République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العمومية
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC V47 DU PK46+925 AU PK 47+125 DE PENETRANTE DJEN DJEN - EL EULMA

Présenté par :
MOKADEM Mohamed Abdelillah
BENBABAALI Oussama

Encadré par :
Mr. YAKOUBI Mohammed
Mr. FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم
الأستاذ
عبدالصادق
١٤٣٩

REMERCIEMENTS

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices…

Nous remerciements vont d'abord au Dieu le tout puissant, clément et miséricordieux, qui nous a donné la force, la patience et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos remerciements à nos familles, qui nous ont toujours soutenus et poussés à continuer nos études. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Nous dédions un merci particulier à **Mr.MOKADEM Zinelabidine** surveillant chef chez ITALCONSULT, pour ses conseils, sa guidance sa motivation, sa compréhension et sa disponibilité durant toutes les étapes du travail.

Nous remercions également notre cher encadreur **Mr.YAKOUBI Mohammed** ingénieur ouvrage d'art chez ADA, pour ses conseils, son aide , sa disponibilité durant toutes les étapes du travail .

Nous remercions notre cher Co-encadreur **Mr.FEDGHOUCHE Ferhat**, professeur et chef département d'infrastructure de base à l'école nationale supérieure des travaux publics-Kouba pour ces efforts pendant trois ans et ses encouragements.

Nous remercions aussi Mr. **BABAKHOUYA Youcef,** consultant ouvrage d'art BET : BIESTA Tébessa qui nous a bien aidé.

Nous remercions tous les enseignants de l'ENSTP, ainsi que l'administration de l'école, et les responsables de la bibliothèque.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

A tous personnes qui nous ont aidées dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin nous disons merci beaucoup.

Dédicace

A mes très chers parents

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère **Rokayah**, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation.

A mon très cher père **Zinelabidine** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il vous portera récompense
Et vous protège et vous garde en bonne santé.

A mon frère et mes sœurs: **Safi , Chifaa et Alaa**

J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma

profonde affection Je vous remercie pour le soutient moral et l'encouragement que

vous m'avez accordés .Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez

Et un brillant avenir.

A mes amis :
Oussama,Mahboub,Walid,Radouan,Yakoub,Amine,Chouaib,Akram,Dhayou,

Oussama,Amro,Bilel ,Hmimich,Houssem,Akrem,Tchipi.

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

Mohamed.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

À ma très chère mère, et mon cher père.

À mes deux frères : Hamza et Walid.

À Ma grand-mère. À mes tentes et tous mes oncles.

À mes cousins et mes cousines .

À mes amis : Oussama, Sofiane , mido , Mahboub , walid , Redhouene , Izzadine , Ahmed , bilal , Housseme ,akram ,ammro,Tchipi.

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

À toute la famille ENSTP : Etudiants – Enseignants

Oussama.

ملخص

تم تخصيص هذا العمل في لتصميم ودراسة جسر بطول 201.8 متر ، ويتم تنفيذ هذا الجسر في جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي والتي يمكن أن تعبر عمق كبير عند النقطة الكيلومترية 47+000 .تم تنفيذ تصميم عام ، حيث تمت دراسة 3 خيارات ، جسر عارضة ، جسر مركب (PRS) وآخر في جسر صندوقي. تم اختيار الجسر الصندوقي بناءً على البيانات الطبيعية والاقتصادية للمشروع ، ثم من خلال الحجم التفصيلي وتقييم الأحمال والحمل الزائد ودراسة الإجهاد المسبق ودراسة المقطع العرضي و دراسة دعامات الجسر.

في هذه الدراسة ، تم أيضًا تنفيذ نمذجة نظام الاهتزاز في الهياكل. تم اقتراح وتحسين نظام التكيف ؛ يستخدم برنامج MATLABلمحاكاة التخميد الجماعي النشط "AMD" ، وهذا النظام يقلل بشكل مثالي الاهتزازات في الهياكل المعرضة لإثارة زلزالية غير متوقعة.

الكلمات المفتاحية: جسر ، جسر صندوقي ، ، مشروع ، نظام الاهتزاز ، هياكل ، تخميد جماعي نشط ، إثارة زلزالية.

Résumé

Ce travail de fin d'étude est consacré à la conception et l'étude d'un viaduc de 201,8 m de longueur, ce viaduc est réalisé en encorbellement successif a inertie constante qui peut franchit une brèche profonde au niveau de PK47+00. Une conception générale a été réalisé, dans laquelle on a étudié 3 variantes, un pont a poutre ,un pont mixte (PRS) et un autre en caisson. Le pont en caisson a été choisi on se basant sur les données naturelles et économiques du projet, ensuite par le dimensionnement détaillé, l'évaluation des charges et surcharge, l'étude de la précontrainte, l'étude de la section transversale et l'étude des appuis de pont sont étudiés.

Dans ce travail de fin d'étude on a réalisé aussi une modélisation de système de compensation des vibrations dans les structures. Un système adaptatif a été proposé et optimisé ; un programme MATLAB est utilisé pour simuler l'amortissement de masse actif ''AMD''.Ce système réduit d'une manière optimale les vibrations des structures soumises à des excitations sismiques inattendus.

Mots-clés : Viaduc, encorbellement successif, inertie constante, projet, système de compensation des vibration, structures, amortissement de masse actif, excitation sismique.

Abstract:

This final work is devoted to the design and the study of a viaduct of 201,8 m length, this viaduct realized in successive corbelling with constant inertia, which can cross a deep breach at the level of PK47 + 00. A general design has been realized, in which two variants have been studied, a beam bridge and a caisson one. The box bridge was chosen based on the natural and economic data of the project, then by the detailed design, the evaluation of the loads and overload, the study of the prestressing, the study of the cross-section and the study of bridge supports are studied.

In this work,the medialization of the system of the vibrations compensations in the structures realized. An adaptive system has been proposed and optimized; a MATLAB program is used for simulate (AMD) an active mass damping. This system optimally reduces the vibrations of structures under to seismicexitation.

Keywords: Viaduct, successive corbelling, constant inertia, project, vibration compensation system, structures.

Sommaire

I. Contrôle Adaptatif et Optimal desVibrations des Structures 1
I.1 Introduction 1
I.1.1 Application du système 1
I.2 Système de contrôle structurel 2
I.3 Système d'amortissement de masse 3
I.3.1 Système amortisseur de masse réglé (TMD) 3
I.3.2 Système d'amortissement de masse active (AMD) 3
I.3.3 Système d'amortisseur de masse accordé semi-actif (SATMD) 4
I.4 Technique de conception de contrôle 4
I.4.1 Affectation des pôles 4
I.4.2 Régulateur linéaire quadratique 6
I.4.3 Contrôle adaptatif 7
I.5 V. 1 AMD d'un pont (un degré de liberté) 11
I.5.1 La modélisation 11
I.6 Conclusion 14
II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 15
II.1 INTRODUCTION 15
II.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE 15
II.3 LES DONNÉES FONCTIONNELLES 15
II.3.1 Trace en plan 15
II.3.2 Profil en long 15
II.3.3 Profil en travers 16
II.4 DONNÉES NATURELLES 16
II.4.1 Donnée géologiques 16
II.4.2 Géomorphologie du secteur en étude 17
II.5 Donnée Géotechnique: 18
II.5.1 Sondages : 19
II.6 Caractérisation séismique locale 19
III. CONCEPTION ET PRE- DIMENSIONNEMENT 22
III.1 INTRODUCTION 22
III.2 PRESENTATION DES VARIANTES 22
III.2.1 Variante N°1 : Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en Précontraintes. 22
III.2.2 Variante N°2 : Pont à poutre métallique (PRS) 23
III.2.3 Variante N°3 : Pont à poutre caisson en encorbellement successif 24
III.3 Devis estimatif des variantes 25

III.4 CRITERES DE CHOIX 27
III.4.1 L'esthétique 27
III.4.2 L'entretien de l'ouvrage 27
III.4.3 Méthodes et durée de construction 27
III.4.4 L'économie 27
III.5 ANALYSE MULTICRITERE 27
III.6 PREDIMENSIONNEMENT 28
III.6.1 Pre-dimensionnement du tablier 28
III.6.2 PREDIMENSIONNEMENT D'INFRASTRUCTURE 31
III.6.3 Conclusion 33
IV. CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL 34
IV.1 INTRODUCTION 34
IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL 34
IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 34
IV.3.1 BETON 34
IV.3.2 Armatures 34
IV.3.3 Contraintes admissibles 35
IV.4 EVATUATION DES ACTIONS 36
IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic 36
IV.4.2 Evaluation des actions dues au trafic 37
IV.5 CONCLUSION 42
V. CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE 43
V.1 INTRODUCTION 43
V.2 STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 43
V.2.1 Différentes phases de construction d'un fléau 43
V.2.2 Charges à prendre en compte 47
V.2.3 Combinaisons d'action 47
V.2.4 Evaluation des efforts 48
V.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 48
V.3.1 Modélisation 48
V.3.2 Combinaisons d'action 49
V.3.3 Résultats 49
V.4 CONCLUSION 50
VI. ETUDE DE LA PRECONTRAITE 51
VI.1 INTRODUCTION 51
VI.2 Etude de la précontrainte de fléau 51

VI.2.1 Calcul de l'effort de précontrainte 51
VI.2.2 Détermination du nombre de câbles de fléau 52
VI.2.3 Répartition des câbles dans chaque voussoir 53
VI.2.4 Etude du tracé des câbles 55
VI.3 Étude de la précontrainte de continuité 57
VI.3.1 Étude des travées 58
VI.3.2 Traçage du câblage 60
VI.4 EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 63
VI.4.1 Pertes de tension instantanées 63
VI.4.2 Pertes de tension différées 68
VI.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES 70
VI.5.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 71
VI.5.2 Vérification des contraintes en phase de service 71
VI.5.3 VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT 72
VII. stabilité de fléau 74
VII.1 . Introduction 74
VII.2 Clouage par précontraint 74
VII.2.1 Palées provisoires 74
VII.2.2 Câbles extérieur ou haubanage provisoire 75
VII.2.3 Clavage de travée arrière 75
VII.2.4 Encastrement sur pile 75
VII.3 Aménagement de tète de pile 75
VII.4 Justification et dimensionnement des éléments à ancrer 75
VII.4.1 Détermination des nombres des câbles 75
VII.4.2 Calcul de la surface des cales 79
VII.5 Conclusion 82
VIII. Etude transversal 83
VIII.1 INTRODUCTION 83
VIII.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 83
VIII.2.1 Modélisation 83
VIII.2.2 Détermination des sollicitations 84
VIII.2.3 Résultats 84
VIII.2.4 FERRAILLAGE 84
VIII.2.5 Ferraillage passif du voussoirs 85
VIII.3 ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE 86
VIII.4 L'ancrage d'un câble dans la section et non parallèle à la fibre moyenne 87

VIII.4.1 La longueur de régularisation 89
VIII.5 Justifications réglementaires 90
VIII.5.1 Zone de la première régulation 90
VIII.5.2 Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure 91
VIII.6 Application :(câbles de fléau) 91
VIII.6.1 Effets de surface 92
VIII.6.2 Effets d'éclatement 92
VIII.6.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre générale 93
VIII.7 Etude de ferraillage des bossages 94
VIII.7.1 Ferraillage de bossage 95
VIII.8 CONCLUSION 96
IX. EQUIPEMENTS DU TABLIER 97
IX.1 INTRODUCTION 97
IX.2 APPAREIL D'APPUI 97
IX.2.1 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 97
IX.2.2 Dimensionnement de l'appareil d'appui 97
IX.2.3 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux 99
IX.2.4 Actions statiques : 99
IX.2.5 Vérifications du dimensionnement 100
IX.3 DES D'APPUIS 102
IX.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile 102
IX.3.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile 102
IX.3.3 dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée 102
IX.4 JOINT DE CHAUSSEE 103
IX.4.1 Dimensionnement 103
IX.4.2 Type de joint 104
IX.5 CONCLUSION 104
X. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 105
X.1 INTRODUCTION 105
X.2 ETUDE DE LA PILE 105
X.2.1 Evaluation de la raideur totale K 105
X.2.2 Etude sismique 106
X.2.3 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 109
X.2.4 Descend des charges 109
X.2.5 Ferraillage de la pile 110
X.3 ETUDE DE LA CULEE 113

X.3.1 Choix de type de culée 113
X.3.2 Pré-dimensionnement de la culée 114
X.3.3 Vérification de la stabilité de la culée 115
X.3.4 Ferraillage des éléments de la culée 116
X.4 ETUDE DES FONDATION 119
X.4.1 Etude de la semelle 119
X.4.2 Calcul des sollicitations 119
X.4.3 Etude des pieux 122
X.5 . CONCLUSION 125
CONCLUSION GENERALE 125
BIBLIOGRAPHIE 127
ANNEXES A 128
ANNEXES B 135
ANNEXES C 142
ANNEXES D 156

Liste des Figures

Figure I. 1: Schéma de système passif (a), actif (b) et semi-actif (c). 2
Figure I. 3 : diagramme de contrôle actif....4
Figure I. 2: diagramme de contrôle actif....4
Figure I. 4 : Systeme d'amortissement longetidunale et transversale 10
Figure I. 5 : Schéma de la AMD sur un pont....11
Figure I. 6 : Schéma de corps libre AMD d'un pont 12

Figure II. 1 **:** Vue en plan.....15
Figure II. 2 : Profil longitudinal.....16
Figure II. 3 **:** Profil en travers 16
Figure II. 4 : Carte géologique et géomorphologique du secteur du viaduc....18
Figure II. 5 : Morphologie caractéristique du secteur du viaduc. 18
Figure II. 6: Carte de zonage sismique du territoire national. 19

Figure III. 1: Coupe transversal (variante 1).....23
Figure III. 2: Coupe transversale bipoutre de la variante....24
Figure III. 3 : Coupe transversale de la variante3....25
Figure III. 4:Coupe transversale type d'un voussoir en béton armé 28
Figure III. 5:Coupe transversale du voussoir courant....30
Figure III. 6: Coupe transversale du voussoir V01 30
Figure III. 7: Coupe transversale de voussoir sur pile 30
Figure III. 8 : Coupe transversale du voussoir su culée.....31
Figure III. 9 : Morphologie d'une culée remblayée. 31
Figure III. 10:Dimonsion de la culee 32
Figure III. 11 : Coupe transversale sur pile (H<20m).....33

Figure IV. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P. 36
Figure IV. 2 : système de chargement Bc. 39
Figure IV. 3 :Système de chargement Bt. 40
Figure IV. 4 : Convoi de charge Mc 120. 41

Figure V. 1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau. 47
Figure V. 2 :Situation temporaire de construction à considérer. 47
Figure V. 3 : Situation accidentelle à considérer. 48
Figure V. 4 : Modèle de calcul....49
Figure V. 5 : Mmax à l'ELS(G+1.2AL)**.** 49
Figure V. 6 : TMax à l'ELS(G+1.2AL). 50
Figure V. 7 : MMax à l'ELU(1.35G+1.6al).....50

Figure V. 8 : TMax à l'ELU(1.35G+1.6AL). 50

Figure VI. 1 : Disposition des câbles de fléau. 54
Figure VI. 2 : Tracé en élévation des câbles du fléau. 55
Figure VI. 3 **:** Câblage en élévation 56
Figure VI. 4 :Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3 57
Figure VI. 5 : Disposition des câbles de continuités pour la travée intermédiaire. 59
Figure VI. 6 : Disposition longitudinale d'un câble de continuité. 60
Figure VI. 7 : en élévation et en plan des câbles de continuité pour les travées de rives 63
Figure VI. 8 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage. [2] 66

Figure VII. 1 *Schéma de câbles de clouage* 74
Figure VII. 2. : *Effort dans les câbles et réactions d'appui.* 76
Figure VII. 3 : Basculement du fléau avec surtension des câbles. 77
Figure VII. 4 : Dimensions en plan d'une cale et de son bossage 80

Figure VIII. 1: Vue en 3D du voussoir courant. 83
Figure VIII. 2:Schéma du ferraillage passif du voussoir courant. 86
Figure VIII. 3: Schéma d'un bossage d'ancrage. 87
Figure VIII. 4 : Exemple de zone du béton sous l'action d'un effort concentré de précontraintes. 87
Figure VIII. 5 :Disposition des contraintes. 87
Figure VIII. 6 : Sollicitation d'état d'équilibre de la diffusion. 88
Figure VIII. 7 :Schéma représentation de la longueur de régularisation 89
Figure VIII. 8 : Effort sur chaque section. 94
Figure VIII. 9 : Bossage d'ancrage 94
Figure VIII. 10 : Effort sur le bossage 95
Figure VIII. 11 : Disposition de ferraillage 95

Figure IX. 1 :Définition géométrique d'un appareil d'appui. 97
Figure IX. 2 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. 103
Figure IX. 3 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. 103

Figure X. 1: Dimensions de la pile la plus haute. 105
Figure X. 3 : Ferraillage de pile à la base 112
Figure X. 2: Abaques de WALTHER 112
Figure X. 4: Dimensions de la culée 114
Figure X. 5 : Ferraillage les éléments de la pile. 124
Figure X. 6 :Ferraillage les éléments de la culée. 125

Liste des Tableaux

Tableau II. 1 : :Formations géologiques présentes dans le site du viaduc. 17
Tableau II. 2: sondage 19
Tableau II. 3 : les resultats des essais 133
Tableau II. 4: Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008, §3.1.2) [6] 20
Tableau II. 5: Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008, §3.1.3.1). 20
Tableau II. 6 : Catégories du site selon les essais pressiométriques. 21

Tableau III. 1: Avantages et inconvénients de la variante 1, VIPP. 23
Tableau III. 2 : Avantages et inconvénients d'un pont mixte (variante 2). 24
Tableau III. 3:Avantages et inconvénients de variante 3. 25
Tableau III. 4: Devis estimatif de variante 1 25
Tableau III. 5: Devis estimatif de variante 2. 26
Tableau III. 6 : Devis estimatif de variante 3. 26
Tableau III. 7**:** Analyse multicritère 28
Tableau III. 8 : Pré-dimensions de voussoir 29
Tableau III. 9 : Hauteur des piles 32
Tableau III. 10 : Prédimensionnements des piles de la partie mixte(H<20m) 33

Tableau IV. 1 : Contraintes admissibles à la compression de béton 35
Tableau IV. 2 :Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 35
Tableau IV. 3 : Estimation du poids total des voussoirs. 36
Tableau IV. 4: Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. 37
Tableau IV. 5 : Caractéristiques du pont. 38
Tableau IV. 6 : Les classes des ponts routes 38
Tableau IV. 7 : Coefficient a1 38
Tableau IV. 8 :Valeurs de A(l) pour les 8 cas possibles. 39
Tableau IV. 9 :Les valeurs de bc. 40
Tableau IV. 10 :Les valeurs de δ. 40

Tableau V. 1:Evaluation des efforts en situation temporaire. 48
Tableau V. 2 :Combinaisons de charge en phase de service. 49

Tableau VI. 1 : nombre des cables dans chaque voussoir 54
Tableau VI. 2 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 56
Tableau VI. 3 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau 57
Tableau VI. 4 : Moment dans chaque voussoir 59

Tableau VI. 5 : Nombre de câble (travée de rive).....60
Tableau VI. 6 : Equation des courbures (travée intermédiaire). 61
Tableau VI. 7 : Caractéristique des câbles intermédiaire. 62
Tableau VI. 8 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3.....62
Tableau VI. 9 : Caractéristique des câbles de rive de rive.....63
Tableau VI.: 10 Valeurs de f et φ [2].....64
Tableau VI. 11 : Pertes dues aux frottements. 65
Tableau VI. 12 : Pertes dues au recul à l'ancrage.....66
Tableau VI. 13 : Les pertes par raccourcissement du béton. 67
Tableau VI. 14 : Total des pertes instantanées. 68
Tableau VI. 15 : Pertes dues au retrait.....68
Tableau VI. 16 : Pertes de tension par fluage. 69
Tableau VI. 17 : Total des pertes differées. 70
Tableau VI. 18 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 71

Tableau VII. 1 : Valeur de Fcl. 79

Tableau VIII. 1: Combinaisons des charges appliquées. 84
Tableau VIII. 2:Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. 84
Tableau VIII. 3 : Ferraillage passif des voussoir. 86
Tableau VIII. 4: Caractéristique géométrique des voussoirs courants. 89
TableauVIII. 5 : Efforts agissants sur chaque câble. 93

Tableau IX. 1 :Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 97
Tableau IX. 2 : Les dimensions de l'appareil d'appui. 98
Tableau IX. 3 : Déplacement horizontal du tablier. 99
Tableau IX. 4 :Modèles des joints Wd. 104

Tableau X. 1: Hauteurs des piles. 105
Tableau X. 2 :Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. 106
Tableau X. 3 : Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. 106
Tableau X. 4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 108
Tableau X. 5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. 108
Tableau X. 6 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 109
Tableau X. 7 : Evaluations des efforts de la pile la plus haute. 109
Tableau X. 8 : Combinaison des efforts. 110
Tableau X. 9 :solicitation lesplus devarorables pour la pile 2 110
Tableau X. 10 :Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée 114
Tableau X. 11 :Calcul du coefficient de poussée Kad 115

Tableau X. 12 :Evaluation des efforts.....115
Tableau X. 13 :Vérifications à faire pour la stabilité au renversement et au glissement.....116
Tableau X. 14 :Vérification de la stabilité au renversement et au glissement.....116
Tableau X. 15 :Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition117
Tableau X. 16: Combinaison à la base de la voile.....118
Tableau X. 17 : Combinaison à la base de la voile par un mètre linéaire.....118
Tableau X. 18 : Resultats et ferraillege de mur en retour.....119
Tableau X. 19 :Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 119
Tableau X. 20 :Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.....119
Tableau X. 21 :Nombre de pieux sous la semelle. 120
Tableau X. 22 : Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables. 120
Tableau X. 23 :. La vérification des conditions de la méthode des bielles. 121
Tableau X. 24 :Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu....123



I. CONTROLE ADAPTATIF ET OPTIMAL DESVIBRATIONS DES STRUCTURES



I.1 INTRODUCTION

Dans la conception de nombreux ouvrages de génie civil, les charges statiques primaires, y compris les charges passives et actives, ne sont pas suffisantes, les structures doivent être analysées et conçues en prenant en compte les excitations dynamiques, telles que les vents, les tremblements de terre ou les ondes. Les charges dynamiques sont généralement les facteurs les plus importants d'endommagement ou d'effondrement des structures. Les caractéristiques cinématiques et inertielles du problème dynamique le rendent plus complexe par rapport au problème statique. Les tremblements de terre et les vents forts sont les principales excitations dynamiques conduisant aux catastrophes des ouvrages de génie civil.

Étant donné que la force exercée par le séisme et le vent sur les structures est très importante et imprévisible, les grandes structures civiles nécessitent une énorme quantité d'énergie pour la contrôler. Plusieurs types de systèmes de contrôle actifs ont été développés pour atténuer les vibrations structurelles causées par le séisme et le vent. L'amortisseur de masse active (AMD) est l'un des dispositifs utilisés dans la conception du système de contrôle actif des vibrations qui pourrait être mis en œuvre sur la structure du bâtiment. Le système d'amortissement à masse active peut réduire la réponse de vibration structurelle de manière optimale. Cependant, la conception du système de contrôle actif pose des problèmes difficiles, notamment en ce qui concerne les performances limitées des actionneurs, telles que la limitation de la force. Par exemple, si un séisme ou un vent fort génère des forces qui dépassent les limites de l'actionneur, l'actionneur ne peut pas fonctionner correctement. En outre, l'un des problèmes importants concernant le moment de la conception du système de contrôle structurel est le manque d'adaptabilité à l'incertitude des paramètres structurels et le caractère aléatoire des charges externes. Les incertitudes et les charges aléatoires pourraient transformer le système AMD en système non linéaire, ce qui rendrait les calculs mathématiques complexes.

Il existe de nombreuses recherches sur la limitation des actionneurs par AMD et la conception du contrôleur de rétroaction pour les systèmes non linéaires [4, 5, 6]. Le contrôle de rétroaction d'AMD doit s'adapter à l'environnement du système et répondre à ses ambitions: contrôler de manière optimale en consommant moins d'énergie, à faible coût, avec un poids léger et davantage de stabilité

I.1.1 Application du système

L'implémentation de systèmes AMD dans le contrôle actif des ouvrages de génie civil, tels que les ponts et les bâtiments, s'est révélée être la plus répondue dans les applications réelles. Au Japon, de nombreux bâtiments utilisaient des AMD pour le contrôle des vibrations lors de vents forts et de séismes. Construit en 1898, le Kyobashi Center, au Japon, est le premier système d'AMD installé sur un bâtiment. En 1995, la phase de construction du pont de Nakajima a adopté le système AMD pour contrôler les vibrations du vent sur le pont. En 2001, la tour de télévision de Nanjing en Chine a installé le système AMD afin de réduire les vibrations du vent. En 2011, le bâtiment Kingkey 100 le plus élevé de Shenzhen5 a adapté le système AMD avec succès. Une tour de 24 étages située à Tokyo

avait été équipée de la technologie AMD et d'un système de régénération pour économiser l'énergie. En 2011, un séisme d'une magnitude de 9,0 sur la côte pacifique de Tohoku a touché le Japon et a touché directement ce bâtiment. Le système AMD a sauvé le bâtiment en introduisant une procédure de gain variable pour réduire les vibrations et le système de régénération a permis d'économiser jusqu'à 35 à 65% de l'énergie consommée par le système AMD. La théorie du contrôle moderne a été développée avec un contrôle adaptatif, optimal,robuste, paramétrique-stochastique, prédictif et la logique floue.

I.2 SYSTEME DE CONTROLE STRUCTUREL

L'une des approches permettant d'atténuer les effets dangereux des séismes consiste à utiliser des systèmes d'amortissement supplémentaires (SDS), comme illustré à la figure 1. Un SDS est fondamentalement un système de dissipation d'énergie supplémentaire conçu de manière optimale pour absorber l'énergie de vibration d'une structure, réduisant ainsi le besoin de dissipation d'énergie de la structure. Il existe trois types de systèmes de contrôle des vibrations structurelles utilisant un système d'amortissement supplémentaire qui sont couramment utilisés: les systèmes de contrôle passif, les systèmes de contrôle actif et les systèmes de contrôle semi-actifs.

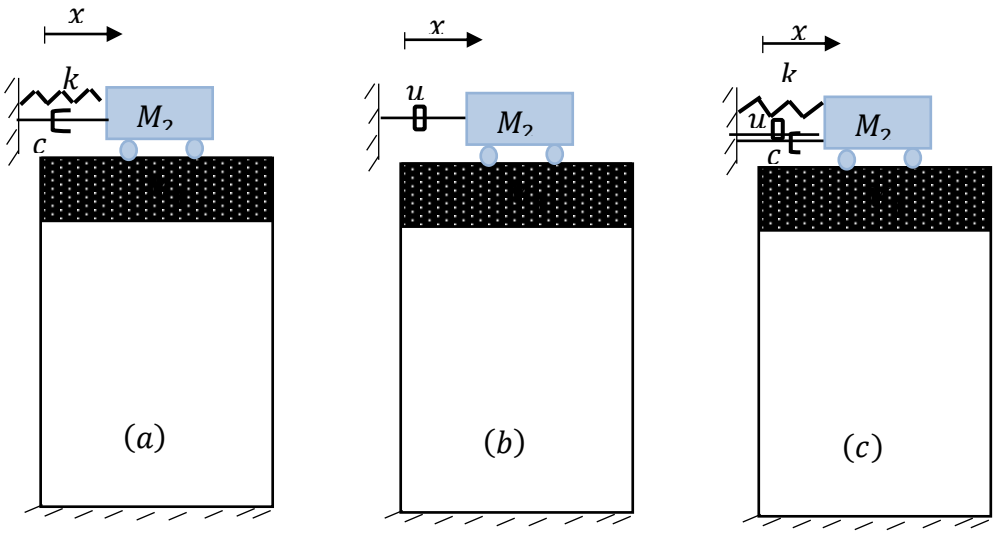


Figure I. 1: Schéma de système passif (a), actif (b) et semi-actif (c).

Les systèmes de contrôle passifs sont des systèmes stables et ne nécessitent aucune source d'alimentation externe pour dissiper les excitations vibratoires, même pendant les tempêtes, lorsque les pannes de courant sont les plus susceptibles de se produire. Les systèmes passifs utilisent le mouvement de la structure pour développer la force de contrôle. Un autre avantage de ces systèmes est leur faible coût de réparation et d'entretien. Il existe deux types de systèmes passifs: les amortisseurs de masse accordés passifs (TMD) et les isolations de base. Étant donné que les propriétés de ces systèmes passifs ne peuvent plus être modifiées après l'installation, elles sont incontrôlables et incapables de s'adapter aux variations de paramètres du système.

Contrairement aux systèmes passifs, les systèmes de contrôle actif ne sont pas des systèmes stables. Ils génèrent des forces de contrôle en développant les réactions des capteurs qui

mesurent l'excitation et la réponse de la structure. Par conséquent, ces systèmes sont contrôlables, offrant des réductions de réponse plus robustes et significatives. Cependant, les systèmes de contrôle actifs nécessitent une source d'alimentation importante pour faire fonctionner les actionneurs électrohydrauliques ou électromécaniques qui fournissent des forces de contrôle à la structure.

Les limitations des systèmes de contrôle actif et passif conduisent à développer un système de contrôle semi-actif. Les systèmes semi-actifs combinent les attributs positifs des systèmes de contrôle passifs et actifs en ce sens qu'ils sont de nature contrôlable, adaptables aux variations de paramètres et essentiellement stables. Ces systèmes ont besoin d'un peu d'énergie externe pour fonctionner. En fait, plusieurs contrôleurs peuvent fonctionner par batterie, ce qui est essentiel lors d'événements sismiques lorsque la source d'alimentation principale de la structure peut être en panne. Les inconvénients de ces systèmes, qui sont l'environnement, les charges dynamiques et les caractéristiques dynamiques des structures, doivent être bien connus afin d'obtenir la plus grande efficacité en matière de contrôle des vibrations.

I.3 SYSTEME D'AMORTISSEMENT DE MASSE

Un système d'amortissement est utilisé pour amortir les vibrations d'une structure lorsqu'elle est soumise à des événements sismiques. De nombreux concepts différents ont été développés pour la dissipation d'énergie ou des systèmes d'amortissement supplémentaires. Les systèmes d'amortissement récents, qui agissent comme des amortisseurs de vibrations dynamiques, sont les amortisseurs de masse accordés (TMD), les amortisseurs de masse actifs (AMD), les amortisseurs de masse accordés semi-actifs (SATMD). Dans les prochains paragraphes, nous donnerons la comparaison de ces systèmes d'amortissement; avantages et inconvénients de chaque système.

