac{ql}{2} \quad \text{.....(IX.10)}$$

Avec :

q : charge due au poids de la dalle de transition.

➔ $R_{Dal\text{-}T}=\frac{10\times5}{2}=25KN/ml$

Réaction due au poids du corbeau :

$\mathbf{R_{Cor}=V\times\gamma}$……(IX.11)

Avec
V : volume du corbeau ;
γ : densité du béton.

➔ $R_{Cor}=3.6\times25=90$ KN/ml

❖ **Combinaison d'actions sur le corbeau**

$\mathbf{M_{ELU} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q = 131.27}$ **kN/ml .**

$\mathbf{M_{ELS} = M_G + 1,2 \times M_Q = 97.43}$ **KN/ml .**

❖ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

Section d'acier : A_s =9.3 cm² On prend 9HA12/ml avec St = 10cm ;

Armature de construction : A's = As/3 ; Soit : 4HA10/ml avec St= 25cm.

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

IX.5.3.4. Mur en retour

❖ **Evaluation des efforts**

Le mur en retour est supposé encastrer sur un seul côté, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : P_{terres} = 0.5× (0.43×18×4.97²×1) = 95.59 KN/ml ;
- Poussée des surcharges de remblais : Psr = 21.37 KN/ml ;
- Poids de CCP : P_{eq} = 47.39 KN/ml ;
- Poids propre du mur : 37.275 KN/ml.

❖ **Combinaisons des efforts**

E.L.S : $\mathbf{Mu = (Mt + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,2\ (Msr)}$.
E.L.U : $\mathbf{Mu = 1,35(Mt + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,6\ (Msr)}$.

❖ **Résultat et ferraillage**

Tableau IX.12. Résultats et ferraillage du mur en retour.

	ELS	ELU	section (cm²)	armature	espacement
Horizontal (KN)	222,09	298,76	42,7	6 HA32	15 cm
Vertical (KN)	312,005	421,21	82	11 HA32	9 cm

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

IX.5.3.5. Chevétre :

il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

Le résultat des efforts est montré dans le tableau : (les détails sont représentées dans l'annexe D).

Tableau IX.13. les résultats des efforts sur la chvétre

	N (KN/ml)	M(KN.m/ml)
ELS	536.54	542.97
ELU	724.33	733.01

- **Ferraillage chevétre**

Ferraillage vertical **:** Avec logiciel de calcul on trouve A_s = 39.5cm² On prend **9HA25/ml** avec St=11 cm.

Ferraillage horizontal **:** Ast = As/4 ; Soit : **9HA12/ml** avec St=11 cm.

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **9HA14/ml** avec St=11 cm.

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

IX.5.3.5. Voiles :

La voile est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

Les efforts sont présentées dans l'annexe D.

Le résultat des combinaisons est montré dans le tableau : (les détails sont représentées dans l'annexe D)

Tableau IX.14. Le résultat des combinaisons pour une voile (plus défavorable).

	N(KN/ml)	M(KN.m/ml)
ELS	3235.68	8744.73
ELU	4368.17	11805.39

- **Ferraillage voile :**

Ferraillage vertical **:** Avec logiciel de calcul on trouve A_s = 57.5cm²/ml donc : 34.5cm²/voile On prend **8HA25** avec St=7 cm.

Ferraillage horizontal **:** Ast = As/4 ; Soit : **5HA16** avec St=20 cm.

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **6HA16** avec St=13 cm.

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

IX.4. ETUDE DES FONDATION

IX.4.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX.15. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur :	14.4	Longueur :	12.9
Largeur :	16.4	Largeur :	14.4
Epaisseur :	2.7	Epaisseur :	2.1

Les résultats des efforts agissant sur la semelle sont récapitulés dans l'annexe ()

IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (descends des charges voir ***annexe D***) :

Tableau IX.16. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

	Sous la pile			Sous la culée		
Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	50930.37	579.9	11018.1	64225.41	4010.07	44460.20
ELS	37705.11	519.6	10392	47574.38	3072.59	34353.65
ELA	34939.81	2078.14	41562.80	32394.70	4697.53	56940.32