I.3.1 Système amortisseur de masse réglé (TMD)

TMD est un type d'amortisseurs de masse passifs, dans lesquels la masse supplémentaire est reliée à la structure principale par l'intermédiaire d'un ressort et d'un dispositif d'amortissement. Le TDM extrait l'énergie vibratoire de la structure et la dissipe à l'intérieur. L'avantage de TMD est qu'il est simple, robuste et d'un coût relativement faible par rapport aux autres systèmes d'amortissement de masse. L'inconvénient est qu'elle ne fonctionne de manière optimale que lorsque la procédure de réglage s'effectue correctement avec des paramètres bien connus de la structure, sans quoi les performances du système diminueront considérablement. Pour résoudre ce problème, le système doit utiliser une masse plus importante.

I.3.2 Système d'amortissement de masse active (AMD)

AMD, un type d'amortisseurs de masse active, est un dispositif dans lequel la masse est connectée à la structure par l'intermédiaire d'un actionneur. Un système AMD peut ajuster un état indésirable de la structure à un état souhaité en utilisant une force de contrôle pour minimiser la différence. L'avantage d'AMD est qu'il est capable de surpasser le TMD grâce à sa capacité d'adaptation à la variation des charges externes. Par exemple, le système TMD est généralement accordé sur la première période fondamentale de la structure et n'est donc efficace que pour le contrôle de la structure lorsque le premier mode est le mode de vibration

dominant. Cependant, lors d'excitations sismiques, le TMD n'est pas réglé de manière optimale car l'énergie vibratoire d'un séisme est répartie sur une bande de fréquence plus large. AMD est capable de minimiser les vibrations de la structure en fournissant les forces de contrôle actives à travers l'actionneur. L'inconvénient d'AMD est qu'il nécessite une grande quantité d'énergie d'entrée pour exécuter les forces de contrôle souhaitées **[9]**.

I.3.3 Système d'amortisseur de masse accordé semi-actif (SATMD)

Un amortisseur de masse accordé semi-actif est dans lequel la masse supplémentaire est reliée à la structure par **un actionneur, un ressort et un dispositif d'amortissement**. Le système SATMD est capable d'ajuster les paramètres sur leurs valeurs optimales afin que la réponse de la structure primaire à la fréquence de résonance soit réduite de manière optimale. L'actionneur du système peut modifier les valeurs de rigidité et de coefficient d'amortissement de manière mécanique. L'avantage du système SATMD est qu'il nécessite une petite quantité d'énergie pour que l'actionneur puisse effectuer des efforts de commande. En cas de panne de courant, le système fonctionnera comme un système TMD. Cependant, le système SATMD est toujours stable et ne peut pas déstabiliser un système primaire stable car il contient les propriétés de TMD **[10]**

I.4 TECHNIQUE DE CONCEPTION DE CONTROLE

Des dispositifs et des stratégies de contrôle sont continuellement développés et étudiés pour résoudre différents problèmes de contrôle structurel et améliorer les performances des systèmes de contrôle. Cette section fournit un bref historique et une description des techniques de conception de contrôleur pour le système AMD. La méthode d'affectation des valeurs propres et le contrôleur LQR sont largement utilisés dans les stratégies de contrôle des systèmes de contrôle actif **[11, 12]**. Cette stratégie de contrôle est le contrôle adaptatif de référence du modèle (MRAC) qui sera utilisé pour contrôler le système AMD dans ce travail de recherche.

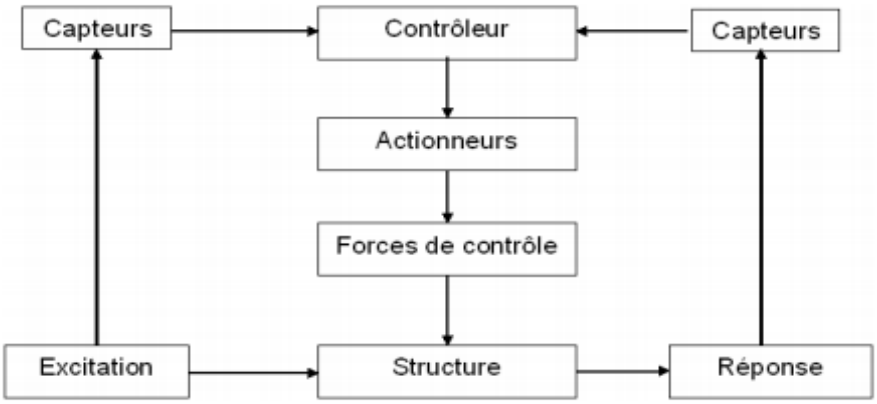


Figure I. 2: diagramme de contrôle actif

I.4.1 Affectation des pôles

Considérons un système observable linéaire, invariant dans le temps, multi-variable, contrôlable et observable dans la représentation d'espace d'état.

$$\dot{x}=Ax+Bu \quad \text{(1.a)}$$

$$y=Cx+Du \quad \text{(1.b)}$$

Où x est un *n* par *1* vecteur représentant l'état du système (communément position et vitesse variables dans les systèmes mécaniques), u est un scalaire représentant l'entrée de commande (généralement une force ou un couple dans les systèmes mécaniques) et Y est un scalaire représentant la sortie mesurée. Les matrices $A \epsilon R^{nxn}$, $B \epsilon R^{nx1}$ et $C \epsilon R^{1xn}$ déterminent les relations entre l'état et les variables d'entrée et de sortie. La stabilité du système est déterminée à partir des valeurs propres de la matrice A du système en boucle ouverte ou des racines de l'équation polynomiale caractéristique du système. Selon la loi de contrôle, le système est stable pour toutes les valeurs propres des parties réelles négatives, instable pour toute valeur propre réelle positive, neutre pour une ou plusieurs racines ayant une partie réelle nulle et les racines restantes ayant des parties réelles négatives. Si le système est instable, un gain de retour d'état K (1 sur n vecteur) doit être conçu pour stabiliser le système.

En utilisant le retour d'état complet (toutes les variables d'état sont mesurées par des capteurs), l'entrée est $u = -Kx$, de sorte que le système de retour en boucle fermée possède la spécification souhaitée.

$$\dot{x}=(A\text{-}BK)x \quad (2)$$

Le rôle principal du contrôle de rétroaction d'état est de stabiliser un système donné de sorte que toutes les valeurs propres à boucles fermées soient placées dans la moitié gauche du plan complexe. La stabilité et les performances dans le domaine temporel du système de rétroaction en boucle fermée sont déterminées principalement par la position des pôles de la matrice (A-BK). Le théorème ci-dessous donne une condition pour la possibilité de placer les pôles du système aux emplacements souhaités.

I.4.1.A Théorème:

Pour un système contrôlable, il existe une matrice de rétroaction K telle que les valeurs propres du système en boucle fermée puissent être placées à des emplacements arbitraires. Le déterminant des emplacements souhaités des pôles en boucle fermée dépend du temps de stabilisation du système ts, et du dépassement maximal Mp, (les critères du contrôleur sont ts<0,5 s et Mp <5%). Le taux d'amortissement ζ et la fréquence propre ω_n du système peuvent être obtenus à partir du temps de stabilisation et du dépassement maximal. ζ et ω_n sont des paramètres constants dans l'équation caractéristique du système standard du second ordre, (3), dans lequel les deux pôles dominants sont obtenus.

$$S^2 + 2\zeta\omega_n S + {\omega_n}^2 = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\

Les pôles de (3) étant connus, le gain de retour d'état K peut être obtenu à partir de l'équation caractéristique du système en boucle fermée de (2) et de l'équation caractéristique du système de second ordre standard (3).

I.4.2 Régulateur linéaire quadratique

Le LQR est une méthode optimale pour choisir les gains de retour pour les systèmes linéaires en minimisant une fonction de coût quadratique sur un horizon infini. Dans un problème sans suivi, l'objectif du LQR est de ramener tous les états à zéro dans les meilleurs délais, compte tenu de l'ensemble des contraintes décrites dans les matrices de pondération Q et R.

En tenant compte de la représentation d'espace d'état dans les équations (1), le gain de contrôle LQR, K, est calculé de telle sorte que la fonction de coût quadratique (4)soit minimisée.

$$J=\int_0^{\infty}(x^TQx+u^TRu)dt \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(4)$$

Où Q et R sont les matrices de pondération positives semi-définies et positives définies sur les sorties et les entrées du système, respectivement. Cela signifie que la quantité scalaire x est toujours positive ou nulle à chaque instant t pour toutes les fonctions x (t) et que la quantité scalaire x est toujours positive à chaque instant t pour toutes les valeurs de u (t).Cela garantit que J est bien défini.

Toutes les variables d'état doivent être mesurées pour le calcul du signal d'entrée du système u, défini comme suit:

$$u=-Kx=-R^{-1}B^TPx\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(5)$$

Ici, P est la solution de l'équation de Riccati.

$$A^TP+SA-SBR^{-1}B^TS+Q+0\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(6)$$

En substituant $u = -Kx$ dans l'équation (1), on obtient l'équation d'état du système en boucle fermée .

$$\dot{x}=(A-BK)x\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(7)$$

Il convient de noter que les éléments des matrices de pondération Q et R sont choisis en conséquence sur la base des connaissances du système. En choisissant Q plus grand, cela signifie que, pour garder J petit, l'état x (t) doit être plus petit. D'autre part, choisir R plus grand signifie que l'entrée de commande u (t) doit être plus petite pour que *J* reste petit. Cela signifie que des valeurs plus grandes de Q ont généralement pour effet que les pôles de la matrice du système en boucle fermée sont laissés dans le plan complexe, de sorte que l'état décroît plus rapidement jusqu'à zéro. D'autre part, plus R correspond à un moindre effort de contrôle, de sorte que les pôles sont généralement plus lents, ce qui donne des valeurs plus grandes de l'état x (t).

En réalité, toutes les variables d'état x ne peuvent pas être mesurées. Dans le cas où la sortie $y = Cx$ est mesurée, un observateur doit être conçu pour estimer les variables d'état inconnues. L'observateur d'état a décrit l'équation (8)

$$\dot{\hat{x}}=A\hat{x}+Bu+L(y-\hat{y}) \quad \text{.....(8a)}$$

$$\hat{y}=C\hat{x}+Du \quad \text{..... (8b)}$$

Où $\hat{x}$ et $\hat{y}$ sont des états estimés et une sortie estimée de l'observateur. L'observateur est un système à deux entrées u (t) et y (t). Il est souhaitable que $\hat{x}\ (t)$ soit proche de x (t) ou que l'erreur $\tilde{x} = x - \hat{x}$ soit petite. Ainsi, si l'observateur fonctionne correctement, l'erreur de sortie $\tilde{y} = y - \hat{y}$ devrait être petite. L'erreur d'estimation a une dynamique donnée par :

$$\dot{\tilde{x}}=(A-LC)\tilde{x} \quad \text{.....(9)}$$

Le problème de conception de l'observateur consiste à sélectionner L afin que l'erreur disparaisse rapidement. Si le système est observable, il est toujours possible de trouver un gain d'observateur L pour régler les valeurs propres de l' erreur dynamique (A-LC) pour des valeurs arbitraires. De nouveau, le gain de l'observateur L peut être déterminé par l'équation (10), P étant la solution de l'équation de Riccati (11).

$$L\text{^}T=R\text{^}(-1)\ CP \quad \text{..... (10)}$$

$$AP+PA^{T}+Q-PC^{T}R^{-1}CP+0 \quad \text{.....(11)}$$

En sélectionnant L pour placer les pôles de (A-LC) suffisamment loin à gauche dans le plan complexe, l'erreur d'estimation peut disparaître aussi rapidement que vous le souhaitez.

I.4.3 Contrôle adaptatif

Au fil du temps, les propriétés de la structure, telles que la masse, la rigidité et le coefficient d'amortissement, pourraient être modifiées, ce qui entraînerait une variation de la fréquence de résonance primaire de la structure. Il est important d'amortir de manière optimale les vibrations de cette fréquence. La variation de masse peut être causée par la charge de personnes ou le stockage de matériaux dans la structure. La rigidité se dégrade avec le temps en raison des vents ou des événements sismiques. Le coefficient d'amortissement pourrait être affecté par le changement de fixation du sol. En considérant ces faits, on peut conclure qu'un contrôleur de type adaptatif doit être utilisé.

Le terme « adaptation » est défini en biologie comme « une conformation avantageuse d'un organisme aux changements de son environnement ». En 1957, Drenick et Shahbender introduisirent le système adaptatif dans la théorie du contrôle [26], ce système permettant de contrôler leurs propres performances. Et ajuster leurs paramètres pour avoir une meilleure performance. Deux approches pour ajuster les paramètres du contrôleur: le contrôle adaptatif direct et le contrôle adaptatif indirect. Dans le contrôle adaptatif direct, les paramètres de contrôle sont directement ajustés par des règles d'ajustement pour améliorer un indice de performance. Cette méthode nécessite des mesures directes des paramètres inconnus tels que la masse, la rigidité et le coefficient d'amortissement à l'aide de capteurs appropriés. Dans le

contrôle adaptatif indirect, les paramètres de l'installation sont estimés en ligne et les paramètres de contrôle sont ajustés en fonction de ces estimations.

Il existe de nombreux types de systèmes de contrôle adaptatifs, qui ne diffèrent que par la manière dont les paramètres du contrôleur sont ajustés. Il s'agit du positionnement adaptatif des pôles, de la planification des gains et du contrôle adaptatif des références de modèle. La décision d'utiliser ou non utiliser le contrôle adaptatif est basé sur les comportements dynamiques du système décrits à la figure I. 4 Si le système ne contient que des paramètres constants, le contrôleur à paramètres fixes sera utilisé. Si les paramètres du système varient en fonction du temps supplémentaire, un contrôleur à paramètres variables sera utilisé. Cela dépend de la propriété des paramètres pour sélectionner un contrôleur approprié pour le système. Par exemple, la planification de gain s'applique à des variations prévisibles ou le contrôleur adaptatif s'applique à des variations imprévisibles.

I.4.3.A Le contrôle de positionnement adaptatif des pôles (APPC) :

ou contrôleur à réglage automatique, est la combinaison d'une loi de contrôle de positionnement des pôles avec un estimateur de paramètres. Le placement de pôles adaptatif à une structure fixe avec des paramètres variables qui définit ses propres paramètres de contrôle et de processus inconnu. L'un des problèmes d'APPC est que la loi d'adaptation ne peut pas garantir que les paramètres estimés de la centrale satisfont à la condition de contrôlabilité appropriée [27].

Le contrôle de la planification du gain détermine les paramètres de contrôleur appropriés pour chaque condition de fonctionnement hors ligne. Ensuite, le schéma de contrôle consiste à identifier en permanence les conditions de l'usine et les paramètres du contrôleur changent très rapidement en réponse aux changements de processus.

I.4.3.B IV.3.2. Le contrôle adaptatif de référence de modèle (MRAC)

Le MRAC est dérivé du contrôle suivant le modèle ou du contrôle de référence du modèle (MRC). Dans ce travail, une méthode directe de MRAC sera étudiée dans laquelle le modèle de référence est choisi pour générer la réponse de sortie souhaitée que doit suivre la sortie de la centrale, le mécanisme d'ajustement génère les estimations de paramètres du contrôleur en ligne et les paramètres de fermeture. L'installation en boucle est créée par une loi de commande à rétroaction ordinaire qui contient l'installation et un contrôleur. Plus en détail de MRAC sera discuté dans la section suivante.

Contrôle adaptatif de référence de modèle. Il est bien connu que les paramètres du système vont changer au fil du temps, ce qui entraîne une dégradation des performances d'un contrôleur à paramètres fixes. Les contrôleurs à gain fixe peuvent même devenir instables avec ces incertitudes paramétriques. Ce problème peut être évité en utilisant des techniques de conception de contrôle adaptatif. Un contrôleur adaptatif présente un avantage par rapport à un contrôleur à gain fixe en utilisant un modèle de référence décrivant la caractéristique de réponse souhaitée pour le système, puis en appliquant des paramètres ajustables et des mécanismes pour ajuster les paramètres dans le contrôleur afin de piloter la réponse du système le modèle de référence. Cette méthode s'appelle le

modèle de contrôle adaptatif de référence de (MRAC). MRAC donne une adaptation à grande vitesse puisque les résultats du modèle de référence et de l'installation réelle sont comparés directement. Le principe de schéma MRAC, avec l'utilisation de la règle MIT pour concevoir le mécanisme adaptatif, est illustré à la figure ci-dessous.

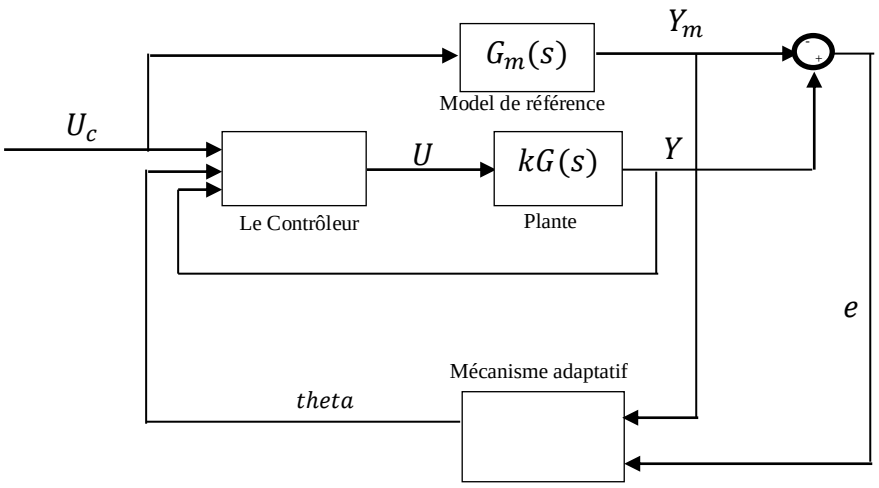


Figure I. 3 : Principe du MRAC basé sur la règle du MIT.

La sortie $Y_m\ (t)$ du modèle de référence représente la réponse souhaitée que la sortie de l'installation $Y\ (t)$ devrait suivre. La différence entre la réponse réelle de l'usine et la réponse du modèle de référence donne l'erreur de suivi.

$$e=Y(t)-Y_m(t) \quad \ldots\ldots\ldots\

où le terme de dérivée partielle $\frac{\delta e}{\delta \theta}$ est appelé dérivée de la sensibilité du système et γ est une quantité positive qui indique le gain d'adaptation du contrôleur.

Dans la figure I.5, supposons que l'installation soit linéaire avec la fonction de transfert $\frac{Y(S)}{U(s)} = KG(s)$, où Kest un paramètre inconnu et $G\,(s)$ est une fonction de transfert connue du second ordre. Le but consiste à concevoir un contrôleur permettant à l'usine de suivre le modèle de référence avec la fonction de transfert $\frac{Y_m(s)}{U_c(s)} = K_0 G(s)$, où K_0est un paramètre connu.

De l'équation (12) donne :

$$e=KG(s)U(s)-K_0G(s)U_c(s) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (16)$$

Définir une loi de contrôle comme :

$$u=\theta u_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (17)$$

En remplaçant l'équation (17) par (16) et en prenant une dérivée partielle de e par rapport à θ

$$\frac{\delta e}{\delta \theta}=KG(s)U_s(s)=\frac{K}{K_0}Y_m(s) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (18)$$

Les équations (15) et (18) donnent les lois d'adaptation de MRAC telles que :

$$\frac{d\theta}{dt}=-\gamma e\frac{K}{K_0}Y_m(s)=-\gamma' eY_m \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (19)$$

Il convient de noter qu'une valeur plus grande de γ peut provoquer l'instabilité du système et la sélection de ce paramètre est très critique.



Figure I. 4 : Systeme d'amortissement longetidunale et transversale.

I.5 V. 1 AMD D'UN PONT (UN DEGRE DE LIBERTE)

I.5.1 La modélisation

I.5.1.A Le principe de contrôle du système AMD

Le principe du système de contrôle AMD est illustré à la figure I.5. Les principaux composants de l'utilisation du système sont des capteurs, un logiciel de contrôle, une carte d'acquisition de données, un actionneur et un amplificateur de tension. Les capteurs mesurent la réponse structurelle puis transmettent des informations au contrôleur. Le logiciel de contrôleur en temps réel, qui, associé à une carte d'acquisition de données Quanser Q2-USB, calcule la force de commande active en fonction du contrôleur conçu et l'envoie à un module amplificateur de puissance qui génère la tension de commande à exercée pour entraîner l'actionneur. Ensuite, l'actionneur ou le chariot motorisé joue le rôle d'amortisseur de masse active qui se déplace le long d'une crémaillère afin de réduire la réponse en vibration de la structure. figure I.5 décrit le schéma du système à deux niveaux de profondeur d'un étage avec un seul AMD.

La Figure I.5 représente le système d'amortissement à masse active à un degré de liberté. Le schéma réduit un système électromécanique complexe de l'actionneur. Aussi, afin d'avoir le modèle linéaire, le frottement de Coulomb de l'actionneur est négligé pour tous les calculs de modélisation. Ce modèle simplifié est le principal modèle utilisé dans le reste de cette recherche.

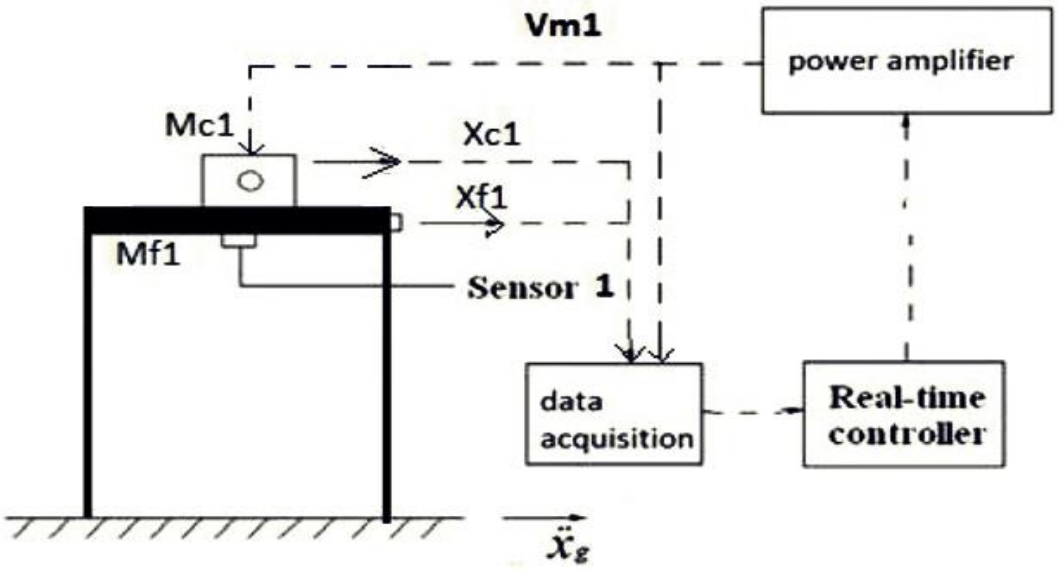


Figure I. 5 : Schéma de la AMD sur un pont

I.5.1.B Modèle mathématique

Avec les éléments de base d'un système AMD typique, illustrés à la figure I.5 ci-dessous, nous pouvons développer une description mathématique du système dynamique d'un système d'un pontavec un seul amortisseur de masse active (1×AMD).

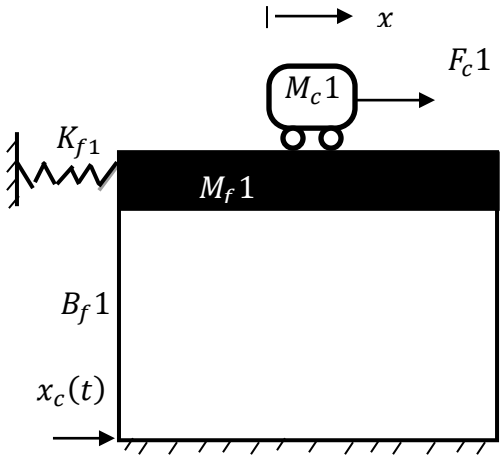


Figure I. 6 : Schéma de corps libre AMD d'un pont .

La structure 1×AMD comprend un système masse-ressort linéaire avec la force motrice F_c exercée sur chaque chariot. La méthode de Lagrange est adaptée pour établir l'équation du mouvement. Cette méthode exprime la différence entre l'énergie cinétique et l'énergie potentielle du système en tant que :

$$L = T - V \quad \ldots\ldots(20)$$

où L est la fonction de Lagrange du système, T est l'énergie cinétique et V est l'énergie potentielle.

L'énergie potentielle totale V_T est l'énergie potentielle élastique lorsque l'énergie gravitationnelle est négligée, c'est-à-dire.

$$V_T = \frac{1}{2} K_{f1} x_1^{\,2} \quad \ldots\ldots(21)$$

où K_f et x_f sont respectivement la rigidité de la structure et le déplacement relatif entre la structure et le sol. L'énergie cinétique T_T est la somme de l'énergie cinétique de translation du chariot T_{tc}, de l'énergie de rotation du chariot T_{rc} et de l'énergie cinétique de translation de la structure T_{tf}:

$$T_T = T_{tc1} + T_{rc1} + T_{tf1} \quad \ldots\ldots(22)$$

où T_{tc1},T_{tf1} : sont l'énergie de translation de cart1, étage 1, respectivement. T_{rc1}est l'énergie de rotation de cart1.

$$T_{tc1} = \frac{1}{2} M_{c1} \left(\frac{d}{dt} x_{c1} + \frac{d}{dt} x_{f1} \right)^2 \quad \ldots\ldots (22.a)$$

$$T_{c1}=\frac{1}{2}\frac{J_m K_g{}^2\left(\frac{d}{dt}x_{c1}\right)^2}{r_{mp}{}^2} \quad \text{.....(22.b)}$$

$$T_{tf1}=\frac{1}{2}M_{f1}\left(\frac{d}{dt}x_{f1}\right)^2 \quad \text{..... (22.c)}$$

En remplaçant les équations (21) et (22) par (20), l'équation de Lagrange simplifiée dans (20) s'exprime comme suit :

$$L=\frac{1}{2}M_{c1}\left(\frac{d}{dt}x_{c1}+\frac{d}{dt}x_{f1}\right)^2+\frac{1}{2}\frac{J_m K_g{}^2\left(\frac{d}{dt}x_{c1}\right)^2}{r_{mp}{}^2}+\frac{1}{2}M_{f1}\left(\frac{d}{dt}x_{f1}\right)^2 \quad \text{.....(23)}$$

Où M_c et V_c sont respectivement la masse totale du système de charrettes et sa vitesse; x_c et x_f sont respectivement la position linéaire du chariot et la déviation horizontale du plancher; J_m, r_{mp} et K_g sont respectivement le moment d'inertie du rotor du chariot, le rayon du pignon du moteur du chariot et le rapport d'engrenage du réducteur planétaire du chariot.

L'équation de Lagrange est exprimée comme suit :

$$Q_{q\alpha}=\frac{d}{dt}\frac{\partial L}{\partial \dot{q}_\alpha}-\frac{\partial L}{\partial q_\alpha} \quad \text{.....(24)}$$

Où Q_{qa} est la force généralisée, Q_{qa} = [Q_{xc1},Q_{xf1}] et q est la coordonnée généralisée, q_a = [x_{c1}, x_{f1}]. L'équation (24) peut être divisée en quatre équations de coordonnées de Lagrange, comme le suivant:

$$Q_{xc1}=\left(\frac{\partial L}{\partial t\dot{x}_{c1}}\right)-\left(\frac{\partial L}{\partial x_{c1}}\right) \quad \text{.....(24.a)}$$

$$Q_{xf1}=\left(\frac{\partial L}{\partial t\dot{x}_{f1}}\right)-\left(\frac{\partial L}{\partial x_{f1}}\right) \quad \text{..... (24.b)}$$

En substituant l'équation (23) en (24.a) et (24.b), on obtient:

$$Q_{xc1}=\left(M_{c1}+\frac{J_m K_g{}^2}{r_{mp}{}^2}\right)\ddot{x}_{c1}+(M_{c1})\ddot{x}_{f1} \quad \text{.....(25)}$$

$$Q_{xf1}=M_{c1}\ddot{x}_{c1}+(M_{c1}+M_{f1})\ddot{x}_{f1}+K_{f1}x_{f1} \quad \text{.....(26)}$$

En supposant que le frottement de Coulomb appliqué au chariot linéaire et la force d'amortissement visqueux appliquée au plancher de la structure sont négligés. Les forces généralisées peuvent être définies comme suit:

$$Q_{xc1}=F_{c1}-B_{eq}\dot{x}_{c1} \quad \text{.....(27.a)}$$

$$Q_{xf1}=0 \quad \text{..... (27.c)}$$

Comme le moteur du chariot utilise une tension (V_m) comme entrée, l'entrée Fc doit être convertie en terme d'entrée de tensionV_m. F_c Peut être exprimé par :

$$F_c = -\frac{\eta_g K_g{}^2 \eta_m K_t K_m}{R_m r_{mp}{}^2}\dot{x}_c + \frac{\eta_g K_g \eta_m K_t}{R_m r_{mp}} V_m \quad \text{.....(28)}$$

En combinant les équations (25) à (28), on obtient l'équation de mouvement pour un seul étage avec un AMD en terme de tension d'entrée V_m comme suit :

$$\ddot{x}_{c1} = \frac{M_{c1} r_{mp}{}^2 K_{f1}}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}{}^2 + M_{c1} J_m K_g{}^2 + M_{f1} J_m K_g{}^2} x_{f1} + \frac{R_m r_{mp}{}^2 \left(-M_{c1} B_{eq} - M_{f1} B_{eq}\right) - \left(M_{c1} + M_{f1}\right) K_g{}^2 K_t K_m}{R_m \left(M_c M_{f1} r_{mp}{}^2 + M_{c1} J_m K_g{}^2 + M_{f1} J_m K_g{}^2\right)} \dot{x}_{c1}$$

$$+ \frac{M_{c1} r_{mp}{}^2 B_f}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}{}^2 + M_{c1} J_m K_g{}^2 + M_{f1} J_m K_g{}^2} \dot{x}_{f1} + \frac{r_{mp}\left(M_{c1} + M_{f1}\right) K_g K_t}{R_m \left(M_{c1} M_{f1} r_{mp}{}^2 + M_{c1} J_m K_g{}^2 + M_{f1} J_m K_g{}^2\right)} V_{m1}$$

$$\ddot{x}_{f1} = \frac{\left(-M_{c1} r_{mp}{}^2 + J_m K_g{}^2\right) K_f}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}{}^2 + M_{c1} J_m K_g{}^2 + M_{f1} J_m K_g{}^2} x_{f1} + \frac{M_{c1} K_g{}^2 K_t K_m + R_m r_{mp}{}^2 M_{c1} B_{eq}}{R_m \left(M_c M_{f1} r_{mp}{}^2 + M_{c1} J_m K_g{}^2 + M_{f1} J_m K_g{}^2\right)} \dot{x}_{c1}$$

$$- \frac{\left(M_{c1} r_{mp}{}^2 + J_m K_g{}^2\right) B_f}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}{}^2 + M_{c1} J_m K_g{}^2 + M_{f1} J_m K_g{}^2} \dot{x}_{f1} - \frac{\left(M_{c1} r_{mp}{}^2 + J_m K_g{}^2\right) B_f}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}{}^2 + M_{c1} J_m K_g{}^2 + M_{f1} J_m K_g{}^2} V_{m1}$$

I.6 CONCLUSION

Ce travail de recherche décrit l'étude numérique d'un système actif de contrôle des vibrations d'un pont . Le modèle mathématique ou l'équation de mouvement du système ont été dérivés en utilisant la méthode lagrangienne. L'utilisation de la AMD (installée a ce model) consiste à réduire les vibrations structurelles selon la technique LQR. En outre; l'implémentation utilisait uniquement le LQR pour réduire les vibrations. la réponse optimale était obtenue lorsque Q était grand et que R était.ptit. La conception d'une commande à rétroaction a permis de réduire l'oscillation de la structure et de la stabiliser.

L'axe de recherche objet de notre projet fin d'étude, c'est un sujet très complexe mérite d'être traité en détail dans un projet de recherche avec beaucoup de maitrise , afin de decrire un programme pour se stabiliser la structure

Pour ces raisons, nous recommandons le maitre d'ouvrage (MOA) de baser et insister sur ce volet de recherche.

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, avant d'entamer la conception d'un ouvrage qui permet de franchir un obstacle donné, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet de ce chapitre.

II.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage d'art en objet est constitué d'un viaduc, se localise entre la $pk46+920$ et la $pk47+120$, qui se compose de deux chaussées indépendantes (chaussée Est et chaussée Ouest) d'une largeur totale de 13.25 m chacun, avec trois voies de 3.5m chacune et une BAU de 1.00m de largeur, à sens unique de circulation.

Le tablier repose sur des appareils d'appuis, disposés en correspondance sur des piles et des culées reposantes sur fondation sur pieux.

II.3 LES DONNÉES FONCTIONNELLES

II.3.1 Trace en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie porté, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.
La structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 200 m.

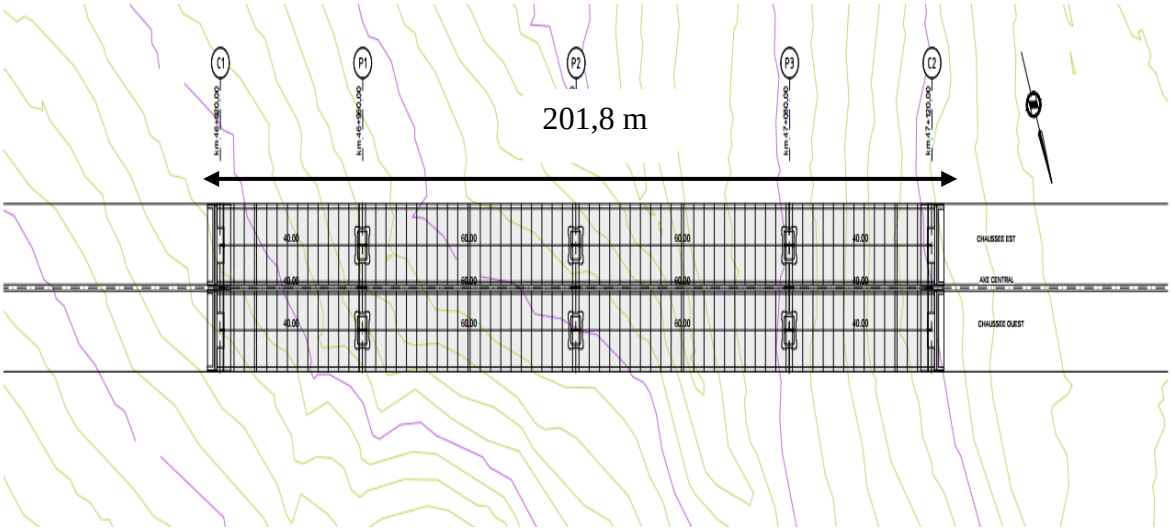


Figure II. 1 : Vue en plan.

II.3.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 200 m et une pente de 1%.

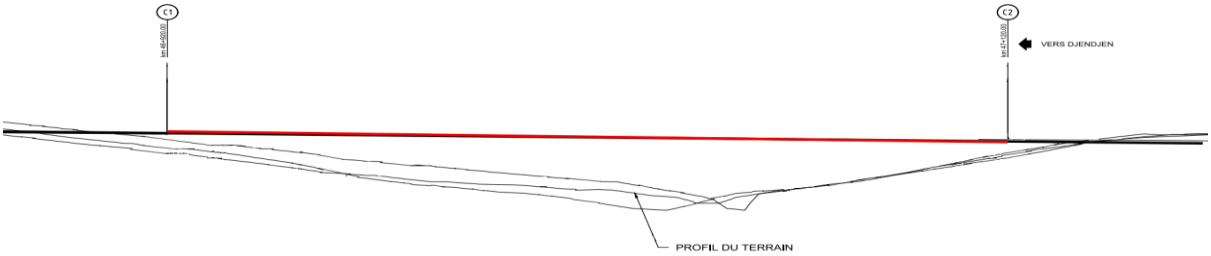


Figure II. 2 : Profil longitudinal.

II.3.3 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.

Les composantes du profil en travers d'une chaussée sont :

- Largeur roulable :$L_r = 12\ m$
- Largeur utile (chargeable) : $L_u = 10{,}5\ m$.
- Nombre de voies de circulations : $N = 3\ Voies$ (sens unique).
- Divers de 2,5%.

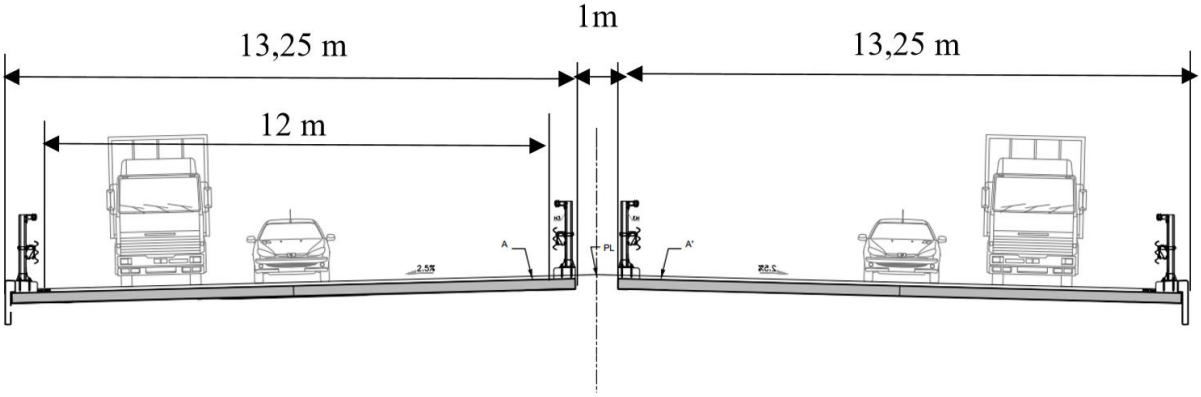


Figure II. 3 : Profil en travers

II.4 DONNÉES NATURELLES

II.4.1 Donnée géologiques

Le viaduc V47.0, se développe entre la pk46+920 et la pk47+120, à proximité de la localité Forêt de Ras el Mardj. Ce secteur se caractérise par la présence de dépôts récents du Quaternaire (dépôts alluvionnaires), gisant sur le substrat rocheux de l'Oligocène.
En détail, on retrouve les suivantes formations géologiques:

Tableau II. 1 : :Formations géologiques présentes dans le site du viaduc.

Substrat rocheux – Oligocène **Grés numidienne (o),** qui se caractérise principalement par des grés avec des intercalations de niveaux argileux et marneux feuilletés grises. Les grés peuvent être quartzeux, jusqu'à microconglomérat. Dans la formation peuvent être trouvés aussi conglomérats de base et calcaires fossilifères.	
Dépôts quaternaires **Alluvions actuelles et récentes (aa-ar):**généralement caractérisés par sédiments fins, argilo-limoneux ou sablo-limoneux, avec niveaux plus grossiers (graviers et galets arrondis enrobés dans une matrice graveleuse et sableuse).	

Sur site, les lithologies de l'Oligocène présentent un profil d'altération superficiel plutôt constant et bien développé, de profondeur variable entre 1 et 5m. Las pendages est variables entre 280/80° et 70/30°. Le massif rocheux est caractérisé par la présence variable de trois à quatre systèmes de discontinuités avec altération modérée, et avec fractures ouvertes.

II.4.2 Géomorphologie du secteur en étude

Le viaduc en étude se localise dans la rive gauche de la vallée de l'Oued Mardj; dans le versant appelé Forêt de Ras el Mardj.

Le viaduc en objet est situé dans un secteur caractérisé par une morphologie collinaire, avec versants inclinés. Le fond de la vallée, est caractérisé par la présence d'une plaine alluvionnaire caractérisé des zone humides et dépôts colluviaux. Un cout d'eaux mineures descend la pente affectée par le viaduc.

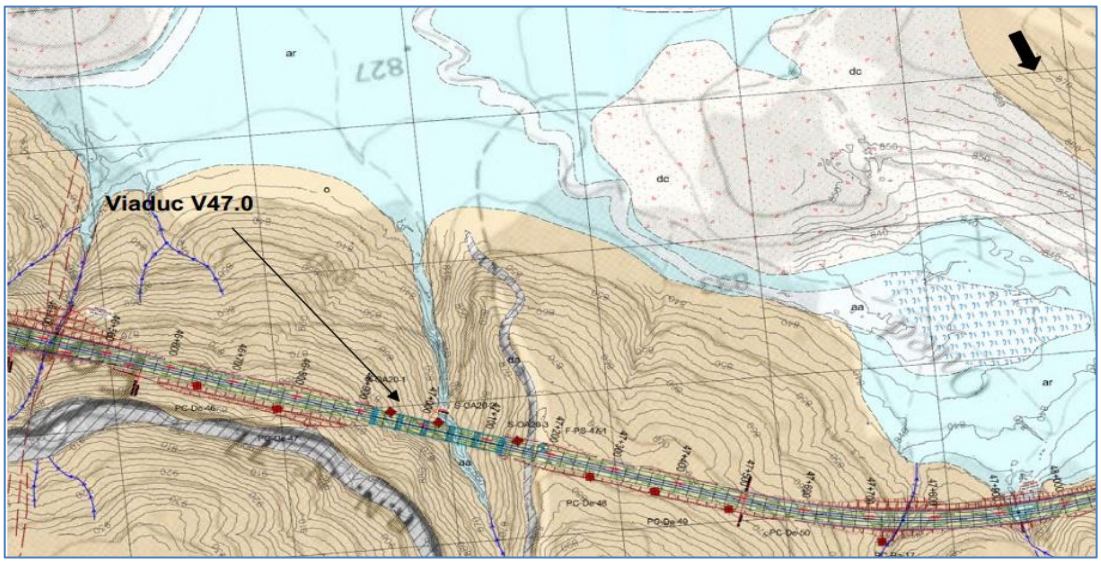


Figure II. 4 : Carte géologique et géomorphologique du secteur du viaduc



Figure II. 5 : Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.

II.5 DONNÉE GÉOTECHNIQUE:

Dans le secteur du viaduc V-47.0 ont été réalisées les reconnaissances suivantes:

- Campagne des reconnaissances géotechniques d'Avant Project, comprenant:
  - 1 sondage carotté et pressiométriques jusqu'à la profondeur maximale de 15 m
- Campagne des reconnaissances géotechniques complémentaires du projet d'exécution, comprenant:
  - 3 sondages carottés et pressiométriques jusqu'à la profondeur maximale de 25m;

Les essais pressiométriques ont été associés au même forage carotté.

II.5.1 Sondages :

Dans le secteur étudié, 3 sondages carottés et pressiométriques ont été réalisés pour l'étude d'exécution (EXE); 1 sondage carotté et pressiométriques a été réalisé pendant la phase d'Avant-Projet Détaillé (APD). Le tableau suivant synthétise leur localisation, profondeur et les types d'essais exécutés.

Tableau II. 2: sondage

Phase	Sondage	PK		Coordonnées (système local)		Prof	Type	Piézomètre.
Code	**X (m)**		**X (m)**	**Y (m)**	**Z (m)**	**(m)**		**(m)**
EXE	**S-OA020-1**	46+924	55705,5	161082,5	871,8	20	Carotté et pressiométriques	20
EXE	**S-OA020-2**	47+000	55636,6	161109,3	906,1	25	Carotté et pressiométriques	25
EXE	**S-OA020-3**	47+124	55516,8	161154,2	871,3	25	Carotté et pressiométriques	20
APD	**F-PI-47-1**	47+160	-	-	-	15	Carotté et pressiométriques	15

II.5.1.A Les résultats des essays

Voir l'**annexes A**

II.6 CARACTÉRISATION SÉISMIQUE LOCALE

Le document technique RPOA 2008 identifie, pour chaque Wilaya du territoire national, la valeur de référence de l'accélération de zone. Pour la Wilaya de Jijel, dans laquelle se localise l'ouvrage objet de l'étude, la zone de référence est celle caractérisée par une sismicité moyenne. La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts «1».

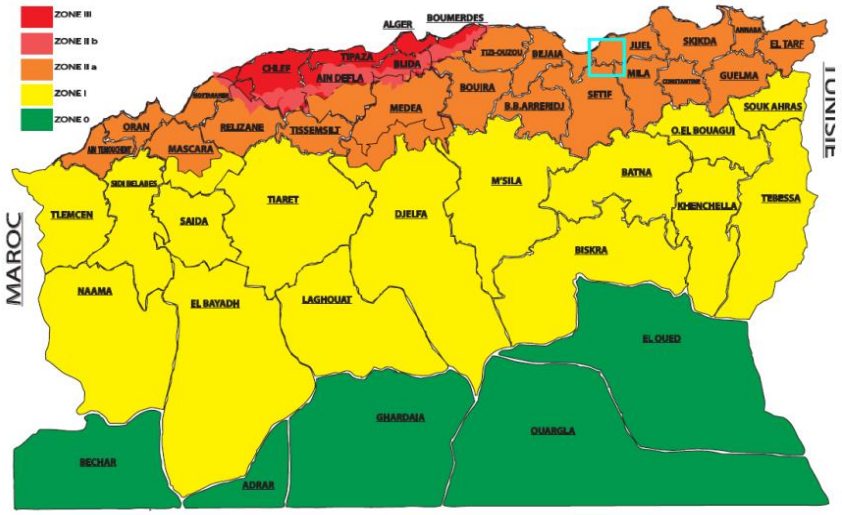


Figure II. 6: Carte de zonage sismique du territoire national.

Tableau II. 3: Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008, §3.1.2) [6]

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	**IIa**	**IIb**	**III**
1	0.15	**0.25**	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Comme indiqué dans la norme RPOA 2008, les sites peuvent être classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- Catégorie S1: site rocheux
- Catégorie S2: site ferme
- Catégorie S3: site meuble
- Catégorie S4: site très meuble

Par ailleurs, la classification des sites pourrait envisager les valeurs moyennes harmoniques des caractéristiques mécaniques, mesurée au moyen d'essais réalisées sur site ou en laboratoire sur les différentes couches de sol constituant la colonne de sol sur une profondeur de 30m. Dans le tableau suivant sont reportées les limites pour les moyennes harmoniques des caractéristiques mécaniques suivantes:

- résistance au pénétromètre statique ($\overline{q}_c$);
- nombre des coups non corrigé ($\overline{N}$).

Tableau II. 4: Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008, §3.1.3.1).

Catégorie	**Description**		$\overline{q}_c$	$\overline{N}$	$\overline{P}_l$	$\overline{E}_p$	$\overline{q}_u$	**Vs**
			[MPa]	**[-]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[m/s]**
S1	Rocheux(a)		--	--	>5	>100	>10	Vs≥800
S2	Ferme	Sable/gravier	> 15	> 50	>2	>20	--	400≤Vs<800
		Argile	>5	--	>2	>25	>0.4	
S3	Meuble	Sable/gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	200≤Vs<400
		Argile	1.5-5	--	0,5-2	5-25	0.1-0.4	
S4	Très meuble	Sable/gravier	<5	<10	<1	<5	--	100≤Vs<200
		Argile	<1.5	--	<0.5	<5	<0.1	

Pour la caractérisation sismique du site d'intérêt, ont été utilisés les résultats des essais pressiométriques exécutés dans les sondages de référence; ces données consentent de calculer les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométriques pour chaque couche (i) d'épaisseur hi et selon les formules suivantes:

$\bar{P}\mathrm{l} = \frac{\sum_{i=0}^{n} \mathrm{hi}}{\sum_{i=0}^{n} (\frac{\mathrm{hi}}{\mathrm{Pli}})}$ Pression limite harmonique (où Pli pression limite moyenne);

$\bar{E}\mathrm{p} = \frac{\sum_{i=0}^{n} \mathrm{hi}}{\sum_{i=0}^{n} (\frac{\mathrm{hi}}{\mathrm{Epi}})}$ Module pressiométriques harmonique (où E pi module pressiométriques).

Pour le viaduc en étude ont été identifiés des sols qui appartiennent seulement à la catégorie S2, comme montre le tableau suivant :

Tableau II. 5 : Catégories du site selon les essais pressiométriques.

Code sondage	**Progressive**	Profondeur de forage	Pression limite harmonique	Module pressiométriques harmonique	**Catégorie**
	pk [m]	[m] [MPa]	[MPa]	[MPa]	
S-OA20-1	46+924	19	3.3	57.3	**S2**
S-OA20-2	47+000	25	2.6	27.2	**S2**
S-OA20-3	47+124	19	4.1	54.8	**S2**

Règlement RPOA 2008 (§3.1.3.2) indique comme critère générale à adopter, le suivant «Selon la fiabilité des différent types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute entre deux catégories, classer le site dans la catégorie la plus défavorable».
Dans le cas spécifique, ont été considérés les éléments suivants:

- Résultats des essais SPT disponibles peu représentatifs le long de la verticale (profondeur limitée des essais);
- Afin de prendre en compte une profondeur plus étendue et représentatif des conditions géotechniques locales (essais jusqu'à 25m), on considère la catégorie donnée par les essais pressiométriques comme plus appropriées;
- Les valeurs du Em et Pl ont été considérées pour la définition des catégories du site.

En considération des résultats des essais, le site du viaduc en étude a été classé en catégorie S2.

III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis- à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (qui sont l'ensemble des éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement).

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs sujétions d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économique et originale lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle. Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.2 PRESENTATION DES VARIANTES

III.2.1 Variante N°1 : Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en Précontraintes.

III.2.1.A Coupe longitudinale

Dans cette variante on a proposé de projeter un pont à cinq travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en précontraintes par post-tension avec hauteur constante dont la longueur de chacune est 40.00 m, ce qui résulte une longueur totale de pont égal à 200m.

III.2.1.B Section transversale

Chaque travée est constituée de 07 poutres avec un entre axe de 1.9 m, supportant un hourdis en béton armé de 0.25 m d'épaisseur, avec une largeur totale du tablier est de 13.25 m. Au droit des lignes d'appuis de l'ouvrage, des entretoises en béton armé permettent le remplacement éventuel des appareils d'appui par vérinage.

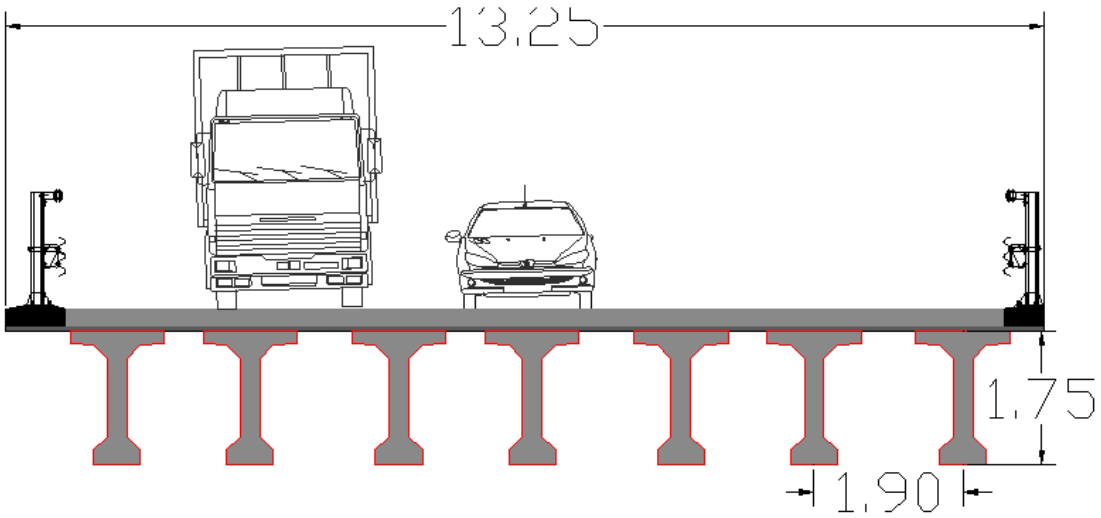


Figure III. 1: Coupe transversal (variante 1).

- Le tableau suivant montre les avantages et l'inconvénient de cette variante :

Tableau III. 1: Avantages et inconvénients de la variante 1, VIPP.

Avantages	Inconvénients
-Facilité d'exécution. -La rapidité d'exécution des travaux. -Entretien de la voie minime.	- Poids propre tés important. - Limité en termes de longueur de franchissement Nombre de joint important (cas des ouvrages isostatique) -Inesthétique pour une hauteur libre faible.

III.2.2 Variante N° 2 : Pont à poutre métallique (PRS)

III.2.2.A Coupe longitudinale

Dans cette variante on propose à projeter un pont mixte bipoutre de hauteur constante avec quatre travée indépendantes en poutres reconstituées soudées (PRS) supportant une dalle en béton armé. La longueur de chaque poutre est égale à 50 m avec une hauteur de 3.60 m.

III.2.2.B Section transversale

Chaque travée est constituée de 02 poutres (bi-poutre) avec un entre axe de 6.50 m supportant une dalle en béton armé d'épaisseur variant, nous proposons de rigidifier le tablier avec un système d'entretoisement (sur pile et courant) et des dispositions de contreventement en X.

Les caractéristiques des section transversales des poutres principales et secondaires (entretoises) seront déterminées en fonction de la portée et le type de système d'entretoisement.

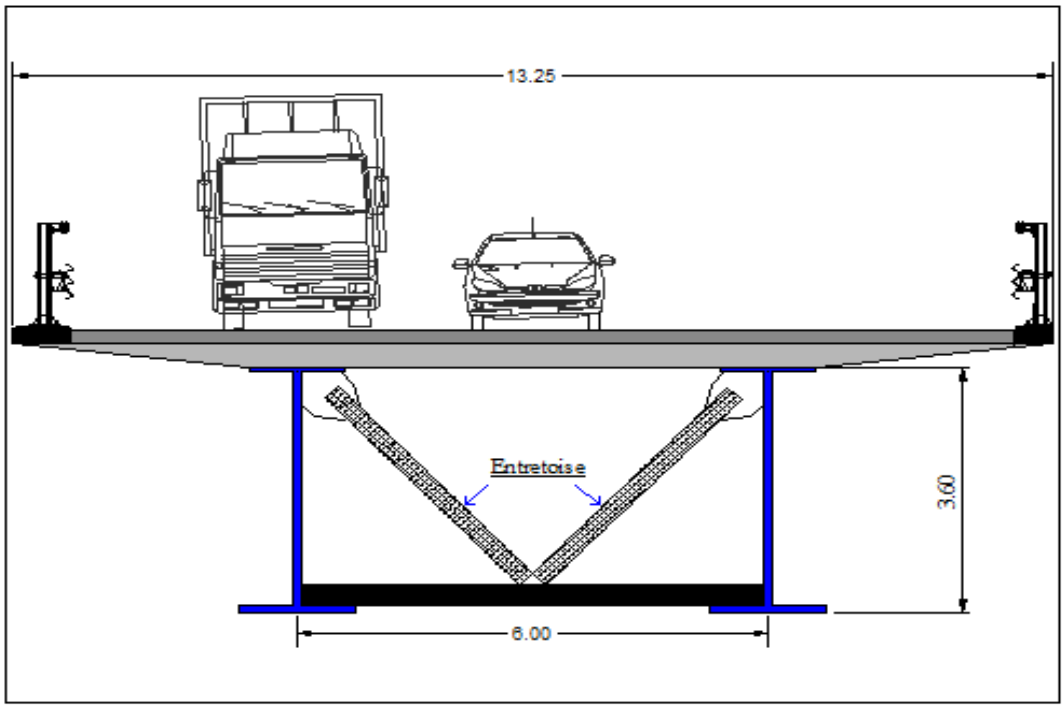


Figure III. 2: Coupe transversale bipoutre de la variante

- Le tableau suivant montre les avantages et l'inconvénient de cette variante :

Tableau III. 2 : Avantages et inconvénients d'un pont mixte (variante 2).

Avantages	Inconvénients
-La précision dimensionnelle des structures. -Ces ouvrages sont relativement légers ce qui peut être intéressant pour les fondations. -La rapidité d'exécution globale Entretien de la voie minime pour les travées simples	-Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion -Le phénomène de la fatigue dans les assemblages qui exige une surveillance avec des visites périodiques - Le coût du tablier est relativement élevé.

III.2.3 Variante N°3 : Pont à poutre caisson en encorbellement successif

III.2.3.A Coupe longitudinale

Dans cette variante on a proposé de projeter un Pont a poutre caisson fermé en encorbellement successif à hauteur constante constitué de deux travée principale de 60m et deux travée de rive de 40 m ce qui donne une longueur total du pond de 200m.

III.2.3.B Section transversale

Chaque travée est constitué d'un tablier monocellulaire continue en béton précontraint, de 13.25m de largeur, avec une section a hauteur constante de 3.20 m .

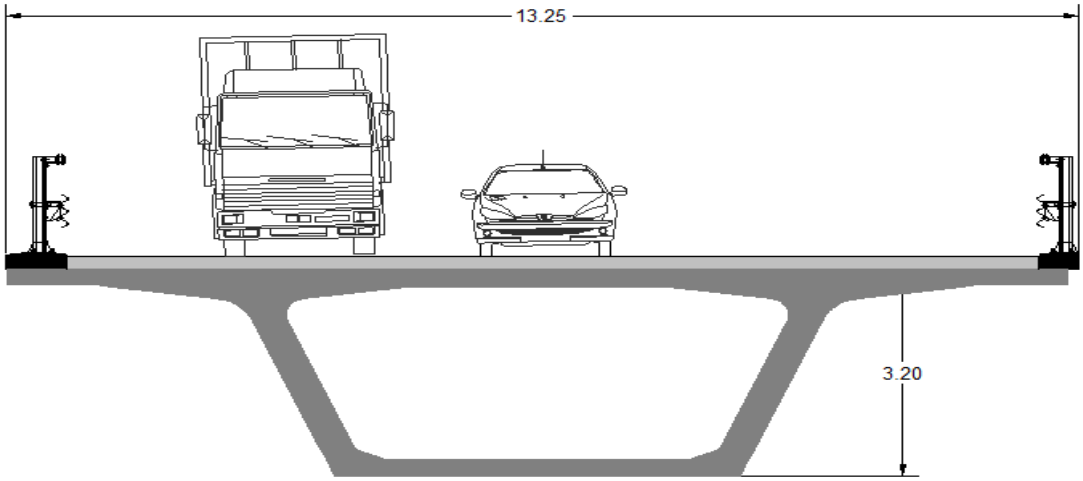


Figure III. 3 : Coupe transversale de la variante3

- Le tableau suivant montre les avantages et l'inconvénient de cette variante :

Tableau III. 3: Avantages et inconvénients de variante 3.

Avantages	Inconvénients
-Facilité d'exécution et la précision dimensionnelle des structures. -des ouvrages économiques par rapport aux obstacles franchissent. -la rapidité d'exécution globale. -la possibilité de franchir des grandes portées.	-cout de tablier relativement élevé. -poids important dans la partie encorbellement. -l'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée.

III.3 DEVIS ESTIMATIF DES VARIANTES

Les montants estimatifs de chaque variante sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 4: Devis estimatif de variante 1

		Variante 1 : viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en précontraintes (V.I.P.P)				
		Désignation	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**	**Totale partielle (DA)**
Tablier	**Hourdis**	Béton (m3)	2200	20,000.00	44,000,000.00	452,400,000.00
		Acier (t)	330	120,000.00	39,600,000.00	
	Poutres	Béton (m3)	3920	35,000.00	137,200,000.00	
		Acier actif (t)	220	400,000.00	88,000,000.00	
		Acier passif (t)	784	150,000.00	117,600,000.00	
	Entretoise	Béton (m3)	400	35,000.00	14,000,000.00	
		Acier (t)	80	150,000.00	12,000,000.00	
Pile	**Hmoy=15m**	Béton (m3)	3757	35,000.00	131,495,000.00	215,945,000.00
		Acier (t)	563	150,000.00	84,450,000.00	
Culée		Béton (m3)	330	35,000.00	11,550,000.00	19,050,000.00
		Acier (t)	50	150,000.00	7,500,000.00	
Fondations	**Semelles**	Béton (m3)	1106	20,000.00	22,120,000.00	106,960,000.00
		Acier (t)	132	120,000.00	84,840,000.00	
	Pieux	L=20 m, nombre de pieux=104		1,700,000.00	51,000,000.00	
Equipements		Appareils d'appuis	140	250,000.00	35,000,000.00	60,500,000.00
TOTALE (DA)		**880,355,000.00**				
Prix (DA/ml)		**4,401,775.00**				

Le devis estimatif de la variante 2 (PRS) est donnée par le tableau suivant

Tableau III. 5: Devis estimatif de variante 2.