IX.4.1.2. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} \quad \text{(IX.12)}$$

Avec

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS ;

Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau IX.17. Nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile		Cas de la culée	
N_{max}(KN)	37705.11	N_{max}	47574.38
Q_P(KN)	1944.2	Q_P	1944.2
n_p	19.39	n_p	24.47
On prend	**20 pieux de 25 m de profondeur**	On prend	**25 pieux de 25 m de profondeur**

IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \quad \text{(IX.13)}$$

Avec

n : nombres des pieux ;
N : effort normal ;
Mx, **My** : moments dans les sens x,y ;
X = y = 1.8 m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau IX.18. Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.

	Cas de la pile		Cas de la culée	
Etat	N_{Max} (KN)	Nmin(KN)	N_{Max} (KN)	Nmin(KN)
ELU	2735.28	2357.76	4180.64	957.40
ELS	2033.34	1737.17	3146.59	656.36
ELA	2339.26	1154.72	3331.75	-740.18

IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad \text{(IX.14)}$$

Avec :

h = H – d' ;
L : entraxe entre les pieux ;
b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau IX.19. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		Cas de la culée	
L (m)	4	**L (m)**	2.625
b (m)	2	**b (m)**	4
H (m)	2.7	**H (m)**	2.1
d' (m)	0.27	**d' (m)**	0.21
h (m)	2.43	**h (m)**	1.89
$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$ (m)	1.5	$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$ (m)	1.625
$\alpha_1=\alpha_2=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)$ (°)	58.31	$\alpha_1=\alpha_2=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)$ (°)	80.61
Conditions	**vérifiées**	**Conditions**	**vérifiées**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S=\frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}}\times\frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h} \quad \text{.....(IX.15)}$$

Application Numérique :

Cas de la pile

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2.06 MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$ = 2.45 MN ;
$\overline{\sigma_a(els)}=\frac{2}{3}f_e$ = 333.33MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)}=f_e$ = 500 MPa ;
$As\text{-}_{ELS}$ = 38.19 cm^2 ;
$As\text{-}_{ELA}$ = 30.30 cm^2.

Cas de la culée

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 3.15 MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$ = 3.33 MN ;
$\overline{\sigma_a(els)}$ = 333.33MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)}$ = 500 MPa ;
$As\text{-}_{ELS}$ = 15.61cm^2 ;
$As\text{-}_{ELA}$ = 11.02cm^2.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φ_{pieu}** .

- **Pour la semelle sous la pile**

Armatures transversales inférieure :

As = $As\text{-}_{ELA}$ /3=12.73 cm^2/ml ; Soit : 7HA16, avec un espacement de 14 cm.

Armatures transversales supérieure :

As_2 = As/4=9.55 cm^2/ml ; Soit : 7HA14, avec un espacement de 14 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As_3 = As /3=12.73 cm^2/ml ; Soit : 7HA16, avec un espacement de 14 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

As_4 = As/10= 3.82 cm^2/ml ; Soit : 4HA12, avec un espacement de 25 cm.

Armatures latérales :

As_5 = As/10= 3.82 cm^2/ml ; Soit : 4HA12, avec un espacement de 25 cm.

- **Pour la semelle sous la culée**

Armatures transversales inférieure :

As = As_{-ELA} /3=5.2 cm^2/ml ; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure :

As_2 = As/4=3.9 cm^2/ml ; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As_3 = As /3=5.2 cm^2/ml ; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

As_4 = As/10= 1.56 cm^2/ml ; Soit : 2HA10, avec un espacement de 50 cm.

Armatures latérales :

As_5 = As/10= 1.56 cm^2/ml ; Soit : 2HA10, avec un espacement de 50 cm.