		Variante 2 : viaduc a poutre métallique (PRS)				
		Désignation	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**	**Totale partielle (DA)**
Tablier	**Hourdis**	Béton (m3)	2865	25,000.00	71,625,000.00	1,508,705,000.00
		Acier (t)	716	130,000.00	93,080,000.00	
	Poutres	Acier de charpente (t)	3360	400,000.00	1,344,000,000.00	
Pile	**Hmoy=14m**	Béton (m3)	2792	35,000.00	97,720,000.00	156,550,000.00
		Acier (t)	420	140,000.00	58,800,000.00	
Culée		Béton (m3)	330	35,000.00	11,550,000.00	19,050,000.00
		Acier (t)	50	150,000.00	7,500,000.00	
Fondation	**Semelles**	Béton (m3)	1850	20,000.00	37,000,000.00	184,400,000.00
		Acier (t)	225	120,000.00	27,000,000.00	
	Pieux	L=20m, nombre de pieux=86		1,400,000.00	120,400,000.00	
Equipements		Appareils d'appuis	32	200,000.00	6,400,000.00	6,400,000.00
TOTAL (DA)		**1,875,105,000.00**				
Total (DA/ml)		**9,375,525.00**				

Le devis estimatif de la variante 3 est donnée par le tableau suivant : .

Tableau III. 6 : **Devis estimatif de variante 3.**

		Variante 3 : viaduc a poutre caisson				
		Désignation	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**	**Totale partielle (DA**
Tablier encorbellement	**Voussoirs**	Béton (m3)	3212	35,000.00	112,420,000.00	388,920,000.00
		Acier actif(t)	170	400,000.00	68,000,000.00	
		Acier passif(t)	481	150,000.00	208,500,000.00	
Piles	**H moy=15m**	Béton (m3)	2792	35,000.00	72,150,000.00	130,950,000.00
		Acier (t)	420	140,000.00	58,800,000.00	
Culée		Béton (m3)	330	35,000.00	11,550,000.00	19,050,000.00
		Acier (t)	50	150,000.00	7,500,000.00	
Fondations	**Semelles**	Béton (m3)	1850	20,000.00	37,000,000.00	79,850,000.00
		Acier (t)	225	120,000.00	27,000,000.00	
	Pieux	L=20 m, nombre de pieux=86		1,750,000.00	15,050,000.00	
Equipements		Appareils d'appuis	32	250,000.00	800,000.00	800,000.00
TOTLAE (DA)		**619,570,000.00**				
Prix (DA/ml)		**3,097,850.00**				

III.4 CRITERES DE CHOIX

Le choix entre les variantes précédemment proposées se base sur plusieurs critères pour sélectionner la variante la plus optimale, on distingue les critères suivants :

III.4.1 L'esthétique

Le principal critère d'esthétique qu'il faut respecter dans cette phase d'étude est bien le critère de la proportionnalité entre la longueur de travée et la hauteur de pile, car il a une influence directe sur le type d'ouvrage à choisir. Des relations harmonieuses entre la travée et la hauteur des piles devront être choisis ; il est recommandé donc de choisir des travées ayant des longueurs Egales au minimum 0.3 et au maximum 1.5 la hauteur de la pile.

III.4.2 L'entretien de l'ouvrage

L'entretien joue un rôle déterminant dans le cycle de vie d'un ouvrage pour assurer la sécurité et garantir la durabilité voulue (Durée de l'ouvrage 100 ans). Pour les structures en béton, les coûts associés aux travaux de réparation jouent le point faible dans cette solution, alors que les structures en acier c'est les coûts d'entretien de la corrosion.
Aussi, les appareils d'appui, dispositifs parasismiques et joints de dilatation ont toujours des coûts d'entretien et de substitution.

III.4.3 Méthodes et durée de construction

Le choix de la méthode de construction est en fonction de la hauteur de la pile, la structure du tablier et l'obstacle à franchir. Pour les piles plus basses la pose des éléments préfabriqués pourra se faire par grue ou par lanceur, tandis que pour les piles plus hautes la méthode encorbellement sera proposée et dans le cas des tabliers PRS, le poussage pourra être adopté.

III.4.4 L'économie

Le critère économique, parmi les critères les plus importants dans le choix optimal de la conception des ouvrages. Ce critère compris le coût de construction, le coût de l'entretien de l'ouvrage et de la voie.

III.5 ANALYSE MULTICRITERE

Pour sélectionner la variante qui présente plus d'avantages et moins d'inconvénients sur tous les plans de comparaison (les critères dévaluations), une analyse soignée multicritère a été effectuée.

Afin d'évaluer chaque critère, on a affecté une note sur 5 et on multiplie ces notes par des coefficients selon l'importance du critère. On a affecté un coefficient de 3 pour le critère économique, il est le plus déterminant dans ce projet. Pour l'entretien et l'aspect architecturel, le coefficient attribué est de 2 et pour la méthode et la durée de construction, il est de 1.
-Le tableau suivant regroupant l'analyse multicritère des variantes :

Tableau III. 7: Analyse multicritère.

Variante	Critères de choix					
	Esthétique	**Entretien de la voie**	**Entretien de l'ouvrage**	**Méthode et durée**	**Economie**	**Note finale /5**
Coefficient	2	2	2	1	3	
Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en précontraintes	**2**	**5**	**2**	**4**	**3**	**3.1**
Pont à poutre métallique **(P.R.S)**	**3**	**5**	**2**	**3**	**2**	**2.9**
Pont à poutre caisson en encorbellement	**4**	**3**	**3**	**3**	**4**	**3.5**

- **Variante retenue :**

En se basant sur l'analyse multicritères des variantes , le choix définitif pour cet ouvrage d'art, est **la variante** N°3, qui présente la solution la plus avantageuse, un pont a poutre caisson en encorbellement successif .

Qui fera, désormais, l'Object d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

III.6 PREDIMENSIONNEMENT

Le prédimensionnement d'un viaduc consiste à fixer au préalable les dimensions de différents éléments de viaduc (tablier, piles et culée), en respectant certaines conditions. Toutes les dimensions prises seront justifiées par les conditions de calcul.

III.6.1 Pre-dimensionnement du tablier

Cette partie fait l'objet de proposer des dimensions pour chaque partie du tablier :

- Section transversale de voussoir pile .
- Section transversale de voussoir courant .
- Section transversale de voussoir sur culée .

En élaborant dans ce paragraphe le prédimensionnement des déférents éléments constitutifs de voussoir. En basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003).

La figure ci-dessous précise les notations utilisées pour chaque élément de voussoir :

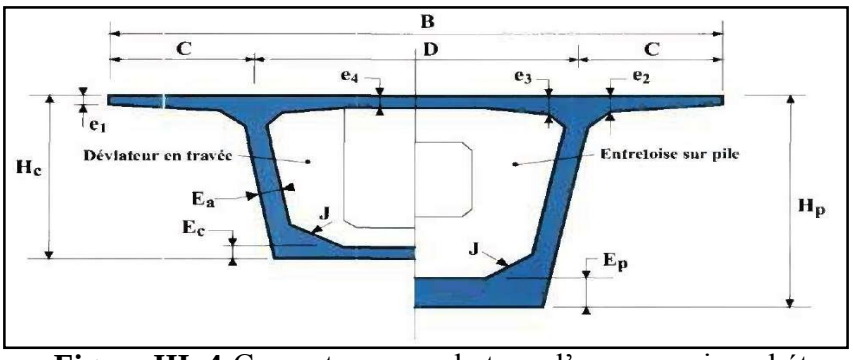


Figure III. 4: Coupe transversale type d'un voussoir en béton armé

Les valeurs des notations précisées dans la **Figure III.4** sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III. 8 : Pré-dimensions de voussoir

Eléments	Seuils	Valeurs calculées (cm)	Valeurs retenues (cm)
Hauteur de voussoir sur pile h_p	$L/20< \mathbf{h_p} <L/16$	$3< \mathbf{h_p} <3.75$	**320**
Hauteur de voussoir à la clef h_c	$L/20< \mathbf{h_c} <L/16$	$3< \mathbf{h_c} <3.75$	**320**
Largeur de voussoir	B	/	**1310**
C	B/4	/	**327.5**
D	B-2C	/	**655**
e_1	$e_1 \geq 16$	/	**23**
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	$40.9 \leq e_2 \leq 46.78$	**45**
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	$21.8 \leq e_4 \leq 26.2$	**26**
e_3	$e_3 > e_2-0.1$ et $e_3 > 1.5e_4$	$e_3>44$ et $e_3>39$	**45**
E_a	$E_a \geq 0.26+L/500$	$E_a \geq 0.38$	**40**
E_c	$E_c \geq 18$ à 22 cm	/	**26**
E_p	$E_p \geq 35$ à 90 cm	/	**50**
Gossier supérieur	$30° \leq a \leq 45°$	/	**45°**
Gossier inferieur	$40° \leq a \leq 45°$	/	**45°**

III.6.1.A DÉCOUPAGE DES VOUSSOIRS

Le nombre de voussoir lié par la longueur de travée et la longueur de chaque voussoir lorsque les voussoirs sont préfabriqués, le principe critère de déformation de longueur est la variation du poids de ces voussoirs. En effet, les voussoirs préfabriqués doivent être déplacés avec des engins spécifiques, dont la capacité est forcément limitée. Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose de voussoir. On coupe alors le VSP en deux voire trois partie assemblées par précontrainte.

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m voire 5 m suivant les ouvrages, la longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages préfabriqués, on cherche le clavage pour des raisons économiques avec l'outil le plus simple possible.

· Longueur du voussoir sur pile et culé l=1.8m.

· Longueur du voussoir courant l=2.88 m .

· Longueur du voussoir de clavage : l = 0.6 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs :

N = 75.

- 3 voussoirs sur pile ;
- 4 voussoirs de clavage ;
- 66 voussoirs courants ;
- 2 voussoirs sur culée.

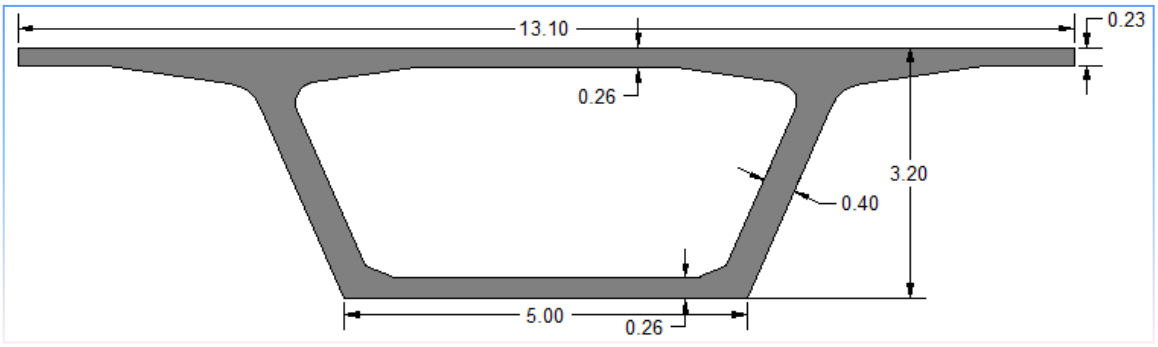


Figure III. 5: Coupe transversale du voussoir courant

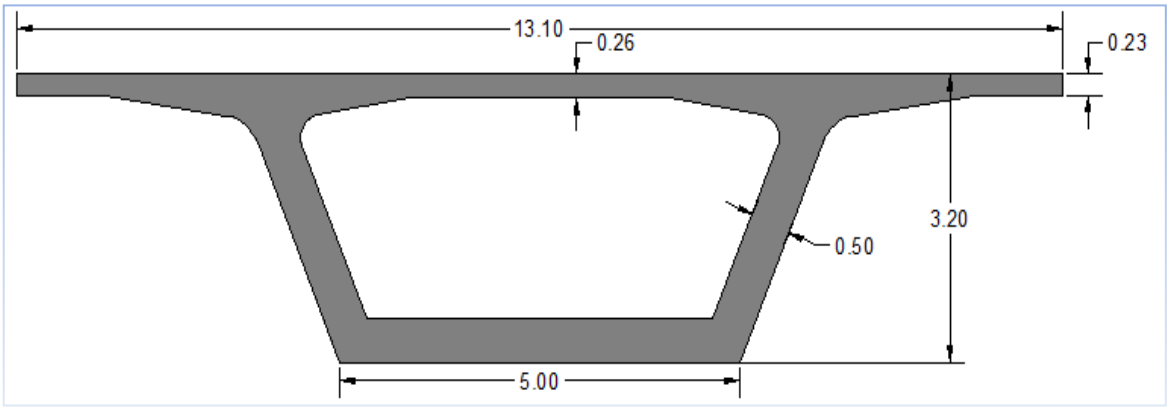


Figure III. 6: Coupe transversale du voussoir V01

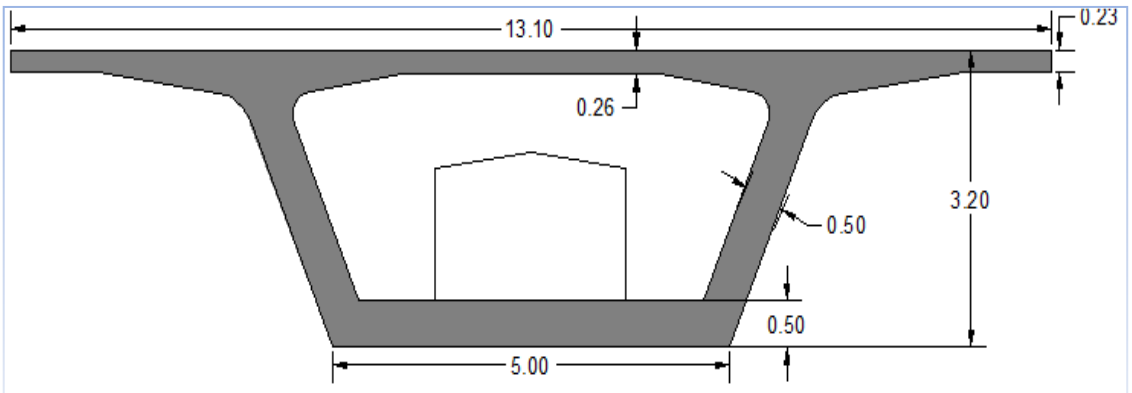


Figure III. 7: Coupe transversale de voussoir sur pile

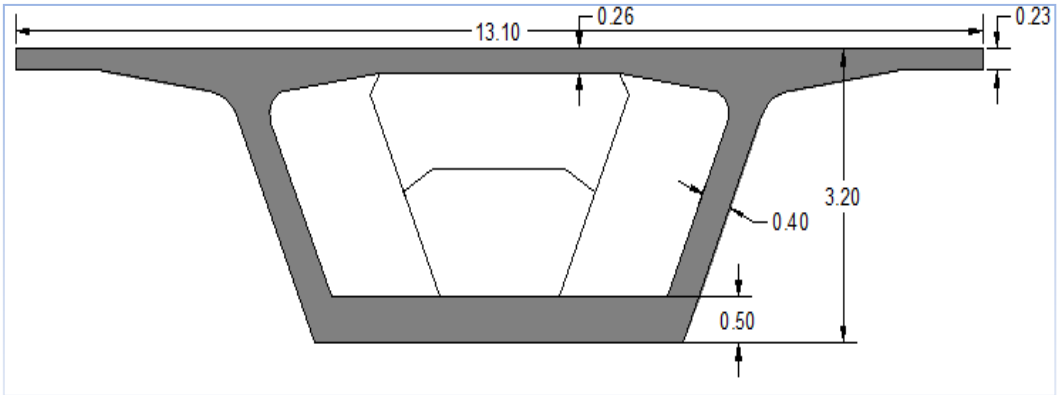


Figure III. 8 : Coupe transversale du voussoir su culée.

III.6.2 PREDIMENSIONNEMENT D'INFRASTRUCTURE

III.6.2.A Predimensionnement des culees

Les culées font partie du système d'appuis de tablier de l'ouvrage, contrairement aux appuis intermédiaires (piles), elles se trouvent à l'accès de l'ouvrage, son rôle principal est d'assurer la continuité en le tablier et la chaussé extérieur, Elles assurent à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées.

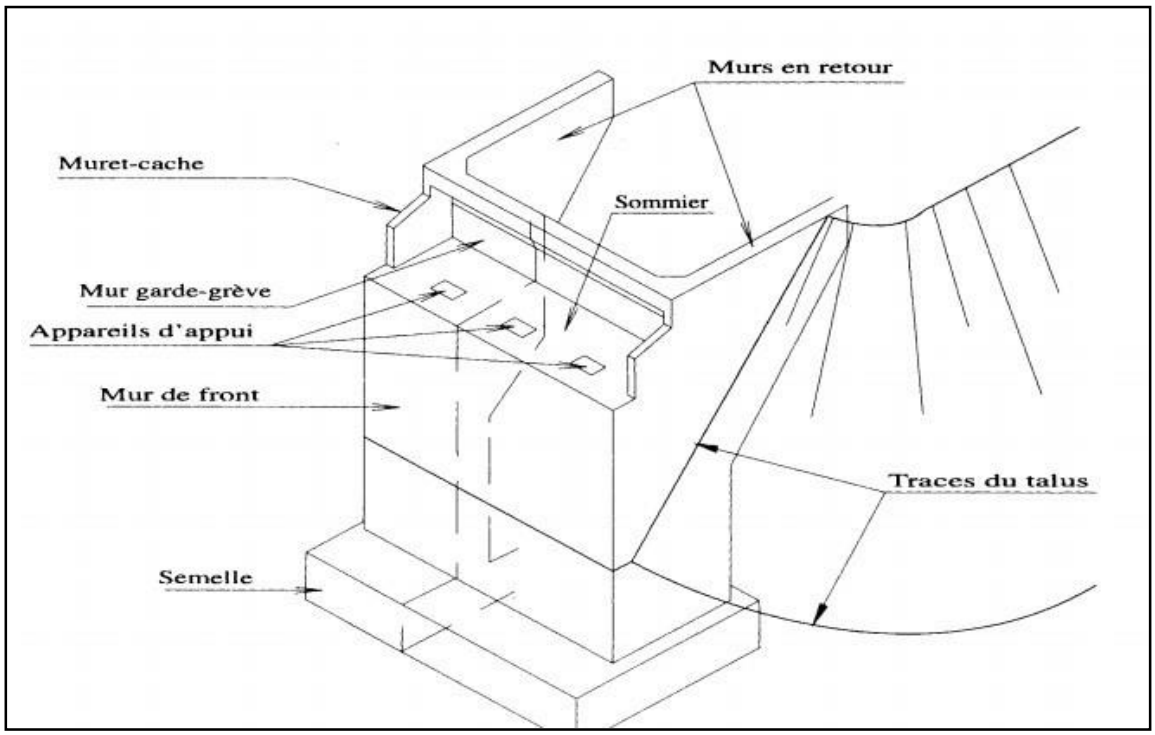


Figure III. 9 : Morphologie d'une culée remblayée.

- **Mur de front**
  - Hauteur : 3.5 m
  - Épaisseur :2.80 m
  - Longueur : 5.7 m
- **Mur de garde grève**
  - Hauteur : 4.2 m
  - Épaisseur :0.7 m
  - Longueur : 13.1 m
- **Mur en tète**
  - Hauteur : 3.5 m
  - Épaisseur :0.7 m
  - Longueur : 13.1 m
- **Murs en retours**
  - Hauteur : 7.7 m
  - Épaisseur :1.1 m
  - Longueur : 1.1 m .

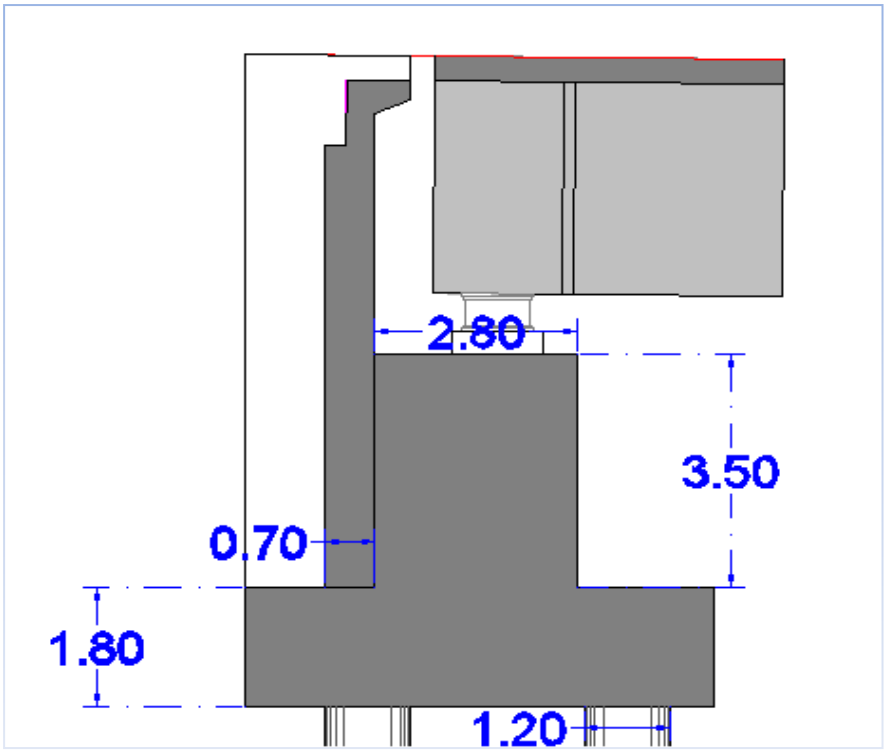


Figure III. 10: Dimensionement de la culee

III.6.2.B Prédimensionnement des piles

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier.

La conception des piles est en fonction du type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations et certain contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pour notre projet, nous avons opté pour la solution d'une pile caisson (section rectangulaire évidée), avec une largeur fixe

Tableau III. 9 : Hauteur des piles .

Piles	1	2	3
Hauteur(m)	**10.75**	**19.65**	**13.35**

Tableau III. 10 : Prédimensionnements des piles de la partie mixte(H<20m).

Eléments		Partie pont mixte
Section	Description	Rectangulaire creuse, de largeur constante du haut vers le bas.
	Prédimensionnement	4.2 m de longueur par 6.10 m de largeur au sommet et à la base.
Epaisseur		De 0.55 m à 0.75m dans tous les tronçons de la pile.

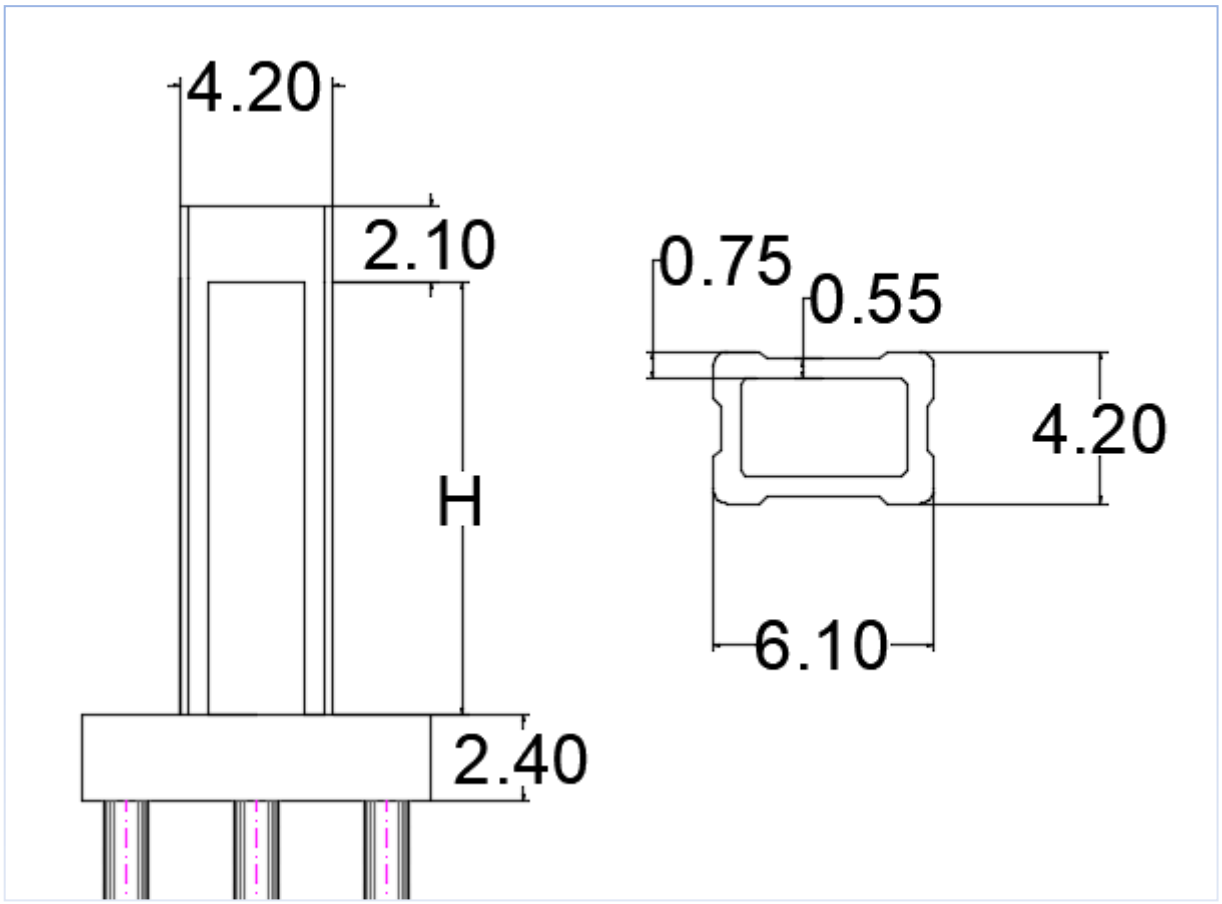


Figure III. 11 : Coupe transversale sur pile (H<20m).

III.6.3 Conclusion

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

À savoir que la variante mixte bipoutre a pu être la solution convenable à ce franchissement, lorsque le délai d'approvisionnement des pièces métalliques ne constitue pas un majeur inconvénient, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, alors que le recours à la construction par encorbellements successifs est dans ce cas le plus adéquat si on tient en compte la difficulté d'accès au site.

Ainsi que la variante pont à poutre a pu être une bonne solution (coût et délai), mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site et le nombre important des appuis. Donc on opte pour **la variante pont à encorbellement successif**

IV. CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa 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. Règles **B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
2. Règles **B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul
3. des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
4. **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
5. **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
6. **Fascicule 62** - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
7. Document **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1 BETON

- ✓ Pour la superstructure, le béton est dosé à 450 kg/m^3 de ciment CPA42,5 avec f_{c28} **= 40 MPa** et f_{t28} **= 3 MPa** ;

- ✓ Pour la infrastructure, le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA42,5 avec f_{c28} **=27 MPa** et f_{t28} **= 2.22 MPa**.

NB : La densité du béton armé est de 25 kN/m^3.

IV.3.2 Armatures

IV.3.2.A Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

- La limite d'élasticité : f_e **= 500 MPa**
- Modules de la déformation élastique : E_s **= 200 GPa**

IV.3.2.B Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **15T15 TBR** (très basse relaxation),

- Résistance ultime : f_{prg} **= 1 860 MPa**
- Limite élastique : f_{peg} = **1 674 MPa**
- Module d'élasticité : E_p **= 190 000 MPa**

- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron} = 140\ mm^2$
- Section d'un câble : $A_p = 2100\ mm^2$
- Diamètre du gain : $\Phi = 89.25\ mm$
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de recul d'ancrage $g = 2\ mm$

IV.3.3 Contraintes admissibles

IV.3.3.A Béton

❖ Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0{,}85\ f_{cj} / \theta.\gamma_b \quad (MPa) \qquad \text{(IV.1)}$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \ (MPa) \qquad \text{(IV.2)}$$

Tableau IV. 1 : Contraintes admissibles à la compression de béton

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1{,}5$	25.50	15.30
		$\gamma_b = 1{,}15$	33.26	19.96
ELS	f_{bc} / σ_{bc} (MPa)		27.00	16.20

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable} \\ 1.5 & \text{situation transitoire} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" défini par les règles comme ce qui suit :

$E_{ij} = 11\ 000\sqrt[3]{\ }$ Module de déformation instantanée du béton < 24h ;

$E_{ij} = 3\ 700\ \sqrt[3]{\ }$ Module de déformation sous chargement de langue durée.

IV.3.3.B Armatures

❖ Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV. 2 : 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 $\gamma_s = 1$	500/00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max$	$\frac{1}{2} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{n \times f_{tj}}$ n=1,6	252.76	207.31
Très préjudiciable	$\sigma = \max \left\{ 0{,}4 \times f_e\ ;\ 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$ n=1,6		206.80	169.62

❖ **Classe de justification de laprécontrainte Classe II** (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

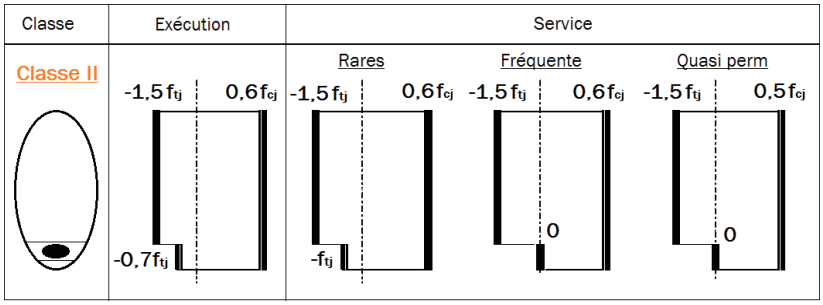


Figure IV. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4 EVATUATION DES ACTIONS

IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.A .Actions permanentes Poids des voussoirs Pv

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV. 3 : Estimation du poids total des voussoirs.

Poids Voussoirs d'un Fléau							
N° Voussoirs	L Voussoirs (m)	Sections (m^2)	Poids (Kn)	N° Voussoirs	L Voussoirs (m)	Sections (m^2)	Poids (Kn)
VSP	1.8	9.41	433.45	V08	2.88	7.87	566.64
V01	2.88	8.43	606.96	V09	2.88	7.87	566.64
V02	2.88	7.87	566.64	V10	2.88	7.87	566.64
V03	2.88	7.87	566.64	V03	2.88	7.87	566.64
V04	2.88	7.87	566.64	V01	2.88	7.87	566.64
V05	2.88	7.87	566.64	V02	2.88	7.87	566.64
V06	2.88	7.87	566.64	VSC	1.8	8.99	404.55
V07	2.88	7.87	566.64				

Poids total d'un fleau : 11954.94 KN ; Poids total de l'ouvrage : 40254.77 KN

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP**

Tableau IV. 4: Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Longrine	25	6.25	1261.3
Barriere	/	2	403.6
Réseau d'assainissement	/	1	201.8
Revêtement en BB	24	21.6	4358.9
Chape d'étanchéité	22	1.32	266.37
Dalle préfabriqué	25	1.25	252.25
corniches	25	3.97	807.2
Poids CCP	/	**37.4**	**7551.37**

Poids Total G_v

40254.40 kN

Poids Total $G_{Total} = G_v + G_{Ccp}$

47806.13 kN

IV.4.1.B Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de
courte durée de la structure porteuse. Selon le ***tableau 3.2 -RCPR*** ΔT ($\Delta\Theta$) = ± 7°C.

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

IV.4.2 Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.A 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.B Caractéristiques du pont

➢ **Largeur roulable**

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

➢ **Largeur chargeable**

elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).

Tableau IV. 5 : Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	**12 m**
Largeur chargeable	**10.5 m**
Nombre de voie	**3**
Largeur d'une voie	**3.5 m**

- **Classe de pont**

Tableau IV. 6 : Les classes des ponts routes

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

IV.4.2.C Système de charge A

$$A(l) = 2.30 \times \frac{360}{L \times 12} \quad ; \quad A_1 = \max \begin{cases} a_1\, A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} \quad (KN/M^2)$$

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 $\mathbf{a_1}$ du ***tableau IV.7***.

Tableau IV. 7 : Coefficient a1.

	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 $\mathbf{a2 = 1.}$

-Les résultats sont résumés dans le ***tableau IV.8***.

Tableau IV. 8 : Valeurs de A(l) pour les 8 cas possibles.

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m^2)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3voies
Cas 1	40	9.11	31.87	63.74	86.05
Cas 2	60	7.30	25.55	51.10	68.99
Cas 3	80	6.14	21.48	42.97	58.00
Cas 4	100	5.49	19.21	38.42	51.87
Cas 5	120	5.03	17.60	35.19	47.51
Cas 6	140	4.64	16.24	32.48	43.85
Cas 7	160	4.38	15.34	30.68	41.41
Cas 8	200	3.98	13.94	27.89	37.65

IV.4.2.D 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» ;

❖ **Système de charges Bc**

/ Article 4.5.1 RCPR

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***.

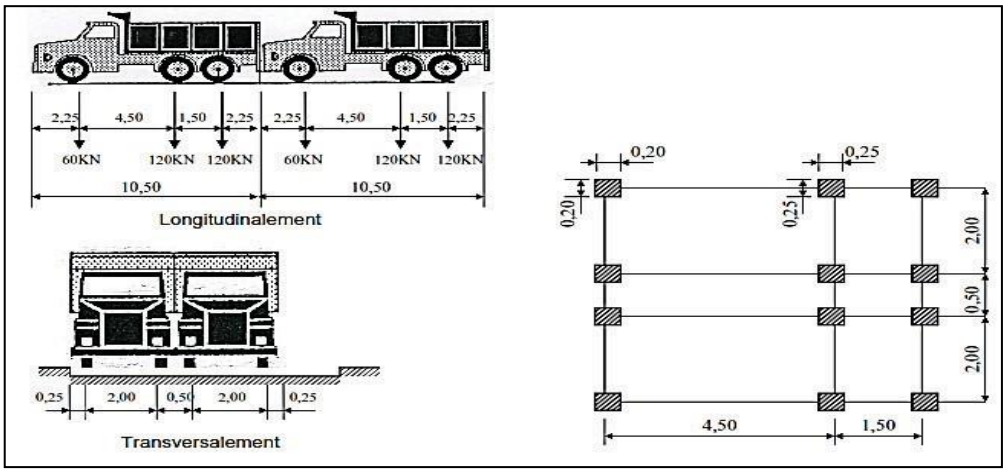


Figure IV. 2 : système de chargement Bc.

Tableau IV. 9 : Les valeurs de bc.

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

❖ **Système de charges Bt**

Article 4.5.3 RCPR

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

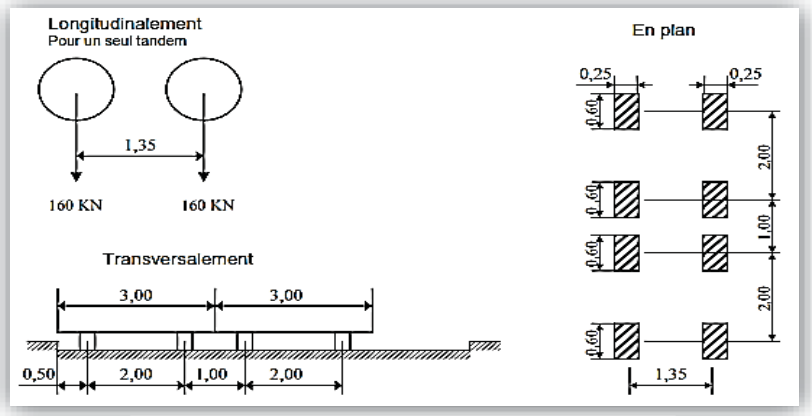


Figure IV. 3 :Système de chargement Bt.

IV.4.2.E Coefficient de majoration dynamique

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

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

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.10***, (détail de calcul voir ***Annexe C***).

Tableau IV. 10 : Les valeurs de δ.

Système de chargement	δ
$\mathbf{B_c}$	**1.074**
$\mathbf{B_t}$	**1.058**

IV.4.2.F 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 :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \ (KN)$$

S: surface chargée en (m^2).➔$\mathbf{F_{max\text{-}voies}}$ **= 277.11 KN**

IV.4.2.G 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,** qui est égal **1.08 .**

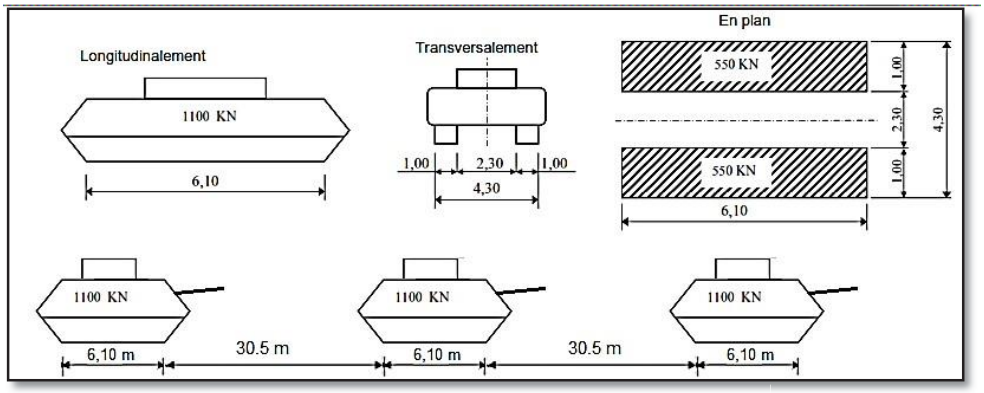


Figure IV. 4 : Convoi de charge Mc 120.

IV.4.2.H Convoi exceptionnel : D240

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

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.

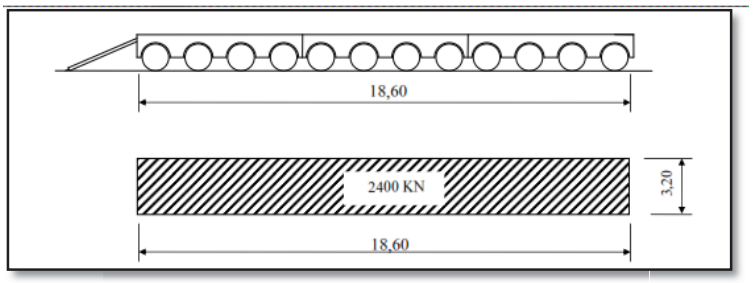


Figure IV.7. Convoi exceptionnel D240.

IV.4.2.I 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

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.



V. CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE



V.1 INTRODUCTION

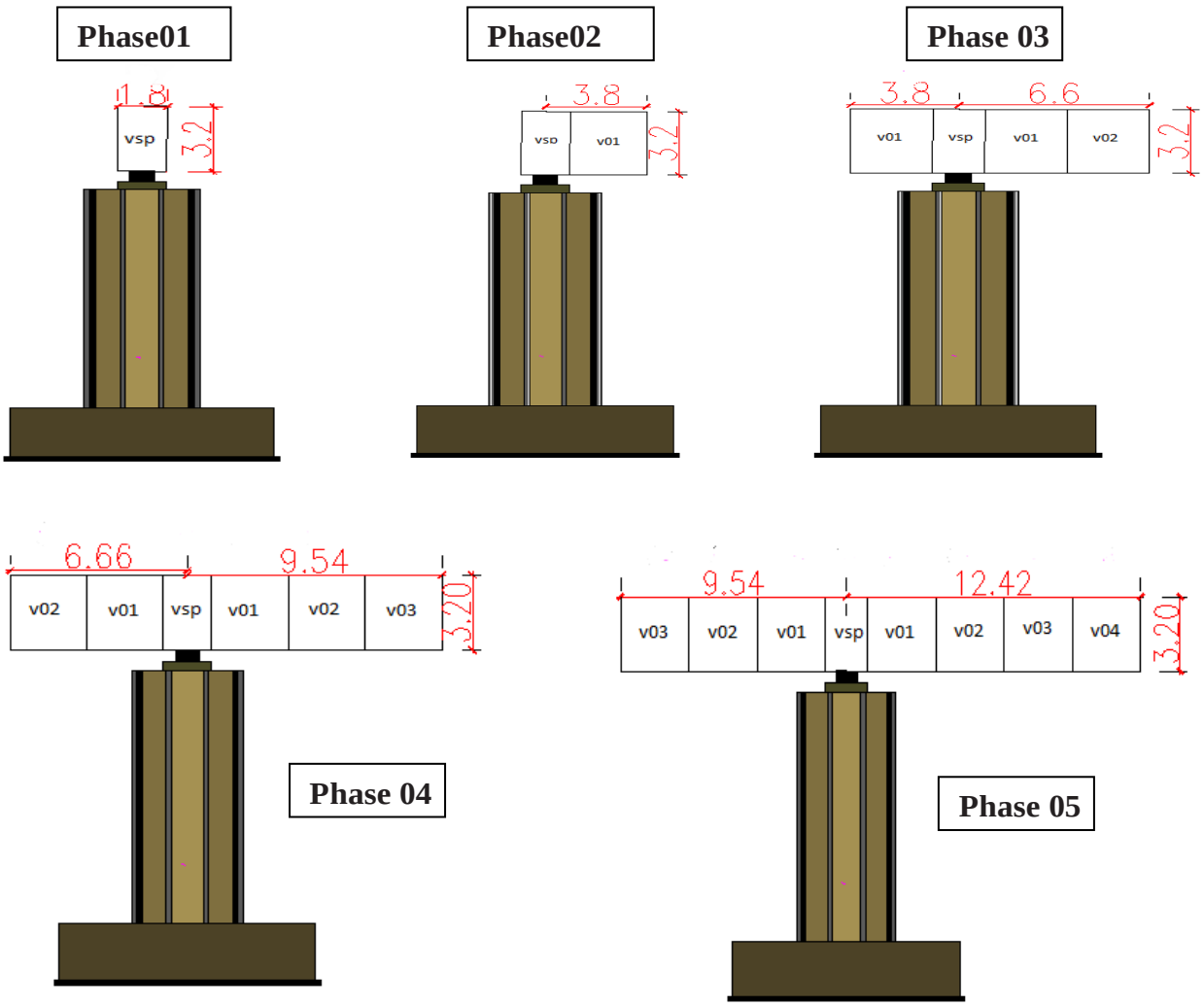
Pondant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage.
La justification de cette stabilité doit être effectuée vis-à-vis :

- L'état limite ultime d'équilibre statique : 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.

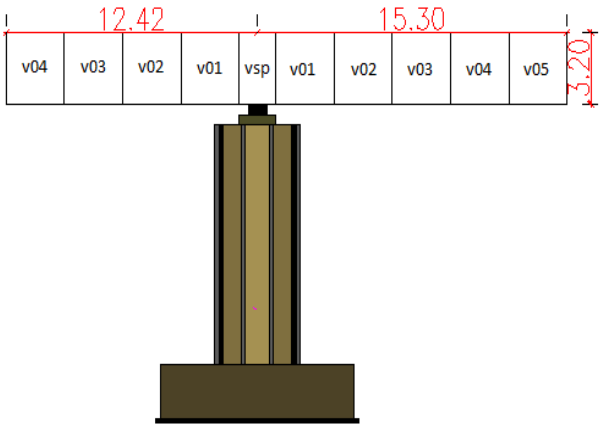
Dans ce chapitre, on va étudier cette stabilité pour ses deux états limites, en passant par les combinaisons en situation temporaires de construction ainsi que en situation accidentelle.

V.2 STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

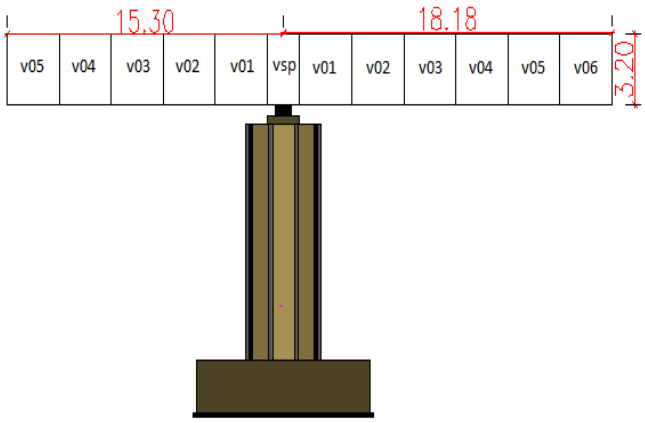
V.2.1 Différentes phases de construction d'un fléau



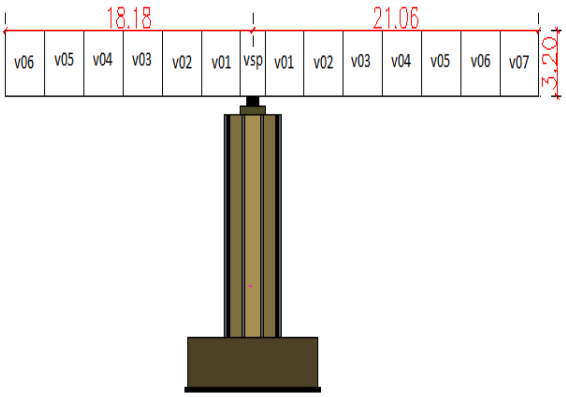
Phase 06



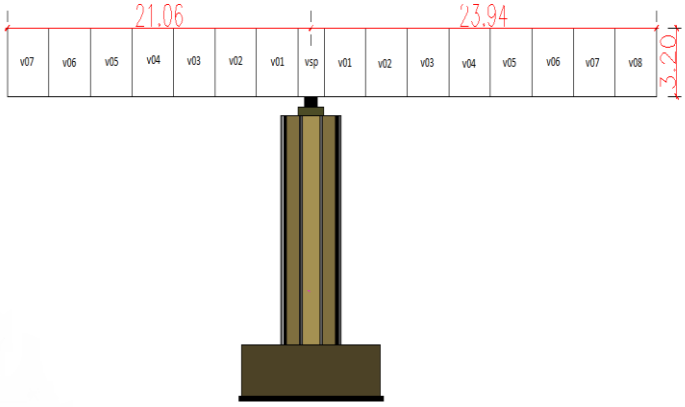
Phase 07



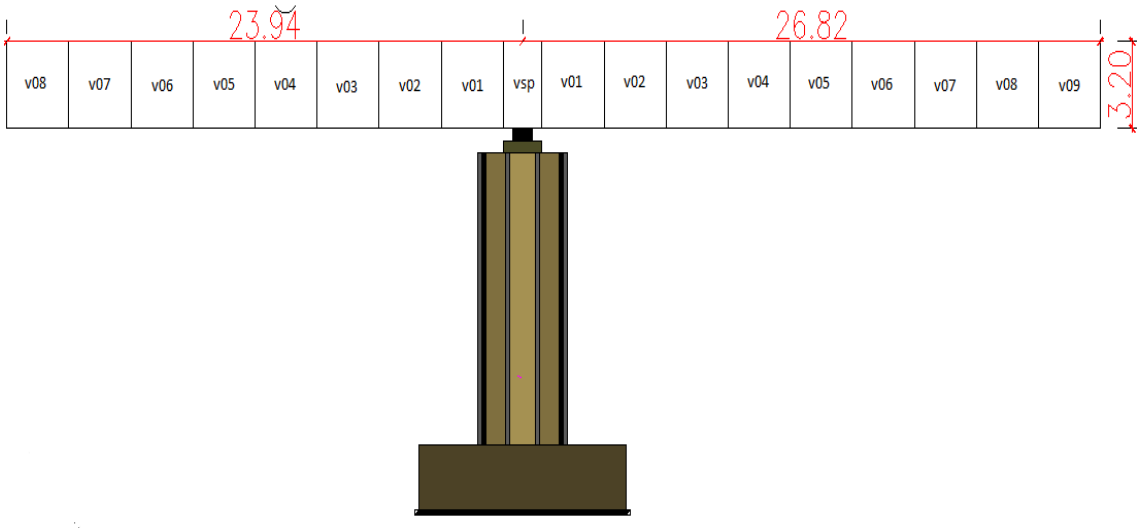
Phase 08



Phase 09



Phase 10



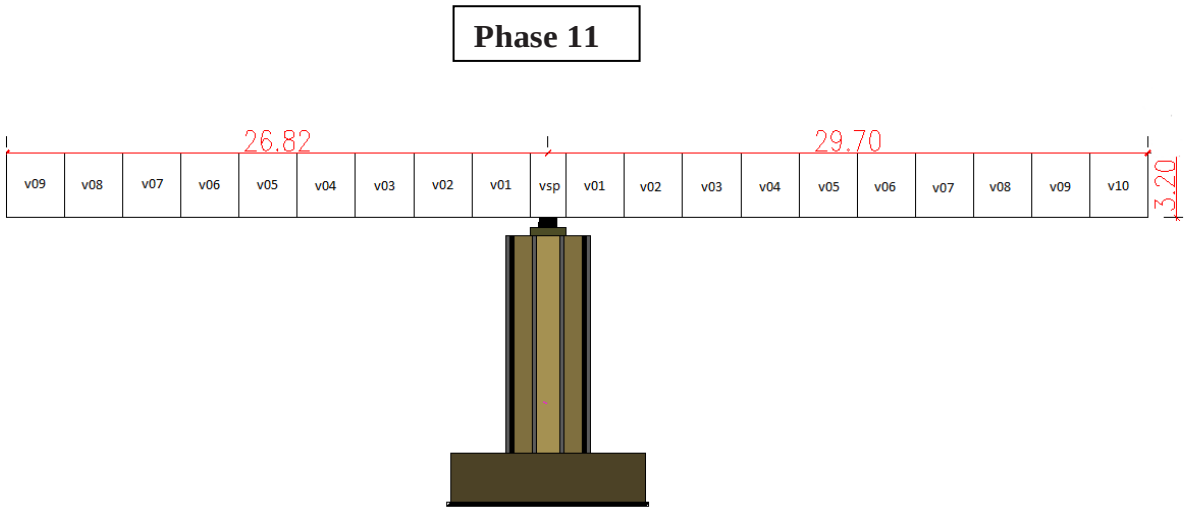


Figure V. 1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.2.2 Charges à prendre en compte

V.2.2.A Poids propre du fléau

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % (G max) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (G min)

V.2.2.B Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :
Une charge répartie de **200N/m²** sur un demi- fléau: $\mathbf{Q_{PRA1}}$ **= 2.2 KN/ml** .
Une charge concentrée de (50+5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir:$\mathbf{Q_{PRA2}}$**=115.5KN**.

V.2.2.C Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose FA 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.

$$F_A = -561.6 \text{ KN}.$$

V.2.3 Combinaisons d'action

V.2.3.A Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

Combinaison A1 :1,1 (G max + G min) + 1,25(Qpra1 + Qpra2)
Combinaison A2 : 0.9 (G max + G min) + 1,25 (Qpra1 + Qpra2)

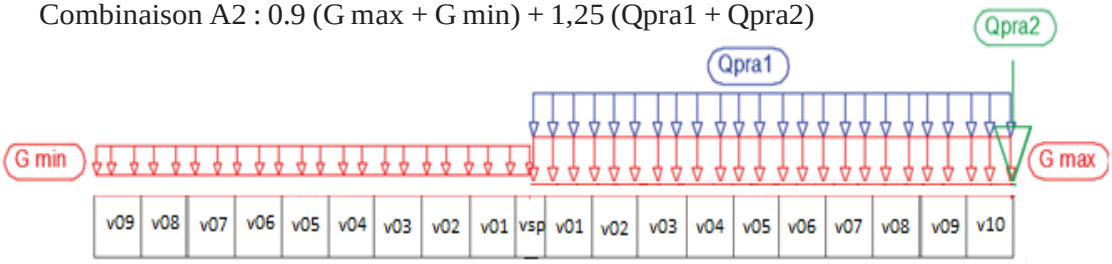


Figure V. 2 : Situation temporaire de construction à considérer.

V.2.3.B Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)

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

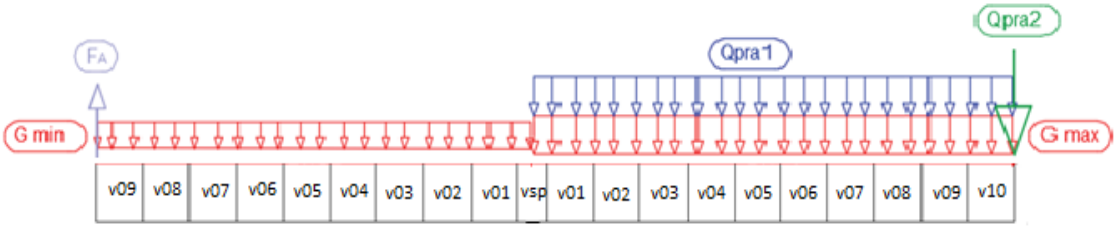


Figure V. 3 : Situation accidentelle à considérer.

V.2.4 Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

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

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

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	**101365.14**	**6755.28**	83977.36	5570.97	100218.67	6706.94	82830.89	5522.65
Fin VSP	95391.62	6519.23	79050.63	5377.31	92288.37	6471.49	77947.39	5329.57
Fin V01	77590.65	5842.59	64363.68	4821.99	76622.17	5796.71	63395.21	4776.11
Fin V02	61675.79	5209.47	51224.85	4302.23	60836.66	5165.46	50385.73	4258.26
Fin V03	47584.35	4576.3	39582.85	3782.49	46869.12	4534.21	38867.63	3740.42
Fin V04	35316.33	3934.16	29437.68	3262.76	34719.58	3902.97	28840.93	3222.57
Fin V05	24871.73	3310.03	20789.33	2743.03	24388.02	3271.72	20305.62	2704.72
Fin V06	16250.55	2676.9	13637.81	2223.3	15874.44	2640.48	13261.71	2186.88
Fin V07	9452.78	2043.77	7983.12	1703.57	9178.85	2002.23	7709.19	1669.06
Fin V08	4478.44	1410.64	3825.25	1183.83	4301.25	1377.99	3648.06	1151.19
Fin V09	1327.51	777.51	1164.21	664.11	1241.63	746.74	1078.33	633.34
Fin V10	0.00	144.38	0.00	144.375	0.00	115.5	0.00	115.5

V.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

V.3.1 Modélisation

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres;
- Sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles;
- Chaque section est définie par le logiciel de dessin, puis exportée vers le logiciel de calcul;
- Les appuis sont considéré comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double;

- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le ***chapitre VI.***

V.3.2 Combinaisons d'action

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

Tableau V. 2 : Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	**1,35**	**1,6**	0	0	0	0
	COMB 2	**1,35**	0	**1,6**	0	0	0
	COMB 3	**1,35**	0	0	**1,6**	0	0
	COMB 4	**1,35**	0	0	0	**1,35**	0
	COMB 5	**1,35**	0	0	0	0	**1,35**
ELS	COMB 1	**1**	**1,2**	0	0	0	0
	COMB 2	**1**	0	**1,2**	0	0	0
	COMB 3	**1**	0	0	**1,2**	0	0
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**

V.3.3 Résultats

Le logiciel de calcul utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

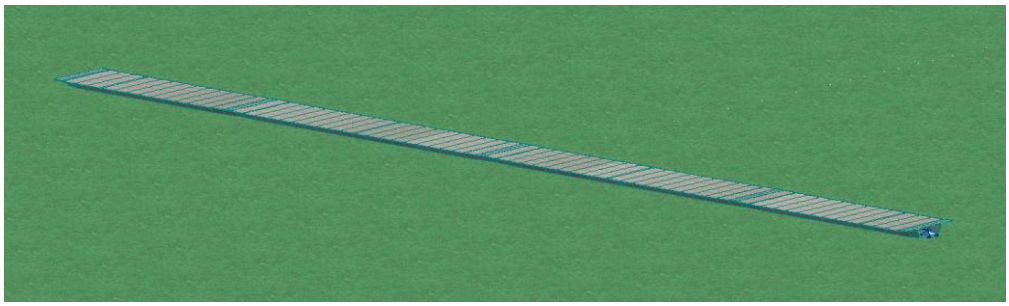


Figure V. 4 : Modèle de calcul.

Après avoir procéder au calcul de la structure à E.L.U et à E.L.S, les résultats à prendre en compte sont celle du CP et du CCP ainsi que des surcharges les plus défavorables.

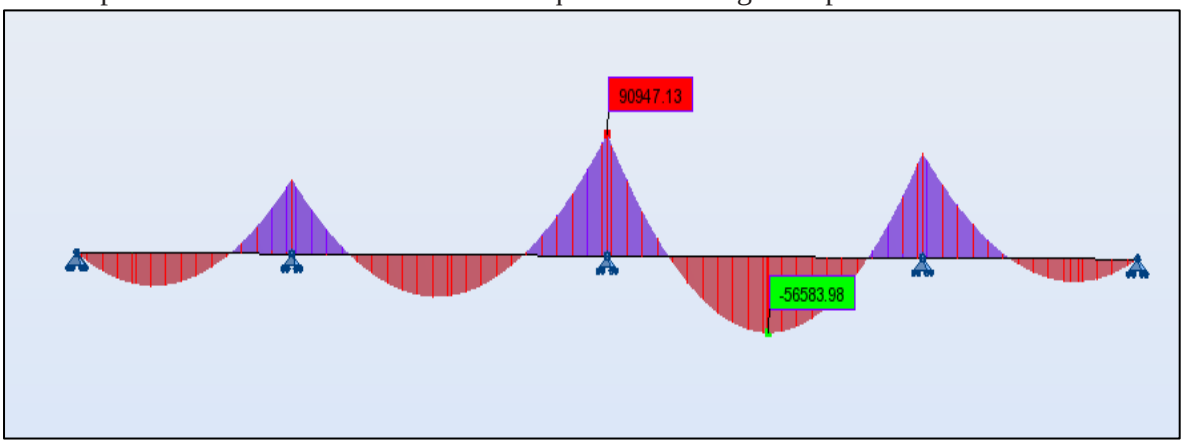


Figure V. 5 : Mmax à l'ELS(G+1.2AL).

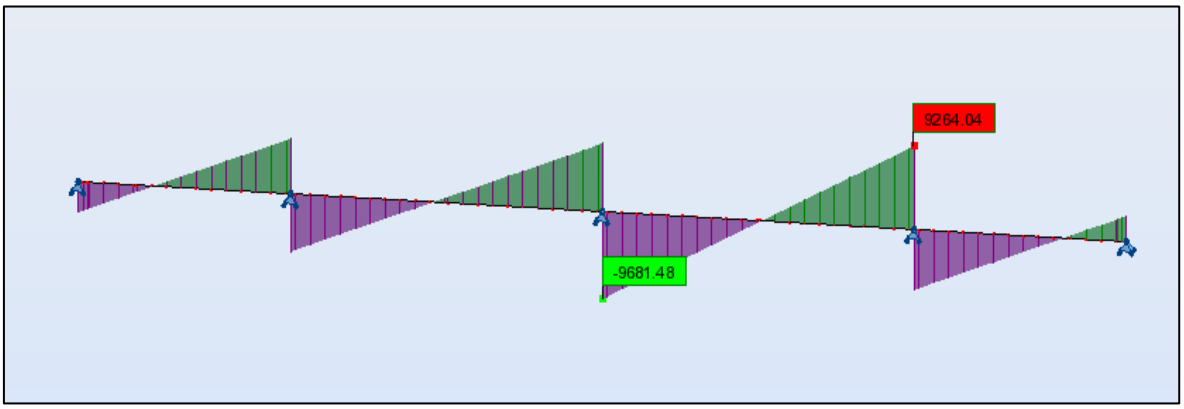


Figure V. 6 : T Max à l'ELS(G+1.2AL).

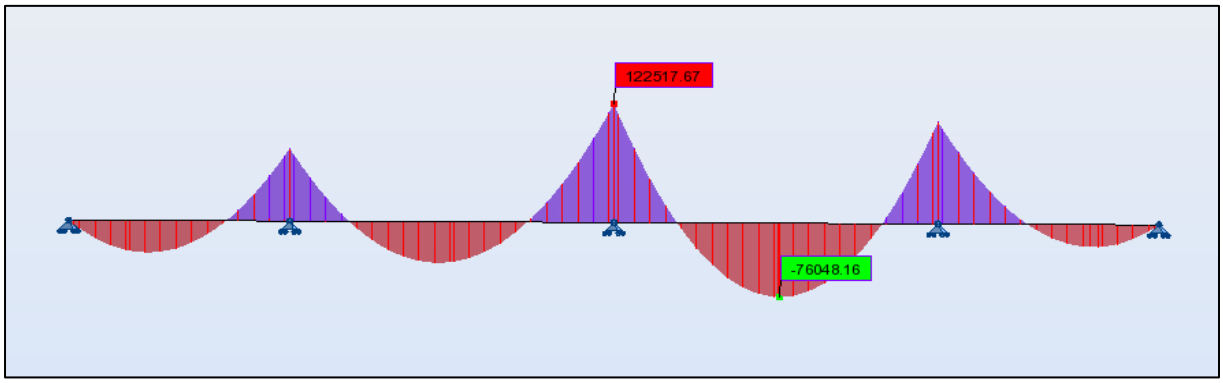


Figure V. 7 : M Max à l'ELU(1.35G+1.6al).