IX.4.2. Etude des pieux

IX.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\mathbf{EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u by = 0} \quad \text{(IX.16)}$$

Avec :

b : diamètre du pieu ;
C_U : module de réaction du sol ;
y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\boldsymbol{\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}} \quad \text{(IX.17)}$$

Avec

α : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \quad \text{.....(IX.18)}$$

Application Numérique :

C_u = 25 MN/m^3 ;
E = 34179.56 MPa ;
b = 1,20 m ;
I = 0,102 m^4 ;
λ = 0.215 ;
D'où : **λL = 4.31.**

D'où, en tire les valeurs de (X_φ^H , X_φ^M) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 4.31 \Rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 0.54 \\ X_\varphi^M = 0.78 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} \quad \text{.....(IX.19)}$$

Avec :

$\overline{P} = \frac{H}{n}$;

H : effort horizontale.

N : nombre des pieux.

Tableau IX.20. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	H_{max} (KN)	$\overline{P}$(KN/pieu)	$\overline{M}$(KN.m)	H_{max} (KN)	$\overline{P}$(KN/pieu)	$\overline{M}$(KN.m)
ELU	579.9	28.995	-92.82	4010.07	160.40	-513.50
ELS	519.6	25.98	-83.17	3072.59	122.90	-393.46
ELA	2078.14	103.91	-332.64	4697.53	187.90	-601.54

IX.4.2.2. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

➢ **Cas de la pile**

A_s = 22.6 cm² Donc : on prend **12HA16**.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA12** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

- **Cas de la culée**

A_s = 38.3 cm² Donc : on prend **8HA25**.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

(les détails sont présentées dans l'annexe C).

IX.7. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'étude de notre projet a porté tout d'abord sur la conception qui nous a permis de choisir trois variantes qui se rapportent aux conditions et aux contraintes du site. Puis sur le pré-dimensionnement de celles-ci qui nous a donné une idée générale sur les dimensions des différents éléments de chaque variante, la variante qui a répondu le mieux aux critères de choix a été retenue pour le dimensionnement. ce dernier est effectué pour les états-limites ultimes et de services et il permet, au moyen des vérifications de l'aptitude au service et de la sécurité structurale de fixer les dimensions des éléments porteurs.

Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de calcul manuel et la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de la lecture des diffrentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Enfin, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine privilégie, très vaste, et l'apprentissage dans ce domaine ne cesse jamais. Ainsi, la formation d'ingénieur de l'ENSTP a été vraiment très bénéfique pour nous, et on espère bien de collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et de contribuer dans le développement de ce pays.

BIBLIOGRAPHIE

PFE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BENREDHOUANE Mustapha, *Cours de Béton Armé***.** Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2017)

Calgaro,J.A & Bérnard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J. *La précontrainte*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1992)

CHAUSSIN. R. *Béton précontraint*. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), (1992)

Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)

Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)

Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton*. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009)

Document SETRA, Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer, France, Février 1996.

Document SETRA, Joints de chaussée de ponts-routes, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer, France, Décember 2013.

EURO CODE 2, Calcul des structures en béton, Bruxelles, 2004, p 250.

KIBBOUA.A, *Cours des règles parasismiques applicables sur un pont*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2018)

THONIER. H. *Le béton précontraint aux états limites*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), (1992)

BIBLIOGRAPHIE

MASTER

BIBLIOGRAPHIE

[1] Davis CHARDONNIERAS, Pathologie ,*maintenance et reparation des appareils d'appui des ponts et viaducs*, thése d'ingéniorat, Conservatoire national des arts et métiers, 2004.

[2] Document SETRA, Appareils d'appui,

[3] Gilles CAUSSE – Emmanuel BOUCHON – Pascal CHARLES, COURS BETON PRECONTRAINT, ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES (2007).

[4] GUIDES STRRES, Entretien et réparation des équipements d'ouvrages(2010).

[5] IQOA, Image de la qualité des ouvrages d'art : les appuis et appareils d'appui – pile en maçonnerie (1996).

[6] KEDDACH Ali – HEMENNI Aghiles, *ÉTUDE D'UN VIADUC CAISSON CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF SUR RN73 (TIZI OUZOU),* thése d'ingéniorat, sous la direction de Mr. KIBBOUA Abderrahmane, ENSTP, 2014.