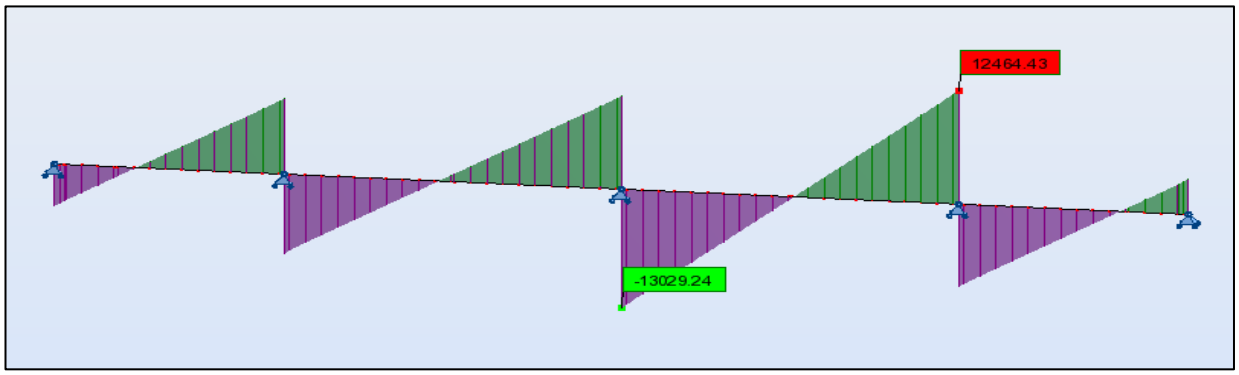


Figure V. 8 : TMax à l'ELU(1.35G+1.6AL).

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.

VI. ETUDE DE LA PRECONTRAITE

VI.1 INTRODUCTION

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs est assurée par deux familles de câbles : « les câbles de fléau et les câbles de continuité ».

❖ Les câbles de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction, et ça afin de jouer 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 PRECONTRAINTE DE FLEAU

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

VI.2.1 Calcul de l'effort de précontrainte

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = -\frac{|M|}{I} v.$

Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{|M|}{I} v'.$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures.

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.
Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

Fibres supérieures : $\sigma_{p\,sup} = \frac{P}{S} + \frac{P\,e\,v}{I}$ (Compression)

Fibres inférieures : $\sigma_{p\,inf} = \frac{P}{S} - \frac{P\,e\,v'}{I}$ (Traction).

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

Fibres supérieures : $\frac{P}{S} + \frac{P\,e\,v}{I} - \frac{|M|}{I}\,v = 0$

Fibres inférieures : $\frac{P}{S} - \frac{P\,e\,v}{I} + \frac{|M|}{I}\,v' = 0$

Avec : P: effort de précontrainte.

M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

V: distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

V': distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

e : distance de P au CDG de la section.

S : la section du voussoir sur l'axe de la pile

A la limite on aura:

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir V_i.
Chaque voussoir V_i doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir V_{i+1}, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.
Pour calculer l'effort « P », on doit fixer le « e ».

VI.2.2 Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donne par la relation suivante : $N \geq \frac{P}{0{,}8\,P0}$

Avec ; P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15** peut créer il est estimé **20%** de pertes.

Nous avons donc fait le choix de câbles **15T15** Au cours de la construction, on doit vérifier l'état des contraintes (dans les fibres inferieures et supérieures) dans la section.

Règlementairement, il n'y a pas de limite de traction, mais il y a une limite de compression **0,6 x fe28 = 26 MPa.**

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Contrainte de rupture garantie fprg = 1860 MPa;

Limite élastique conventionnelle a 0,1% fpeg = 1674 MPa;

Module d'élasticité E_P = 1.95 x 10^5MPa ; Section du câble A_P = 140 x 15 = 2100 x 10^{-6}m^2 ;

La tension a l'origine :

$\sigma_{p0} = \min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$

σ_{p0} = min (0,8 x 1860, 0,9 x 1674) = min (1488, 1506.6)

σ_{p0} = 1476 MPa

$$\sigma_{p0} = \frac{P0}{S}$$

Section de Voussoir sur pile :

Aire = 9.41m^2

I_y =13.85 m^4

La hauteur H =3,2

V =1,31 m

V'=1,89 m

$P_0 = \sigma_{p0} \times S = 1488 \times 2100 = 3.12.$ MN

$e = V - d$;

d: le diamètre des gains a $112.5\ mm$

$$\text{enrobage} = \frac{28 - 11.2}{2} = 8.4 \text{ cm}$$

$$d = 8.4 + \frac{1}{2} \emptyset = 14\ cm$$

$$e = 1.27 - 0.14 = 1.13\ m$$

$$Mmax = 101365.145 \text{ KN. M}$$

$$P = \frac{\frac{M \times V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}} = \frac{\frac{101365.145 \times 1.31}{13.85}}{\frac{1}{9.41} + \frac{1.13 \times 1.27}{13.85}} = 44.20 \text{ MN}$$

$$\boldsymbol{N \geq \frac{P}{0,8\, P_0} = 18.86}$$

Donc ; on arrondit à 20 câbles

VI.2.3 Répartition des câbles dans chaque voussoir

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

Tableau VI. 1 : nombre des cables dans chaque voussoir

	x (m)	M (kN.m)	H (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m⁴)	S (m²)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	101365.15	3.20	1.89	1.31	13.85	9.41	1.17	44.20	19.82	20
Fin VSP	0.9	95391.619	3.20	1.89	1.31	13.85	9.41	1.17	41.59	18.65	20
Fin V01	3.78	77590.647	3.20	1.96	1.11	10.92	8.43	0.97	36.31	16.28	18
Fin V02	6.66	61675.79	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	27.78	12.45	16
Fin V03	9.54	47584.35	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	21.43	9.61	14
Fin V04	12.42	35316.33	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	15.90	7.13	12
Fin V05	15.3	24871.73	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	11.20	5.02	10
Fin V06	18.18	16250.55	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	7.32	3.28	8
Fin V07	21.06	9452.78	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	4.26	1.91	6
Fin V08	23.94	4478.44	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	2.02	0.90	4
Fin V09	26.82	1327.51	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	0.60	0.27	2
Fin V10	29.7	0.00	3.20	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	0.00	0.00	0

VI.2.3.A Position et enrobage des câbles

Espacement horizontal entre axes de deux câbles **$eh \geq 2 \cdot \Phi g \geq 22.5$ cm**

Espacement vertical entre axes de deux câble **$ev \geq 2 \cdot \Phi g \geq 22.5$cm**

Enrobage $C = \max(3/4\ a, \Phi, d)$

VI.2.3.B Description des câbles

Les câbles de fléau sont logés dans l'hourdis supérieur de voussoirs.

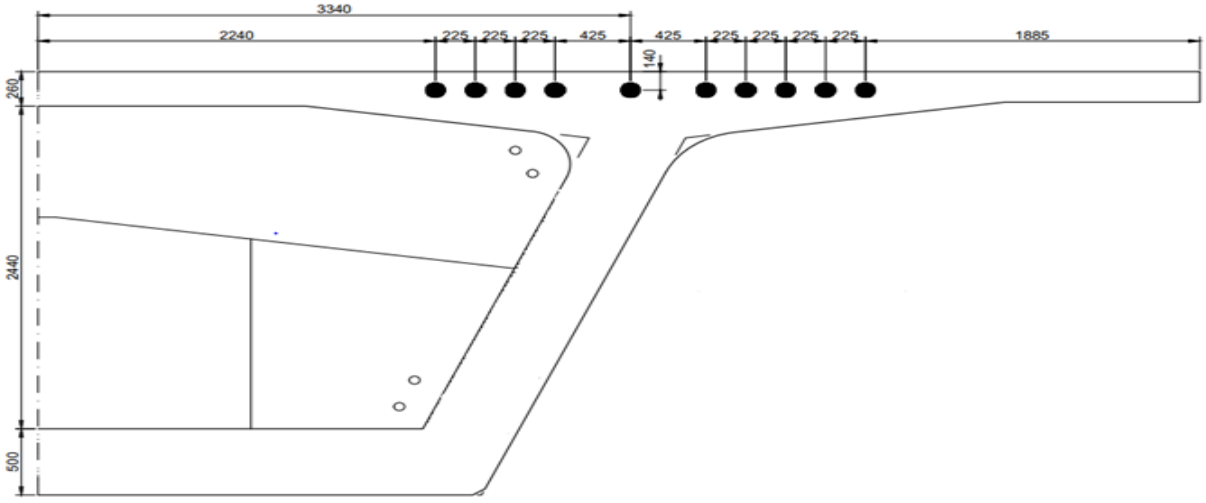


Figure VI. 1 : Disposition des câbles de fléau.

VI.2.4 Etude du tracé des câbles

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le grand principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

VI.2.4.A 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 parabolique sur toute la longueur. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

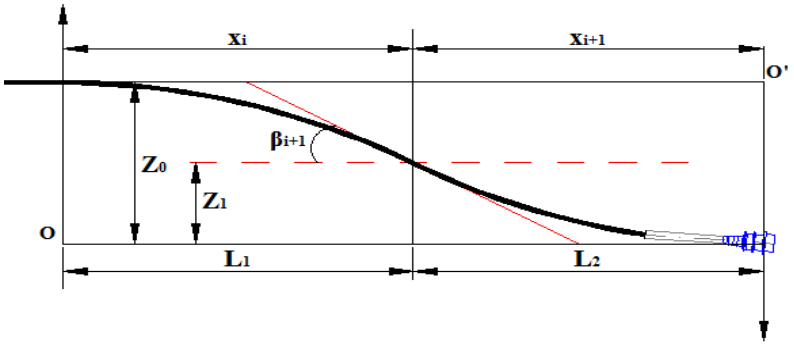


Figure VI. 2 : Tracé en élévation des câbles du fléau.

L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(X) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \times \left(\frac{x}{L}\right)}$ ..... (VI.9)

Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $\mathbf{R_c(x) = \frac{X^2}{2 \times (Z_1 - Z_0)} = R_{min}}$ .....(VI.10)

L'angle de déviation : $\mathbf{\alpha_n = artg(2 \times (Z_1 - Z_0)) \times \frac{x}{L^2}}$ .....(VI.11)

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

X_i: distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;

VI.2.4.B Etude de tracé en élévation

Afin de réduire les contraintes de cisaillement, il est possible de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes. Leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,14m de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique, son équation est

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0)\frac{X^2}{L^2}$$

- d_1 : distance du point d'encrage a la fibre supérieur ;
- d_0 : distance de câble filant a la fibre supérieur ;
- l : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

L'équation du rayon de courbure à pour expression : $R = \frac{X^2}{2(d\square - d\square)}$

Avec : **Rmin = 6 m**

La tangente au point d'ancrage est donnée par formule suivante :

$$\alpha = \text{arctg}\left[2(d_1 - d_0) \times \frac{X}{L^2}\right]\frac{2Y}{L^2}$$

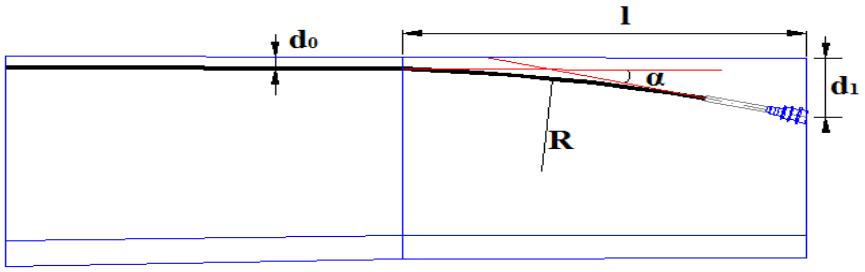


Figure VI. 3 : Câblage en élévation

N.B : Le câble 1 ne subisse aucune déviation en plan, le calcul du reste des câbles est récapitulé dans le tableau suivant

Tableau VI. 2 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	Xi (m)	Z_0 (m)	Z_1 (m)	R (m)	βi (rad)	Z(x)
C01	Rectiligne					
C02 - C03	4.32	0.00	0.425	21.96	0.194	$0.425 \pm 0.147X^2$
C04 – C05	7.2	0.00	0.65	39.88	0.179	$0.65 \pm 0.225\ X^2$
C06 - C07	10.08	0.00	0.875	58.06	0.172	$0.875 \pm 0.303\ X^2$
C08 - C09	12.96	0.00	1.1	76.35	0.168	$1.1 \pm 0.381\ X^2$
C10	15.47	0.00	1.325	90.31	0.170	$1.325 \pm 0.460\ X^2$

Tableau VI. 3 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C01	2.88	0.14	0.3	25.92	0.11	$0.14 + 0.019x^2$
C02 - C03	2.88	0.14	0.3	25.92	0.11	$0.14 + 0.019x^2$
C04 – C05	2.88	0.14	0.3	25.92	0.11	$0.14 + 0.019x^2$
C06 - C07	2.88	0.14	0.3	25.92	0.11	$0.14 + 0.019x^2$
C08 - C09	2.88	0.14	0.3	25.92	0.11	$0.14 + 0.019x^2$
C10	2.88	0.14	0.3	25.92	0.11	$0.14 + 0.019x^2$

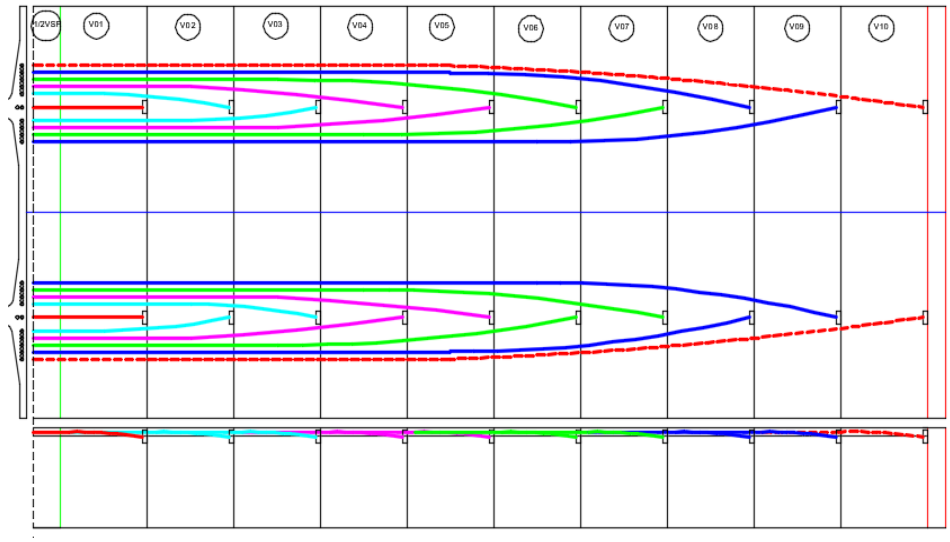


Figure VI. 4 : Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3

VI.3 ÉTUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inferieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieur.

Une fois l'ouvrage est fini le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, la précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre ;
- Superstructure ;
- Surcharges routières ;
- Gradient thermique ;
- Tassement de la pile ;
- Fluage du béton ;
- moment hyperstatique de précontrainte.

VI.3.1 Étude des travées

VI.3.1.A Combinaison des efforts

Selon le **BPEL** 91 il y a deux combinaisons qui donnent le moment max :

À l'état limite de service :

$$G + 1.2\,Q + 0.5\,\Delta T \text{ et } G + D240 + 0.5\,\Delta T$$

G : Poids propre + superstructure.

Q : L'effet d'A (L) ou Bc +l'effet de surcharge de deux trottoirs, (les plus défavorable)

ΔT: Effet dû au gradient thermique.

La combinaison de charge **:** $G + 1.2\,A(l) + 0.5\,\Delta T$

VI.3.1.B Calcul de l'effort de précontrainte

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la

formule suivante : $P_i = \dfrac{\frac{M_i.V'_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i}+\frac{e_i.V'_i}{I_i}}$

Cette formule est une égalité entre la contrainte due à l'effort de précontrainte et la contrainte due au moment fléchissant, aux fibres inférieures. Où :

$$\sigma_{P,\ inf} = \frac{P_i}{S_i} + \frac{P_i.e_i.V'_i}{I_i} \qquad \sigma_{M,\ inf} = \frac{M_i.V'_i}{I_i}$$

Tel que :

P : Effort de la précontrainte.
M : Le moment fléchissant dû à la combinaison ci-dessus.
V' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inferieure.
I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.
S : l'aire de la section.
e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

On établira un exemple de calcul concernant le moment au clavage:

Section du câble S = 150 × 19 = 2850 × 10^{-6}m^2

σ_{p0} = 1488 MPa

$P_0 = \sigma_{p0} \times S = 1488 \times 2850 = 4.24$MN

M = 56583.98 KN.m;

S = 7.87 m^2; I = 10.92 m^4; V' = 2.09m;

d = 0.14 m; e = V' – d =1.95 m

$$P=\frac{\left(\frac{56583.98\ \times 1.95}{10.92}\right)}{\left(\frac{1}{7.87}\right)+\left(\frac{2.09\times 1.95}{10.92}\right)}=21.65MN \quad ; \quad N=\frac{P}{0.8P0}=\frac{21.65}{0.8\times 4.24}=6.36$$

Tableau VI. 4 : Moment dans chaque voussoir

VS	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN V4	0	11731.49	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	4.49	1.32	2
FIN V5	2.88	25705.19	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	9.83	2.89	4
FIN V6	5.76	37078.17	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	14.19	4.17	6
FIN V7	8.64	45850.45	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	17.54	5.15	8
FIN V8	11.52	52022.02	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	19.90	5.84	8
FIN V9	14.4	55592.88	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	21.27	6.25	8
Clavage	17.28	56583.98	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	21.65	6.36	8
Clavage	20.16	56583.98	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	21.65	6.36	8
FIN V9	17.28	54265.43	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	20.76	6.10	8
FIN V8	14.4	49492.35	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	18.93	5.56	8
FIN V7	11.52	42118.55	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	16.11	4.73	8
FIN V6	8.64	32144.06	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	12.30	3.61	6
FIN V5	5.76	19568.85	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	7.49	2.20	4
FIN V4	2.88	4392.93	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	1.68	0.49	2

Donc ; on arrondit à 8 câbles répartis à raison de 4 câbles par amé donc le nombre total est **08 câbles de 19T15S**

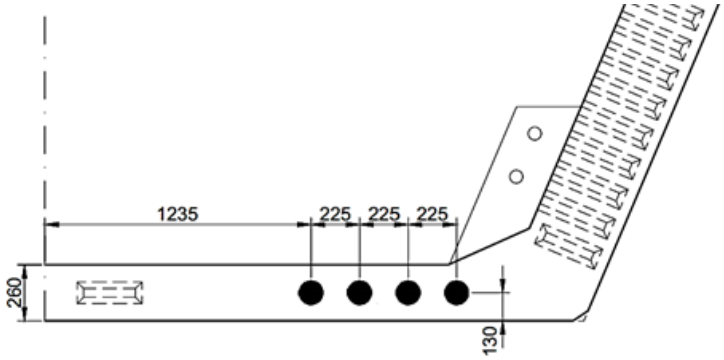


Figure VI. 5 : Disposition des câbles de continuités pour la travée intermédiaire.

1- Travée de rive N° 1 (L = 40 m) :

Le moment maximal positive dans la travée de rive du a la combinaison :

G + 1.2 A(l) + 0.5 ΔT

Tableau VI. 5 : Nombre de câble (travée de rive).

VS	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
VCULéé	0.9	0.00	1.90	1.30	13.58	8.90	1.76	0.00	0.00	1
VC1	3.94	6179.17	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	2.36	0.69	2
VC2	6.82	13591.79	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	5.20	1.53	2
VC3	9.7	19090.38	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	7.30	2.14	4
VC C1 P1	10.3	21956.32	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	8.40	2.47	4
V10	13.18	23180.81	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	8.87	2.60	4
V9	16.06	24478.43	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	9.36	2.75	4
V8	18.94	23810.31	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	9.11	2.67	4
V7	21.82	21254.01	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	8.13	2.39	4
V6	24.7	16783.68	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	6.42	1.89	4
V5	27.58	10399.32	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	3.98	1.17	2
V4	30.46	2100.93	2.09	1.11	10.92	7.87	1.95	0.80	0.24	2

Donc ; on arrondit à4 câbles répartis à raison de 2 câbles par amé donc le nombre total est **04 câbles de 19T15.2**.

N.B : les travées de notre ouvrage sont symétries (travée 1 = travée 4 et travée 2 = travée 3) donc on a étudié juste deux travée ‘1’ et ‘2’.

VI.3.2 Traçage du câblage

Tous les câbles de continuité sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieur.

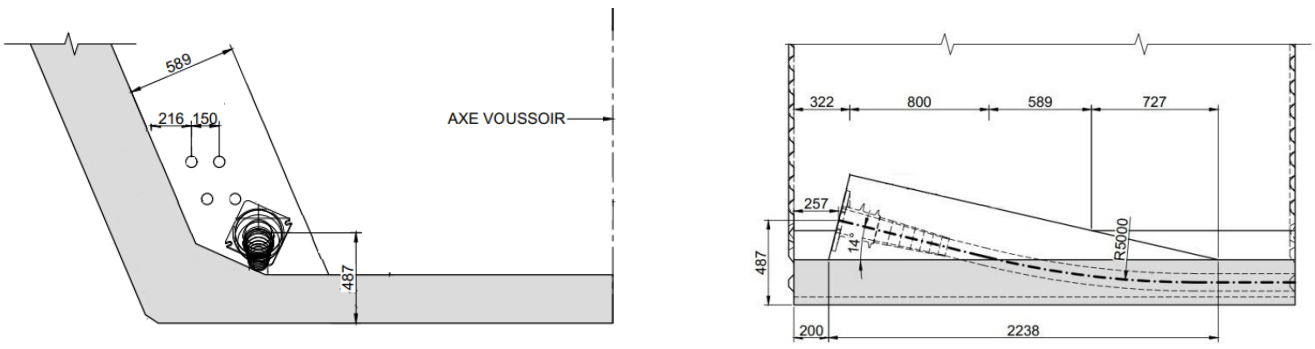


Figure VI. 6 : Disposition longitudinale d’un câble de continuité.

VI.3.2.A Traçage en élévation

L'équation du rayon de courbure est de forme :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0)\ \frac{X^2}{L^2}$$

- d_1 : distance du point d'ancrage a la fibre inférieure ;
- d_0 : distance de câble filant a la fibre inférieure ;
- l : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R(X) = \frac{X^2}{2Y} \geq \text{Rmin}$$

Avec $Y = d1 - d0$; $Rmin = 6\,m$

La tangente au point d'ancrage est donnée par formule suivante :

$$\alpha = \text{arctg}\left[2(d1 - d0) \times \frac{X}{L^2}\right]\frac{2Y}{L^2}$$

a- Travée intermédiaire :

Tableau VI. 6 : Equation des courbures (travée intermédiaire).

VS	Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Equation		
FIN V2	**C3**	2.47	0.13	0.6172	6.2612	0.31	0.13	0.4872	x^2
FIN V3									
FIN V4	**C2**	2.47	0.13	0.6172	6.2612	0.31	0.13	0.4872	x^2
FIN V5	**C1**	2.47	0.13	0.6172	6.2612	0.31	0.13	0.4872	x^2
FIN V6	**0**	2.47	0.13	0.6172	6.2612	0.31	0.13	0.4872	x^2

VI.3.2.B Traçage en plan

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = a\,x^2 + b\,x + c$$

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

Equation de la courbure 1er courbure :

$$Z(x) = Z0 + (Z1 - Z0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon de courbure

$$R_i(x) = \frac{{x_i}^2}{2(Z0 - Z1)} \quad ; \quad R_{i+1}(x) = \frac{{x_{i+1}}^2}{2\,Z1}$$

L'inclination β*:*

$$tan\,\beta_i = \frac{2(z0 - z1)}{{x_i}^2} \; ; tan\,\beta_{i+1} = \frac{2\,Z1}{{x_{i+1}}^2}$$

Avec :

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

a- Travée intermédiaire :

Tableau VI. 7 : Caractéristique des câbles intermédiaire.

Vrs	Cables	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation		
FIN V2	C3	0.675	0.3375	4.48	5.02	29.73	29.73	0.150	0.150	0.68	-0.017	x^2
FIN V3	C4 S	0	0	0	0	0						
FIN V4	C2	0.45	0.225	3.53	3.63	27.69	27.69	0.127	0.127	0.45	-0.018	x^2
FIN V5	C1	0.2285	0.1143	2.33	1.96	23.76	23.76	0.098	0.098	0.23	-0.021	x^2

.

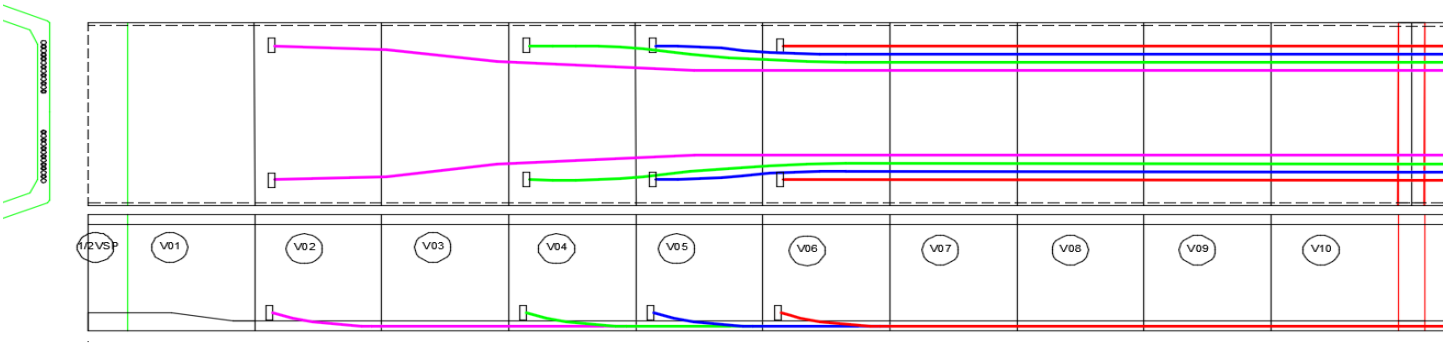


Tableau VI. 8 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3

Travée de rive :

Tableau VI. 9 : Caractéristique des câbles de rive de rive.

VS	Cables	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation
FINV6	0	0.9	0.45	5.57	5.57	34.47	34.47	0.160	0.160	$0.9-0.015x^2$
FINV7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

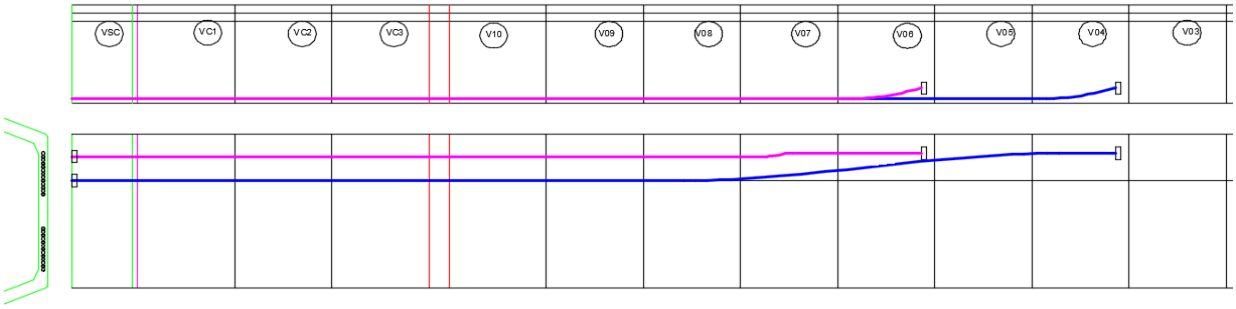


Figure VI. 7 : en élévation et en plan des câbles de continuité pour les travées de rives

Ces câbles sont disposés et ancrés de façon à avoir en chaque section un nombre de câbles n calculé précédemment, qui engendrent l'effort de précontrainte suffisant pour reprendre les moments positifs dans ces sections.

VI.4 EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

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.

$$\sigma_{p0} = \text{Min}\ (0.8\ f_{prg};\ 0.9\ f_{peg}) \quad \textbf{[2]}$$

F_{prg} : contrainte de rupture garantie.

F_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité

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.A 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

$$\sigma_{p0}(x)= \sigma_{p0}\left[1-(e^{-(f\theta+ \varphi x)})\right]$$

f : Coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ,

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur (m-1) ,

σ_{p0} : Tension à l'origine,

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,

θ : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace. : $\theta = \beta + \alpha$. (rd),

e: La base des logarithmes népériens.

Le tableau suivant donne les valeurs de f et φ selon le BPEL :

Tableau VI.: 10 Valeurs de f et φ [2].

Cas	Nature des armatures	F		
		3 ≤ R ≤ 6 (en m)	R ≥ 6 (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0.18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0.18	Φ
	Torons	$\frac{26-R}{100}$	0.2	

Dans notre calcul on a : f = 0.20/rad et φ = 0.003 rad/m .

$\sigma_{p0} = \min(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$

σ_{p0} = min(0,8 x 1860, 0,9 x 1640) = min(1488, 1476)

σ_{p0} = 1476 MPa

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

Tableau VI. 11 : Pertes dues aux frottements.

X	Cables	L	α 1	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
0.9	0	1.80	0.1	4.01	0.00										
3.78	C1	2.88	0.3	48.08	44.19	0.00	<- on ajoute les zeros pour prendre en compte les pertes du recul d'ancrage								
6.66	C2	2.88	0.3	114.87	111.16	99.21	0.00								
9.54	C3	2.88	0.2	126.69	123.01	111.16	99.21	0.00							
12.42	C4	2.88	0.2	134.17	130.51	118.73	106.85	94.86	0.00						
15.3	C5	2.88	0.2	145.81	142.19	130.51	118.73	106.85	94.86	0.00					
18.18	C6	2.88	0.2	155.57	151.97	140.37	128.68	116.88	104.98	92.98	0.00				
21.06	C7	2.88	0.2	167.03	163.46	151.97	140.37	128.68	116.88	104.98	92.98	0.00			
23.94	C8	2.88	0.2	177.41	173.87	162.47	150.96	139.36	127.66	115.85	103.95	91.94	0.00		
26.82	C9	2.88	0.2	188.69	185.17	173.87	162.47	150.96	139.36	127.66	115.85	103.95	91.94	0.00	
29.7	C10	2.88	0.2	200.25	196.77	185.57	174.26	162.86	151.37	139.77	128.07	116.27	104.36	12.80	0.00
Moyenne				**132.962**	**129.30**	**127.38**	**120.17**	**112.56**	**105.02**	**96.87**	**88.17**	**78.04**	**65.43**	**6.40**	**0.00**
EN (%)				8.94	8.69	8.56	8.08	7.56	7.06	6.51	5.93	5.24	4.40	0.43	0.00

VI.4.1.B Pertes dues au recul à l'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

$\sigma_{p0'}$: contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_0$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = \frac{1}{Ep}\int \Delta\sigma_0 dx$

E_p : module d'élasticité des aciers = 195000MPa selon BPEL91.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La qualité gEp représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur d, dans la mesure où l'armature de longueur x est tendue par une seul extrémité et ou sa déviation angulaire totale sur la longueur x est α, ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha f}{l}$ sur la longueur d, on trouve :

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}k}} \Rightarrow \begin{cases} d > x \text{ les pertes existent.} \\ d < x \text{ les pertes nulles.} \end{cases}$$

Tel que : $K = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$

$g = 0.005\ mm$

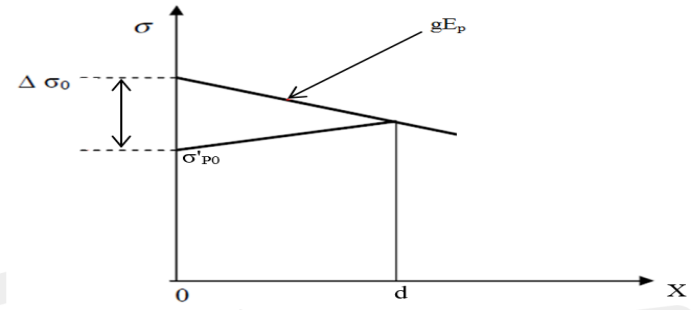


Figure VI. 8 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage. [2]

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante: $\Delta\sigma_r = 2dK$

Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau VI. 12 : Pertes dues au recul à l'ancrage.

X	Cables	L	Théta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
0.90	-	0.90	0.000	0.003	9.23	74.34	82.37										
3.78	C1	3.78	0.108	0.009	5.42	-	65.71	140.19									
6.66	C2	5.76	0.302	0.013	4.35	-	-	59.07	174.61								
9.54	C3	5.76	0.302	0.013	4.35	-	-	-	59.07	174.61							
12.42	C4	5.76	0.286	0.013	4.44	-	-	-	-	60.18	171.05						
15.30	C5	5.76	0.286	0.013	4.44	-	-	-	-	-	60.18	171.05					
18.18	C6	5.76	0.279	0.013	4.48	-	-	-	-	-	-	60.63	169.50				
21.06	C7	5.76	0.279	0.013	4.48	-	-	-	-	-	-	-	60.63	169.50			
23.94	C8	5.76	0.276	0.013	4.51	-	-	-	-	-	-	-	-	60.87	168.63		
26.82	C9	5.76	0.276	0.0126	4.51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	60.87	168.63	
29.70	C10	5.76	0.277	0.013	4.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	60.77	168.98
Moyenne						**6.76**	**13.46**	**19.93**	**25.96**	**29.35**	**33.03**	**38.61**	**46.03**	**57.59**	**76.50**	**114.70**	**168.98**
En (%)						**0.45**	**0.90**	**1.34**	**1.74**	**1.97**	**2.22**	**2.59**	**3.09**	**3.87**	**5.14**	**7.71**	**11.36**

VI.4.1.C Pertes par raccourcissement du béton :

Supposons qu'une pièce soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuant câble par câbles, la mise en tension du deuxième câble va entrainer un raccourcissement de la pièce et du premier câble, de même la mise en tension du troisième câble va entrainer un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.
Selon le **BPEL**, la perte due au raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \sum \frac{k\,\Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}} \quad \textbf{[2]}$$

σ_{bj} : la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet des diverses action permanentes appliquées au jour j.
En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue, on la prend égale à $6k\sigma_b$, tel que σ_b désignant la contrainte finale de béton.

$$k = \frac{(n - 1)}{2n}$$

n : nombre de câbles.

Les règles du béton précontraint aux état limite B.P.E.L proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p.\left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) \times \frac{1}{2}$$

E_{ij} : module de Young instantanée du béton a j jours, il est égal à :

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

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$

$f_{c28} = 45$ MPa

$f_{c15} = \frac{15}{1.4 + 0.95\times15} \times 45 = 43.1309$ MPa

$E_{i15} = 11000\sqrt[3]{f_{c15}} = 38576.47099$ MPa

$E_p = 195000$ MPa

$\sigma_{bj} = \frac{P}{S} + \frac{P.e^2}{I} - \frac{M.e}{I}$ Avec: v = e

P : effort de précontrainte.

M : moment fléchissant dues au poids propre.

e : excentricité du câble.

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p.\left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) \times \frac{1}{2} = 195000 \times \left(\frac{0.521604071}{38576.47099}\right) \times \frac{1}{2} = 1.318326836\ MPa$$

Tableau VI. 13 : Les pertes par raccourcissement du béton.

Vs	N° cables	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	20	1.31	0.140	1.17	13.85	9.41	101.37	2.83	8.06	0.54
FIN VSP	20	1.31	0.140	1.17	13.85	9.41	95.39	2.83	9.32	0.63
FIN V1	18	1.11	0.140	0.97	10.92	8.43	77.59	2.82	9.20	0.62
FIN V2	16	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	61.68	2.80	10.78	0.72
FIN V3	14	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	47.58	2.83	11.12	0.75
FIN V4	12	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	35.32	2.83	10.87	0.73
FIN V5	10	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	24.87	2.84	10.16	0.68
FIN V6	8	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	16.25	2.84	8.99	0.60
FIN V7	6	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	9.45	2.84	7.37	0.50
FIN V8	4	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	4.48	2.83	5.31	0.36
FIN V9	2	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	1.33	2.87	2.92	0.20
FIN V10	0	1.11	0.140	0.97	10.92	7.87	0.00	2.77	0.00	0.00

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_{tot}} = \Delta\boldsymbol{\sigma_f} + \Delta\boldsymbol{\sigma_r} + \Delta\boldsymbol{\sigma_{rac}}$$

Tableau VI. 14 : Total des pertes instantanées.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
PERTES INSTANTANES (%)	9.931	10.220	10.518	10.545	10.284	10.008	9.788	9.623	9.611	9.896	8.139	11.356

VI.4.2 Pertes de tension différées

VI.4.2.A Pertes de tension dues au retrait du béton :

Le retrait de béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{rt} = \varepsilon_r . E_p \quad \textbf{[2]}$$

ε_r : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide 2.10^{-4} (BPEL).

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte (E_p =195 KN/mm^2 pour les torons).

Alors : **Tableau VI. 15** : Pertes dues au retrait

Pertes	en (%)
38	**2.55**

VI.4.2.B Pertes par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.
Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le **BPEL** :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_M + \sigma_\infty) \quad \textbf{[2]}$$

Avec :

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_∞ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

$$\sigma_\infty \leq 1.5\ \sigma_M$$

Donc : $$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\ \frac{E_p}{E_{ij}}\ \sigma_M$$

$$\sigma_M = \frac{P}{S} + \frac{P}{I} e^2 - \frac{M}{I} e$$

Tableau donnant les pertes dues au fluage de béton dans chaque câble :

Tableau VI. 16 : Pertes de tension par fluage.

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	20	1.31	0.14	1.17	13.85	9.41	101.37	2.81	39.37	2.65
FIN VSP	20	1.31	0.14	1.17	13.85	9.41	95.39	2.81	45.54	3.06
FIN V1	18	1.11	0.14	0.97	10.92	8.43	77.59	2.80	45.08	3.03
FIN V2	16	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	61.68	2.78	52.90	3.55
FIN V3	14	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	47.58	2.80	54.68	3.67
FIN V4	12	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	35.32	2.81	53.57	3.60
FIN V5	10	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	24.87	2.82	50.18	3.37
FIN V6	8	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	16.25	2.82	44.54	2.99
FIN V7	6	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	9.45	2.82	36.62	2.46
FIN V8	4	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	4.48	2.82	26.45	1.78
FIN V9	2	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	1.33	2.86	14.57	0.98
FIN V10	0	1.11	0.14	0.97	10.92	7.87	0.00	2.77	0.00	0.00

Les pertes dues au fluage sont égales à : 33.584145 MPa

1) Perte par relaxation des câbles

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.
Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers :

- À la relaxation normale : RN
- À très base relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.
Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : ρ_{1000} = 2.5% pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100}\left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0\right).\sigma_{pi}.\rho_{1000}$$

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

μ_0 : coefficient pris égal à :

- 0.43 pour les aciers TBR.
- 0.3 pour les aciers RN.
- 0.35 pour les autres aciers.

σ_{p0} : tension à l'origine ; σ_{p0} = 1476 MPa

f_{prg} : contrainte de rupture garantie égale 1860 MPa

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	20	1340.22	0.721	0.43	58.41	3.93
FIN VSP	20	1335.92	0.718	0.43	57.76	3.88
FIN V1	18	1331.49	0.716	0.43	57.09	3.84
FIN V2	16	1323.87	0.712	0.43	55.95	3.76
FIN V3	14	1334.98	0.718	0.43	57.62	3.87
FIN V4	12	1339.08	0.720	0.43	58.24	3.91
FIN V5	10	1342.36	0.722	0.43	58.73	3.95
FIN V6	8	1344.81	0.723	0.43	59.11	3.97
FIN V7	6	1344.99	0.723	0.43	59.14	3.97
FIN V8	4	1340.75	0.721	0.43	58.49	3.93
FIN V9	2	1363.98	0.733	0.43	62.06	4.17
FIN V10	0	1319.02	0.709	0.43	55.23	3.71

Pertes différées totales

La perte différée finale est prise, selon le BPEL, égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient $5/6$ tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.
Alors :

Tableau VI. 17 : Total des pertes differées.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
PERTES DIFFEREES	8.471	8.849	8.781	9.242	9.455	9.416	9.216	8.857	8.326	7.607	7.008	5.647

VI.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante :

$\overline{\sigma_{bt1}} < \overline{\sigma_c} < = \overline{\sigma_{bc}}$ dans la fibre supérieure;

$\sigma_{bt2}' < \overline{\sigma_c'} < = \sigma_{bc}$ — dans la fibre inférieure ; avec $\sigma\,(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe+M}{I}y$

Avec

P : effort de précontrainte ;

B : surface de la section considérée ;
I : inertie de la section considérée ;
e : excentricité du câble de précontrainte moyen ;
M : moment extérieur ;
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VI.5.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27$ MPa ;

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = -4.95$ MPa, Hors section d'enrobage ;

$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 3.3 = -2.31$ MPa, Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 18 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Abcs	x (m)	N° cables	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	obs
Axe VSP	0	20	101365.15	1.89	1.31	13.85	9.41	1.17	50.13	1.29	11.16	✓
Fin VSP	0.9	20	95391.62	1.89	1.31	13.85	9.41	1.17	50.13	1.85	10.34	✓
Fin V01	3.78	18	61675.79	1.96	1.11	10.92	8.43	0.97	45.12	3.53	8.57	✓
Fin V02	6.66	16	47584.35	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	40.10	4.21	6.76	✓
Fin V03	9.54	14	35316.33	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	35.09	4.33	4.70	✓
Fin V04	12.42	12	24871.73	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	30.08	4.26	3.00	✓
Fin V05	15.3	10	16250.55	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	25.06	4.00	1.64	✓
Fin V06	29.7	8	9452.78	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	20.05	3.56	0.64	✓
Fin V07	0	6	4478.44	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	15.04	2.94	-0.02	✓
Fin V08	0	4	1327.51	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	10.03	2.13	-0.33	✓
Fin V09	0	2	0.00	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	5.01	1.13	-0.29	✓
Fin V10	0	0	0.00	2.09	1.11	10.92	7.87	0.97	0.00	0.00	0.00	✓

VI.5.2 Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- ✓ Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- ✓ Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27\ MPa}$;

$\boldsymbol{\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95\ MPa}$, Hors section d'enrobage ;

$\boldsymbol{\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.3 = 3.30\ MPa}$, Section d'enrobage.

Les résultats sont mentionnés dans les ***Annexe.C***

VI.5.3 VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VI.5.3.A 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.1.1.1. 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.1.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

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

tel que

$$\tau_1^2 = 0.4 \times ftj \times [ftj \times \sigma x] \text{ .....(VI.29)}$$

$$\tau_2^2 = 2 \times \frac{ftj}{fcj}[0.6 \times fcj - \sigma x] \times [ftj \times \sigma x] \text{.....(VI.30)}$$

σ : contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;
z : le bras de levier (**z = I/S**) , et par simplification**;**

$$z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h ;$$

ρ : le rendement mécanique de la section vaut : $\rho = \frac{1}{B \times v \times v'}$

$\mathbf{b_n}$: 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: $\mathbf{b_n = 2(b_0 - nk\Phi)}$;
$\mathbf{b_0}$ **:** 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}=7.23 MN
α_{moy}=0.11 rad P= 44.2 MN
V_{red} = 2.38 MN ; ρ = 59.44 %
f_{c28} = 45 MPa ; f_{t28} = 3.3 MPa
τ_{max} = 1.05 MPa
σ_x = 4.72 MPa
τ_1 = 3.25 MPa
τ_2 = 24.37 MPa
b_n = 0.887 m ; z = 2.55 m On constate que : $\tau_{max} < \tau$ ➔ ✓

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VI.1.2. 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 $\mathbf{A_t}$, donnée par :

$$\frac{At+fe}{bn\times St\times\gamma}\geq\left[\frac{\tau u-ftj}{3}\right]\times tg\,\beta_u \quad \text{.....(VI.31)}$$

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

Application Numérique :

$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 10.10 MN ; τ_u = 3.78 MPa
f_{t28} = 3.3 MPa ; f_e = 500 MPa $\frac{At}{St}\geq 55.47$ cm²/m.
γ_s = 1,15 ; b_n = 0.887 m ; β_u = 45°

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

$$\frac{At}{St}\geq 0.6\frac{bn\,\gamma s}{fe}\rightarrow\frac{At}{St}\geq 12.42 cm^2/m \quad \text{.....(VI.32)}$$

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

$\tau=\frac{fc28}{6}$=7.5MPA. Ce qui est vérifié.

VI.2. 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, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.

VII. STABILITÉ DE FLÉAU

VII.1 . INTRODUCTION

Il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin. L'accident a évité est le basculement du fléau sur la pile.

Les différant procédés de stabilisation des fléaux :

VII.2 CLOUAGE PAR PRÉCONTRAINT

Le clouage par câble de précontraint est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inferieur a 120 m, elle consiste à tendre des armatures verticales pour placer le voussoir sur pile sur ses appuis.

Pondons la construction de fléau l'utilisation des appareil d'appui n'est pas conseillé, sont important est qu'un calage des appuis.

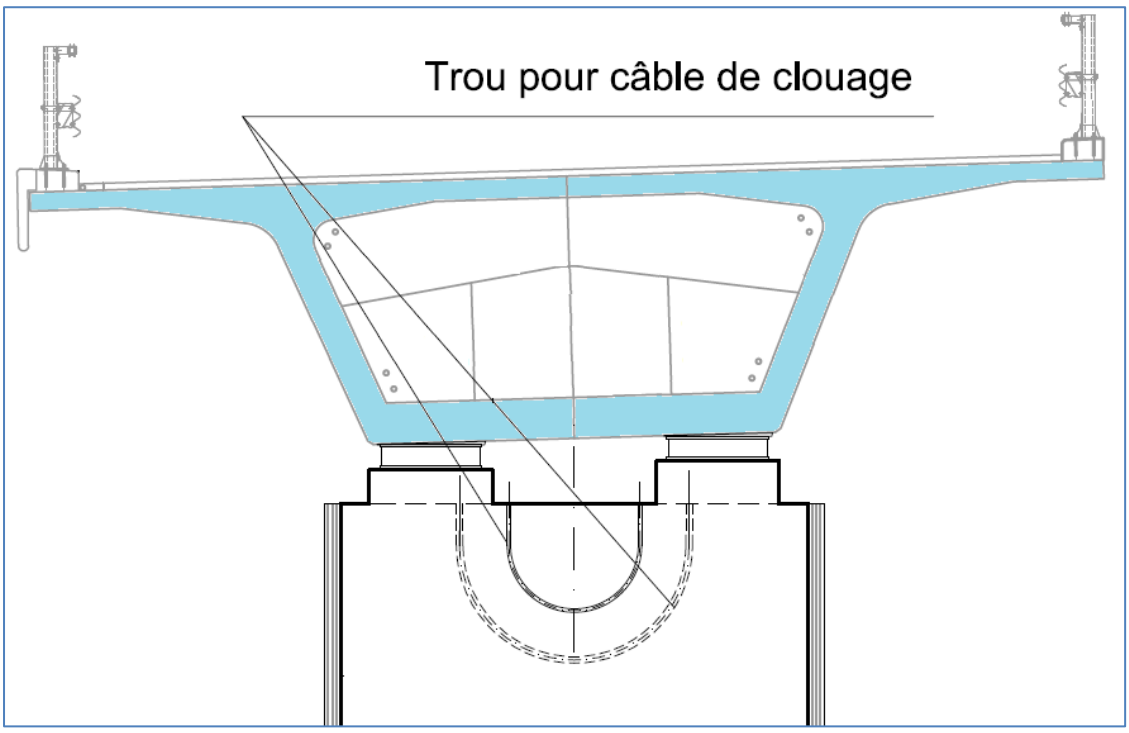


Figure VII. 1 Schéma de câbles de clouage

VII.2.1 Palées provisoires

La méthode consiste à augmenter l'entre axe des cales d'appuis provisoire en les placent sur des palés provisoires métalliques ou en béton, elle n'est applicable que lorsque le tablier est situé à une hauteur modérée au-dessus du sol (moins de 15 m environ). Le fléau est général stabilisé par deux palées disposées symétriquement par rapport à la pile.

VII.2.2 Câbles extérieur ou haubanage provisoire

Les câbles de clouage peuvent être disposée à l'extérieur de la pile. Ils sont ancrés d'ans les premiers voussoirs en encorbellement et passant à l'extérieur du fut de la pile.

VII.2.3 Clavage de travée arrière

Dans le cas où l'ouvrage comporte des travées de longueurs très inégales ou de rives très courtes, on peut profiter des clavages sur les petites travées.

VII.2.4 Encastrement sur pile

Lorsque le fléau est encastré de façon définitive sur sa pile, le calcul de stabilité se réduit aux calculs de résistance du fut et des fondations de la pile.

VII.3 AMENAGEMENT DE TETE DE PILE

Les têtes de pile doivent être conçu pour recevoir :

- Les appareils d'appuis ;
- Les cales de stabilité provisoire ;
- Les câble de clouage ;
- Les zones de vérinage pour le réglage des fléaux en fin ou en cours de construction, ou le changement des appareils d'appuis ;

Les vérins doivent pouvoir soulever le fléau complet avant son élévation pour passer sur appuis définitif et aussi permettre le changement des appareils d'appui en service.

Pour notre ouvrage, a la phase de construction, on prévoit deux appareils d'appui provisoire au milieu de chevêtre.

VII.4 JUSTIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS A ANCRER

VII.4.1 Détermination des nombres des câbles

La méthode idéale de stabilité pour notre ouvrage celle de clouage par trois fils de câble.

Dans le cas où $\left(\frac{M}{N} < \frac{e}{2}\right)$, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de coulage sont théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, un minimum de deux paires de câbles (une paire des câbles 19T15s pour chaque file de cales).

Dans le cas où $\left(\frac{M}{N} > \frac{e}{2}\right)$, les câbles de coulage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

L'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) sont déterminés dans les combinassions décrites dans le chapitre 4 « étude du fléau isostatique ».

e : est l'entraxe des cales provisoire. $(e = 3.2\ m)$

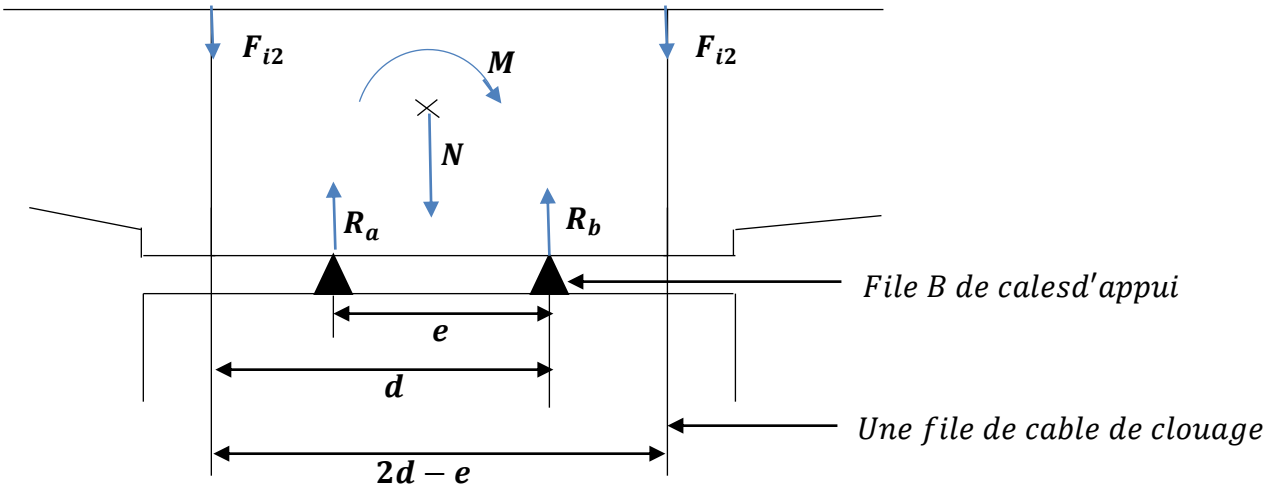


Figure VII. 2. : *Effort dans les câbles et réactions d'appui.*

VII.4.1.A Situation temporaire de construction (Combinaisons A)

Calcul de l'excentricité :

Combinaison A_1 :

$$\frac{M}{N} = \frac{101365.14\ KN.m}{6755.28\ KN} = 15\ m \geq \frac{e}{2} = \frac{3{,}2}{2} = 1{,}60$$

Combinaison A_2 :

$$\frac{M}{N} = \frac{83977.36\ KN.m}{5570.97\ KN} = 15.07\ m \geq \frac{e}{2} = \frac{3{,}2}{2} = 1{,}60$$

Dans ce cas, il est nécessaire de déterminer les câbles de coulage pour rétablir l'équilibre du fléau.

Le fléau ne doit pas décoller, la précontrainte doit composer la réaction de soulèvement sous l'action de M et N.

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_{i2} \geq 0 \qquad [4]$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_{i2} \qquad [4]$$

Avec :

$$F_i = n \times (1 - p) \times \sigma_{p0} \times s$$

F_i : Force d'une file d'un câble avec p % de pertes
s : section du câble

Pour rétablir l'équilibre du cantilever, doivent être utilisées câbles 19T15s. (s=150mm²). Pour ces câbles est considérée une perte de 5%. La résistance à la traction des câbles est égale à :

$$\sigma_{p0} = min(0{,}8\, f_{prg}; 0{,}9 f_{peg}) = (0{,}8 \times 1860\ ; 0{,}9 \times 1676) = 1488\ MPa$$

f_{prg}et f_{peg}, limites de rupture et élastique.

On a donc :

$$n = \frac{\left(\frac{M}{e} - \frac{N}{2}\right)}{s \times (1-p) \times \sigma_{p0}}$$

$$n = \frac{\left(\frac{101365.14}{3{,}2} - \frac{6755.28}{2}\right)}{150 \times 19 \times (1-0{,}05) \times 1488 \times 10^{-3}} = 6.9$$

Donc on adopte câbles 7 de 19T15s

VII.4.1.B Situation accidentel (combinaison B)

Combinaison B_1 :

$$\frac{M}{N} = \frac{100218.67\ KN.m}{6706.94\ KN} = 14.94\ m \geq \frac{e}{2} = \frac{3{,}2}{2} = 1{,}60$$

Combinaison B_2 :

$$\frac{M}{N} = \frac{82830.89\ KN.m}{5522.65 KN} = 14.99\ m \geq \frac{e}{2} = \frac{3{,}2}{2} = 1{,}6$$

Il est nécessaire d'évaluer l'équilibre des forces appliquées dans le voussoir sur les piles, lorsqu'il tourne d'un angle α autour d'une file de cales et que les câbles s'allongent où se raccourcissent.

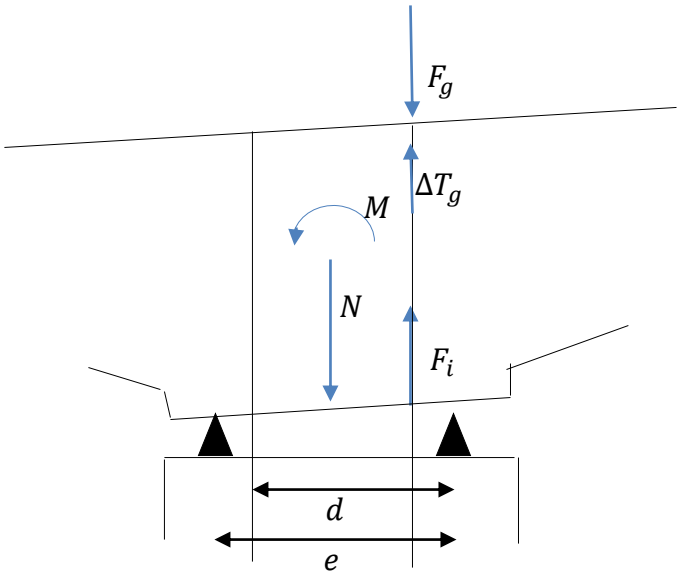


Figure VII. 3 : Basculement du fléau avec surtension des câbles.

$$F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_{ul}$$

$$-F_g \times d - N \times \frac{e}{2} + M + F_d \times (d - e) = 0$$
$$R_b - F_g - N = 0$$

Avec :

ΔT_g : la variante de tension dans le câble gauche ;
F_{ul} :la tension limite à l'ELU ;
F_g :la tension dans le câble gauche ;

On tire F_g en fonction de F_{ul} et on reporte dans les équations ci-dessus. On sait aussi que :

$$F_g = F_{ul} = n.s.\frac{f_{peg}}{\gamma_p}$$

Où :

$f_{peg} = 1676\ MPa$

$\gamma_p = 1{,}00$ Pour les combinaisons accidentelles

On déduire que :

$$n = \left(M - N\frac{e}{2}\right) \times \frac{d}{K \times S}$$

Avec :

$$K = (1 - P) \times \sigma_{p0} \times (2 \times d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p}(d^2 + (d - e)^2) \qquad [\mathbf{4}]$$

Donc :

$$K = (1 - 0{,}05) \times 1488 \times (2 \times 3 - 3{,}2) \times (3{,}2 - 3) + \frac{1676}{1{,}00}(3^2 + (3 - 3{,}2)^2)$$

$$K = 19766.65$$

$$n = \left(10021.867(t.m) - 670.694(t.m) \times \frac{e}{2}\right) \times \frac{d}{19766.65 \times 150 \times 19} = 4.7$$

Donc on adopte 5 câble de 19T15s.

Il faut ensuite vérifie la rotation du fléau en cas d'accident, sous l'effet de l'allongement des câbles.

La variante des tensions dans les câbles situer de coté de soulèvement est égal à :

$$\Delta\sigma = \frac{f_{peg}}{\gamma p} - (1 - p) \times \sigma_{p0}$$

Et l'allongement relative des câbles est :

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

Pour des câbles de longueur libre L, l'allongement ΔL peut-être évaluer a :

$$\Delta L = L.\frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

La rotation du voussoir sur pile est alors :

$$\tan(\alpha) = \frac{L}{d} \times \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

Pour notre ouvrage les câbles sont encré a 3,3 m
Alors :

$$\Delta\sigma = \frac{1676}{1{,}00} - (1 - 0{,}05) \times 1488 = 262{,}4\ MPa$$

$$\alpha = arctg\left(\frac{3{,}3}{3} \times \frac{262.4}{1{,}95 \times 10^4}\right) = 0{,}84$$

VII.4.2 Calcul de la surface des cales

Connaissant la force de précontrainte appliquée pour chaque câble, on peut maintenant dimensionner les cales des files A et B.

Les câbles sont comprimées sous la réaction maximal R_b, la contrainte de compression de béton est limité pour éviter le fendage de la pile la valeur à ne pas dépasser est : F_{clim}.

VII.4.2.A Situation temporaire de construction (Combinaisons A)

La détermination de la surface de cales et des armatures frettage est conduite selon les procédures décrites dans la Guide SETRA « Restressed concrete bridges built using cantilever method » et selon la disposition de l'article A8.4 et annexe E.8 du BPEL91.

Le tableau ci-dessous donne des ordres de grandeur sur les valeurs limites issues de ce calcul

en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Tableau VII. 1 : Valeur de Fcl.

Type de combinaisons à ELU	F_{clim}
Combinaison fondamental ne comportant que des actions permanentes	0,61 à 0,65 F_{cj}
Combinaison fondamental avec actions variables	0,72 à 0,75 F_{cj}
Combinaison accidentelles	0,94 à 0,98 F_{cj}

Pour la situation temporaire la résistance du béton est :

$$F_{clim} = min\left(K \times f_{bu}\ , 0{,}75\ \times F_{cj}\right)$$

Où :

$$K = 1 + \left[3 - \frac{4}{3} \times \left(\frac{0{,}88 \times B_0}{a} + \frac{0{,}88 \times B_0}{b}\right)\right] \times \sqrt{\left(1 - \frac{4}{3} \times \frac{0{,}88 \times B_0}{b}\right).\left(1 - \frac{4}{3} \times \frac{0{,}88 \times B_0}{b}\right)} \leq 3{,}3 \qquad [\mathbf{2}]$$

$$K = 1{,}15 < 3{,}3$$

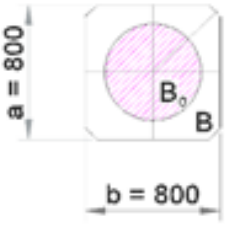


Figure VII. 4 : Dimensions en plan d'une cale et de son bossage

f_{bu} : la résistance limite du béton a l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{cf}}{\theta\ .\ \gamma_b} \qquad [\mathbf{2}]$$

$\theta = 1{,}00$: charge de long duré d'application ;

$\gamma_b = 1{,}50$: Pour les combinaisons du type A ;

La valeur f_{bu}, la résistance caractéristique en compression f_{cf} peut être augmentée. L'article A.8.4.23 du BAEL 91 fixe cette contrainte à :

$$f_{cf} = f_{cj}.\left(1 + 2 \times \rho_t \frac{f_e}{f_{cj}}\right) \qquad [\mathbf{2}]$$

Où :

$\rho_t = 0$ Pourcentage d'acier du seul noyau fretté.

$f_e = 500\ MPa$

$f_{cj} = 40\ Mpa$

La valeur ρ_t est nul et donc le facteur d'amplification est égal à 1.

$$f_{cf} = 40\ .(1) = 40\ MPa$$

Donc :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ \times 40}{1 \times 1{,}5} = 22{,}7\ MPa$$

$$F_{clim} = min\ (1{,}15 \times 22{,}7\ , 0{,}75\ \times 40) = min\ (26{,}10\ , 30) = 26{,}1\ MPa$$

La maximum compression dans le béton doit satisfaire la relation suivante :

$$F_{cmax} = min\left(F_{clim}\ ;\ f_{cf}\right) = min\ (26{,}10\ , 40) = 26{,}1\ MPa$$

$$F_i = (150 \times 19) \times (1 - 0{,}05) \times 1488 = 4028.76KN$$

$$R_b = \frac{6755.28}{2} + \frac{101365.14}{3{,}2} + 4028.76 = 39083KN = 3908.3t$$

$$s = 2.a.b = \frac{R_b}{F_{clim}}$$

$$s = 2\,.0{,}8.0{,}8 = 1{,}28\,m^2 > \frac{3908.3\ t}{26{,}1\ MPa \times 10^{-4}} \times 10^{-6} = 1.49\,m^2$$

VII.4.2.B Situation accidentelle (Combinaisons B)

Pour la situation accidentelle, le valeur limite de la compression du béton est déterminée dans l'équation suivant :

$$F_{clim} = min\left(K \times f_{bu}\ , 0{,}98 \times F_{cj}\right)$$

$K = 1{,}15$

f_{bu} : la résistance limite du béton a l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{cf}}{\theta\ .\ \gamma_b} \qquad [\mathbf{2}]$$

$\theta = 0{,}85$: charge de courte durée d'application ;

$\gamma_b = 1{,}15$: Pour les combinaisons du type B ;

La valeur f_{bu}, la résistance caractéristique en compression f_{cf} peut être augmentée. L'article A.8.4.23 du BAEL 91 fixe cette contrainte à:

$$f_{cf} = f_{cj}.\left(1 + 2 \times \rho_t \frac{f_e}{f_{cj}}\right) \qquad [\mathbf{2}]$$

Où :

$\rho_t = 0$ Pourcentage d'acier du seul noyau fretté.

$f_e = 500\ MPa$

$f_{cj} = 40\ Mpa.$

La valeur ρ_t est nul et donc le facteur d'amplification est égal à 1.

$$f_{cf} = 40\,.(1) = 40\ MPa$$

Donc :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ \times 40}{0{,}85 \times 1{,}15} = 34{,}78\ MPa$$

$$F_{clim} = min\ (1{,}15 \times 34{,}78\ \ , 0{,}98\ \times 40) = min\ (40\ \ , 39{,}2) = 39{,}20\ MPa$$

La maximum compression dans le béton doit satisfaire la relation suivante :

$$F_{cmax} = min\left(F_{clim}\ ;\ f_{cf}\right) = min\ (39{,}20\ \ , 40) = 39{,}20\ MPa$$

On vérifie tout d'abord qu'il y a bien décollement avec le nombre des câbles déterminer

$$R_a = \frac{6706.94}{2} - \frac{100218.67}{3{,}2} + 4028.76 = -23936.10KN = -2393.61t$$

$R_a < 0$ Alors on déduit les équations présidons mais cette fois on a **: [4]**

$$F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_{ul}$$

la force R_b est calculée avec l'équation suivant:

$$R_b = \frac{e}{K_1} \times \left(F_i \times K_4 + N\frac{K_3}{2e} + M\right)$$

Avec :

$$K_1 = d^2 + (d-e)^2 = 9{,}04\ m^2$$
$$K_2 = d^3 + e(2d-e) \times (d-e) = 25{,}208\ m^3$$
$$K_3 = 2K1 - e^2 = 7{,}84\ m^2$$
$$K_4 = 2(d-e)\frac{K_2}{e \times d^2} = -0{,}350$$
$$R_b = \frac{e}{9{,}04} \times \left(4028.7 \times (-0{,}35) + 6706.94\frac{7{,}84}{2e} + 100218.67\right) = 64508.74KN$$
$$= 6450.87\ t$$

$$s = 2.a.b = \frac{R_b}{F_{clim}}$$

$$s = 2\ .0{,}8.0{,}8 = 1{,}28\ m^2 > \frac{6450.87\ t}{39{,}20\ MPa} = 1.68\ m^2 \qquad \text{CNV}$$

VII.5 CONCLUSION

En conclusion du chapitre on peut affirmer que la pression de contact entre la plaque d'acier et l'intrados de voussoir n'est pas satisfaite et nécessite de l'armature additionnelles de frettage dans la zone d'appui des vérins.

VIII. ETUDE TRANSVERSAL

VIII.1 INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures
passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur.

Dans un ouvrage de hauteur constante comme c'est le cas de notre ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante, nous nous intéressons à l'étude du voussoir courant.

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VIII.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VIII.2.1 Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par 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.

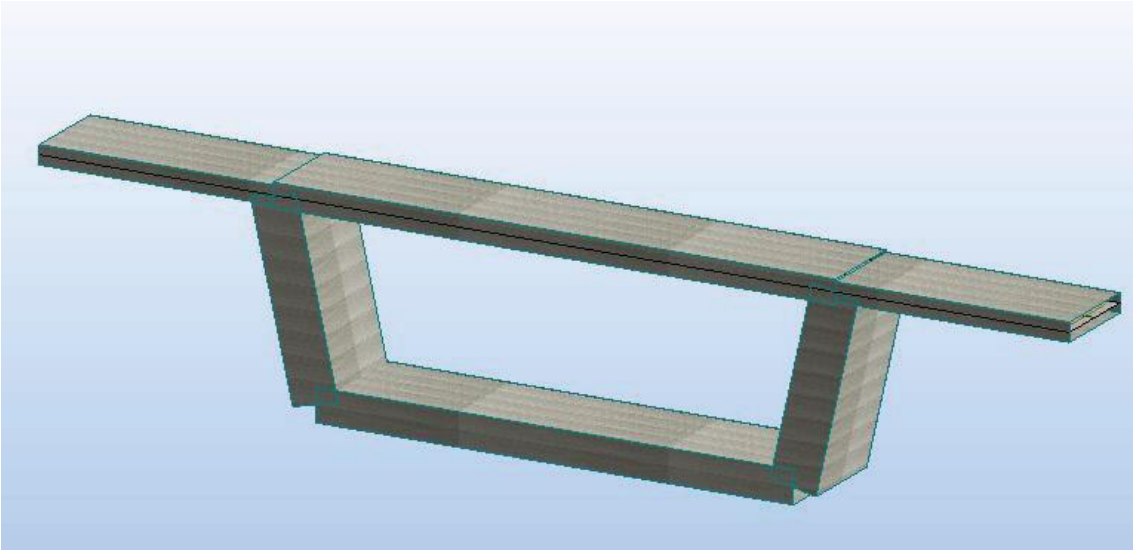


Figure VIII. 1: Vue en 3D du voussoir courant.

VIII.2.2 Détermination des sollicitations

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

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

Tableau VIII. 1: Combinaisons des charges appliquées.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	**1,35**	**1,6**	0	0	0	0
	COMB 2	**1,35**	0	**1,6**	0	0	0
	COMB 3	**1,35**	0	0	**1,6**	0	0
	COMB 4	**1,35**	0	0	0	**1,35**	0
	COMB 5	**1,35**	0	0	0	0	**1,35**
ELS	COMB 1	**1**	**1,2**	0	0	0	0
	COMB 2	**1**	0	**1,2**	0	0	0
	COMB 3	**1**	0	0	**1,2**	0	0
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**

VIII.2.3 Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 2: 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	141.9	106.3	-395.55	-296.21
Hourdis inférieur	43.00	32.41	-90.00	-67.39
Âme	148.31	111.67	-106.6	-79.84

VIII.2.4 FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- ✓ Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple ;
- ✓ Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple ;
- ✓ Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VIII.2.4.A Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur

❖ **Nappe supérieure**

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

Application Numérique :

b = 1.00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire ; h = 0.26 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 296.21 KN.m;

$\overline{\sigma_{bc}}$=40 MPa; $\overline{\sigma_s}$=250 MPa; d = 0.9 h = 0.9 × 26 = 23.4 cm;

$x = \frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\times\overline{\sigma_s}}$xd=16.52 cm ; z=d-$\frac{x}{3}$= 17.8 cm

M_1=0.5 × b × x ×$\overline{\sigma_{bc}}$× z =588.11 KN.m ;

$M_1 \geq$ Mser(sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\sigma_{st}}$ = 53.3 cm² ➔ On propose deux nappes de 11HA25 ;

C.N.F=0.23 $\frac{ftj}{fe}$ ×b×d = 2.49 cm²<Aser ➔ Condition de non fragilité est vérifiée.

- **Nappe inférieure**

Application Numérique :

M_{ser} (sup) = 106.3 KN.m ;

M_1=0.5 × b × x ×$\overline{\sigma_{bc}}$ × z =588.11 KN.m ;

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

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}$ =16.8 cm² **➔ On propose deux nappes de 6HA20 ;**

C.N.F=0.23 $\frac{ftj}{fe}$ ×b×d = 2.49 cm²<Aser ➔ Condition de non fragilité est vérifiée.

- **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.

$$As = As/3 = 17.73cm^2$$ **On propose une nappe de 9HA16**.

VIII.2.5 Ferraillage passif du voussoirs

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 3 : Ferraillage passif des voussoir.

		Transversal		Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Sup	11HA25	9HA16
		Nappe Inf	6HA20	6HA12
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	4HA20	4HA12
		Nappe Inf	4HA14	
	Âme	Nappe Interne	4HA16	4HA12
		Nappe Externe	4HA16	

N.B : Les diagrammes des moments, ainsi que des efforts tranchants sont représentés dans
l'annexe.

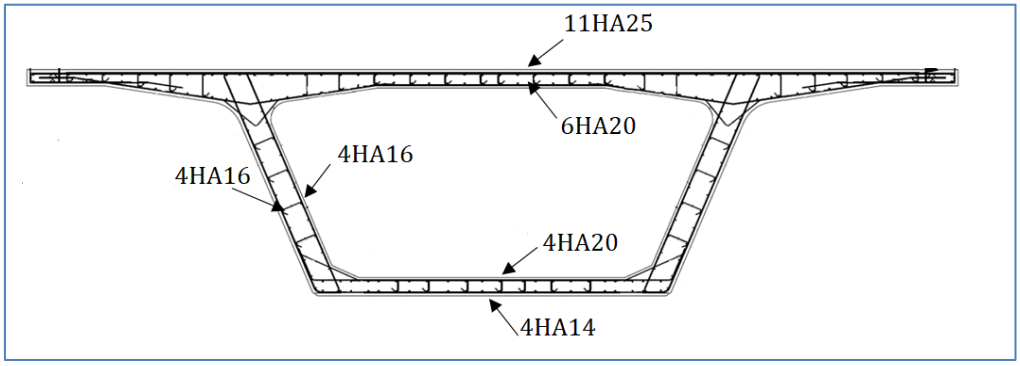


Figure VIII. 2: Schéma du ferraillage passif du voussoir courant.

VIII.3 ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

Dans les ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif, le ferraillage des âmes tient compte seulement de la flexion transversale du caisson et de l'effort tranchant.

Donc, il est nécessaire de tenir compte de la diffusion de précontrainte derrière les ancrages.

L'effort à l'ancrage introduit dans les âmes une forte contrainte de compression sur une faible surface du béton. Cet effort se diffuse ensuite progressivement sur une plus grande surface dans le corps de l'âme au bout d'une certaine distance LR appelée longueur de zone de

Régularisation, on admet que le principe de Saint-Venant s'applique et que la répartition des contraintes existe linéaire.

Donc il est nécessaire de tenir compte de ce phénomène, pour ferrailler les zones où apparaissent des fissures lors de la mise en tension.

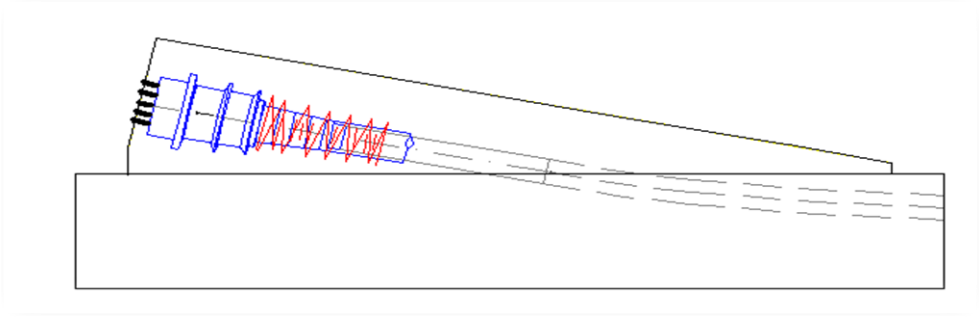


Figure VIII. 3: Schéma d'un bossage d'ancrage.

-Dans notre cas ou les câbles sont rectilignes et excentrés, on a donc à faire à deux zones de régularisation :

Une zone de première régulation dans le prisme symétrique $d \times d$ avec d=2C ou C représente la distance de l'axe d'ancrage à l'extrémité la plus proche.

Une zone centrale appelée zone d'éclatement.

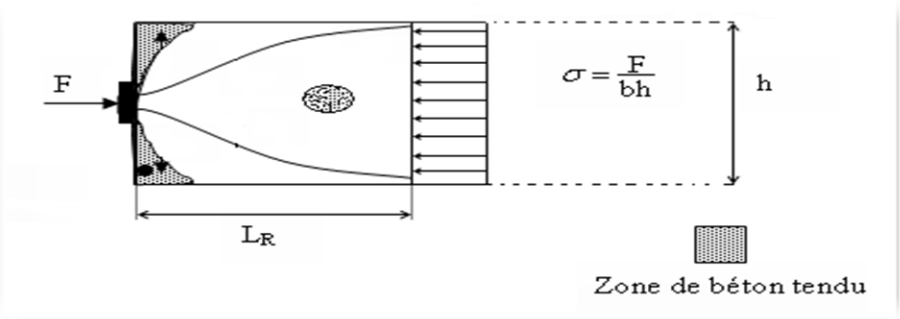


Figure VIII. 4 : Exemple de zone du béton sous l'action d'un effort concentré de précontraintes.

VIII.4 L'ANCRAGE D'UN CABLE DANS LA SECTION ET NON PARALLELE A LA FIBRE MOYENNE

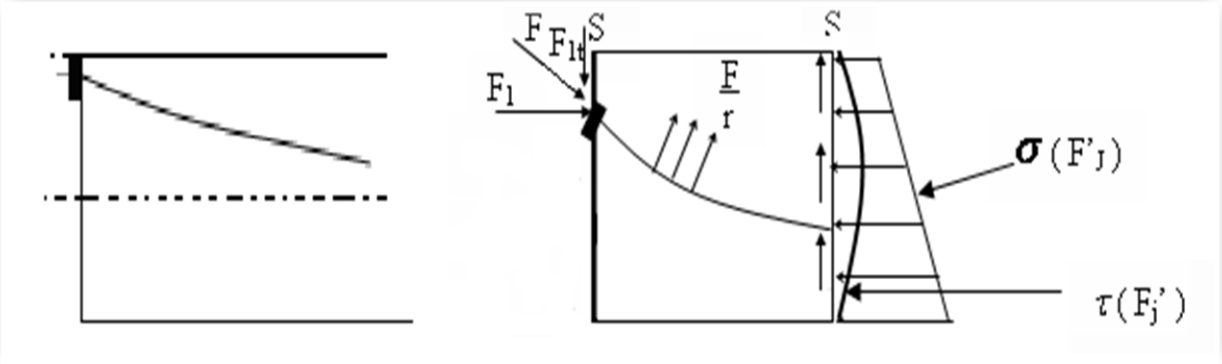


Figure VIII. 5 :Disposition des contraintes.

-Pour l'équilibre général, pour une section (S) est en équilibre sous l'effet

- Des forces concentrées sous les ancrages Fj ;
- Des forces tangentielles (souvent négligeable) et radiales, appliquées par les câbles sur le béton de sections S_A.

Des contraintes tangentielles τ (F_j') et normales σ (F_j') qui équilibrent dans (S_R) les sollicitations de précontraintes développées par les câbles dans (S_A).

-Pour l'équilibre général les règles BPEL admettent de considérer cet équilibre général comme superposition de deux états d'équilibre.

- Un état d'équilibre selon la résistance des matériaux en remplaçant les efforts F_j en S_A par une distribution de contraintes réparties σ (F_j) et τ (F_j) calculées selon la résistance des matériaux.

- Un équilibre général de diffusion pure qui résulte de l'application à la poutre de répartition des forces concentrées F_j et réparties σ (F_j) et τ (F_j).Cet équilibre traduit l'écart entre la résistance des matériaux et la distribution réelle des contraintes.

-Sur un plan de coupure quelconque SSA situé entre les deux ancrages 1 et 2 d'ordonnée t par rapport à l'extrados, on obtient les sollicitations suivantes.

- Effort tranchant $Vx = F_{1x} - x$.

Moment fléchissant : $M_t = F_{1x} (t - c_1) - \alpha x + \frac{n}{2} (T - F_{1t})$

- Effort normal : $N_t = F_{1t} - T$

Avec :

$$x = \int_{AB} \sigma (F_j).b.dt$$

$$T = \int_{AB} t (F_j).b.dt$$

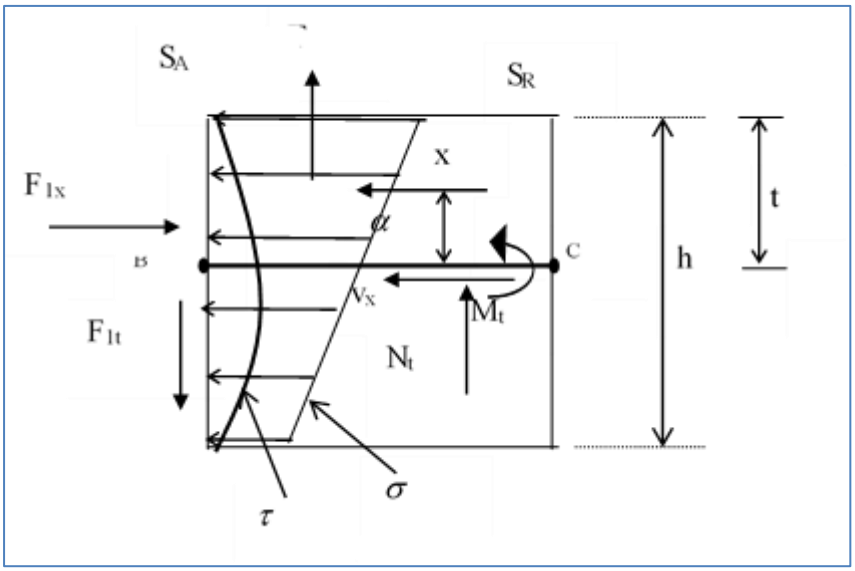


Figure VIII. 6 : Sollicitation d'état d'équilibre de la diffusion.

VIII.4.1 La longueur de régularisation

On peut définir deux longueurs de régularisation conventionnelles, correspondant à chacun des deux plans perpendiculaires d'étude. Dans la majorité des cas, ces longueurs de régularisation LR et L_R'.

Plan vertical:

$$LR = max\,(H - d\,;\,\frac{H}{2})$$

Plan horizontal:

$$LR' = max\,(H' - d'\,;\,\frac{H'}{2})$$

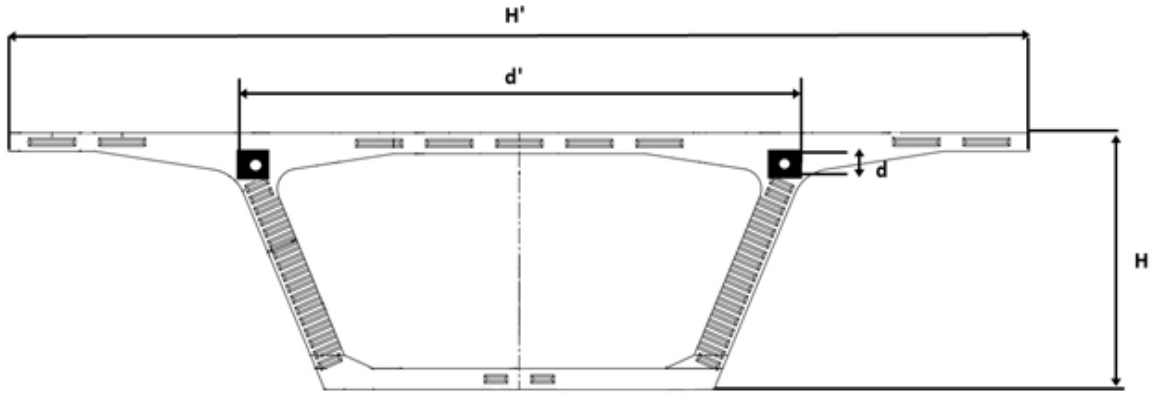


Figure VIII. 7 Schéma représentation de la longueur de régularisation

Tableau VIII. 4: Caractéristique géométrique des voussoirs courants.

Section	Voussoir courant
Epaisseur âme (m)	0.40
La hauteur H (m)	3.20
La largeur H' (m)	13.10
d (m)	0.40
d'(m)	7.18
V (m)	1.31
V' (m)	1.89

$$LR = max\left(H - d\,;\,\frac{H}{2}\right) = max\left(3.2 - 0.4\,;\,\frac{3.2}{2}\right) = max\,(2.80 : 1.60)$$

$$LR = 2.80\,m$$

$$LR' = max\,(H' - d'\,;\,\frac{H'}{2}) = max\left(13.10 - 7.18\,;\,\frac{13.10}{2}\right) = max\,(5.92 : 6.55)$$

$$LR' = 6.55\,m$$

VIII.5 JUSTIFICATIONS REGLEMENTAIRES

VIII.5.1 Zone de la première régulation

Il y a plusieurs zones d'ancrage qu'il faut vérifier.

- Les zones d'ancrage des câbles de fléau, qu'ils sont ancrés au centre de gravité des âmes ;
- Les zones d'ancrage des câbles de continuité, qu'ils sont ancrés au niveau des bossages au niveau de la jonction âme-contre dalle ;

Les effets de surface et d'éclatement nécessitent :

- Une vérification de l'état de contraintes dans le béton ;
- La mise en place d'un ferraillage passif approprié et dimensionné de façon à travailler au max a $\frac{2}{3}\ fe$.

VIII.5.1.A Effets de surface

Au voisinage immédiat de SA, on dispose une section d'acier As :

$$As = 0.04\ \frac{\max(F_j)}{\bar{\sigma}s}$$

Avec :
Fj : représente la force à l'origine de l'ancrage de niveau
$\bar{\sigma}s$: Contrainte admissible de l'acier telle que

$$\bar{\sigma}s = \frac{2}{3}\ fe$$

VIII.5.1.B Effets d'éclatement

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte maximale de l'éclatement vaut

$$\bar{\sigma}tj = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right).\frac{F_j}{b\ .d_j} \leq 1.25\ f_{tj}$$

Avec:

a_j : Dimension de la plaque d'ancrage dans le sens considéré ;

d_j : Dimension de prisme dans le sens considéré.

Et la contrainte de compression longitudinale est :

$$\bar{\sigma}cj = \frac{F_j}{b\ .d_j} \leq \frac{2}{3}\ f_{cj}$$

Avec :

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression à j jours ;

f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction à j jours (f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}) ;

b : La largeur de l'âme.

La résultante des contraintes d'éclatement vaut:

$$Rj = 0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right).F_j$$

Ferraillage pour l'effet d'éclatement vaut :
On calcule pour chaque ancrage de niveau j, l'acier nécessaire

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j\ \bar{\sigma}}$$

K_j : vaut 1 pour un ancrage d'extrémité et 1,5 pour un ancrage intermédiaire.

$$A_e = \max \begin{cases} A_{ej\,max} \\ 0.15 \left(\dfrac{F_{j\,max}}{\overline{\sigma}} \right) \end{cases}$$

Ou A_{ej} présente la plus grande valeur des A_{ej} et $F_{j\,max}$et la plus grande valeur de F_j ces aciers, sont réparties sur une longueur d_jà la l'aval de $S_A$en s'assurant que chaque prisme j possédé au moins une section d'acier A_{ej} sur la longueur d_j.

VIII.5.2 Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure

On remplace ici, les forces F_j concentrées par des forces reparties sur la plaque d'encrage de hauteur a_j.

VIII.5.2.A Justification des contraintes du béton

La contrainte de cisaillement vaut:

$$\tau_d = \frac{2\,V_x}{b\,.\,l_R}$$

Avec :

V_x: L'effort tranchant dans le plan horizontal ;
b : La longueur de l'âme ;
l_R : Longueur de régularisation.

A chaque niveau z la contrainte τ_d est composée algébriquement avec la contrainte τ calculée selon la RDM, donc la contrainte globale de cisaillement est :

$$\tau_g = \tau_d + \tau$$

Il faut vérifie que:

$$\tau_{g\,max} \leq 1.5\,f_{tj}$$

VIII.5.2.B Armatures de l'équilibre général

On considère l'effort tranchant:

$$V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\,\tau_d} \right)^2 \right]$$

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{max} \cdot N_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

VIII.6 APPLICATION :(CABLES DE FLEAU)

Caractéristique de béton et d'armature :

$$f_{c28} = 45\ \text{MPa} \text{ -------- } f_{t28} = 3.3\ \text{MPa}$$

La mise en tension à 28 jours :

$$\overline{\sigma}s = \frac{2}{3}\,fe = \frac{2}{3}\,500 = 333.34\ \text{MPa}$$

$f_j = 3.12MN$ (Câbles de fléau)
$f_j = 4.24MN$ (Câbles de continuité)

VIII.6.1 Effets de surface

Pour la précontrainte de fléau

$$\text{As}=0.04\ \frac{\max(\text{F}_\text{j})}{\overline{\sigma}\text{s}}=0.04\ \frac{3.12}{333.34}=3.74\text{cm}^2$$

Soit : 6 $HA\emptyset$ 10

VIII.6.2 Effets d'éclatement

Vérification des contraintes.

- Enlacement :

$$\sigma_{tj}=0{,}5\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right).\frac{F_j}{b.d_j}\leq 1{,}25f_{tj}$$

- Compression :

$$\sigma_{cj}=\frac{F_j}{b.d_j}\leq\frac{2}{3}f_{cj}$$

$$\begin{cases}1{,}25\ \text{f}_{\text{tj}}=1{,}25\times 3.3=4.125\ \text{MPa}\\ \frac{2}{3}\ \text{f}_{\text{cj}}=\frac{2}{3}\times 45=30\ \text{MPa}\end{cases}$$

$$Pv\ \begin{cases}\sigma_{\text{tj}}=0{,}5\left(1-\frac{0.4}{0.5}\right).\frac{3.12}{0{,}4\times 0{,}5}=1.56\ \text{MN/m}^2<4.125\ \text{MPa} & \text{CV}\\ \sigma_{\text{cj}}=\frac{3.12}{0{,}4\times 0{,}5}=15.6\ \text{MN/m}^2<30\ \text{MPa} & \text{CV}\end{cases}$$

$$PH\ \begin{cases}\sigma_{tj}=0{,}5\left(1-\frac{0.4}{0.5}\right).\frac{3.12}{0.4\times 0{,}4}=1.95MPa<4.125\ MPa & CV\\ \sigma_{cj}=\frac{3.12}{0.4\times 0{,}4}=19.5\ MPa<30\ MPa & CV\end{cases}$$

Relations sont vérifiées.

Aciers d'éclatement :

$$A_e=max\begin{cases}A_{ej}=\dfrac{0{,}25\left(1-\frac{a_j}{b_j}\right).F_j}{k_j.\frac{2}{3}f_e}\\ 0{,}15.\left(\dfrac{F_{jmax}}{\frac{2}{3}f_e}\right)\end{cases}$$

$$PV:\quad A_e=max\begin{cases}4.68\ cm^2\\ 14.04\ cm^2\end{cases}\Rightarrow A_e=14.04\ cm^2\ \ soit\ 8\text{HA}\ \emptyset\ 16$$

$$PH : \quad A_e = max \begin{cases} 4.68\ cm^2 \\ 14.04\ cm^2 \end{cases} \Rightarrow A_e = 14.04\ cm^2 \ \ soit\ 8\text{HA}\ \emptyset\ 16$$

Ce ferraillage est réparti sur une profondeur égale à $0{,}35\ m$ de façon que chaque prisme soit traversé par A_e.

N.B : dans notre ouvrage on a utilisé les démontions des câbles (15T15), pour les câbles de fléau et (19T15s), pour les câbles+ de continuité.

VIII.6.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre générale

On se fixe des plans de coupure et on procède à la détermination des sollicitations (V_x, N_t). Par l'étude de l'équilibre.

TableauVIII. 5 : Efforts agissants sur chaque câble**.**

N de cable	$\alpha°$	F_0	**F cosα (MN)**	**F sinα (t)**
C_1	6.16	3.12	3.10	0.33
C_2	17.30	3.12	2.98	0.93
C_3	17.30	3.12	2.98	0.93
C_4	16.40	3.12	2.99	0.88
C_5	16.40	3.12	2.99	0.88
C_6	16.01	3.12	3	0.86
C_7	16.01	3.12	3	0.86
C_8	15.80	3.12	3	0.84
C_9	15.80	3.12	3	0.84
C_{10}	15.89	3.12	3	0.85

sollicitations varient en fonction de la position (t) de coupure sur la hauteur de la pièce, ce qui nécessite de déterminer la position qui donne les efforts les plus défavorables.



Figure VIII. 8 : Effort sur chaque section**.**

VIII.7 ETUDE DE FERRAILLAGE DES BOSSAGES

Nous avons vu que les câbles de continuités étaient disposés dans le hourdis inférieur, et peuvent être relevés dans des bossages et arrêtés au-dessus du hourdis inférieur ou en dessous du hourdis supérieur.

Nous avons étudié les câbles bossages affleurant sur le hourdis inférieur du caisson il s'agit d'ancrage de câble dans le hourdis et dévies à leurs extrémités d'un angle α pour s'ancrer en saillie sur celui-ci.

A l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans le hourdis.

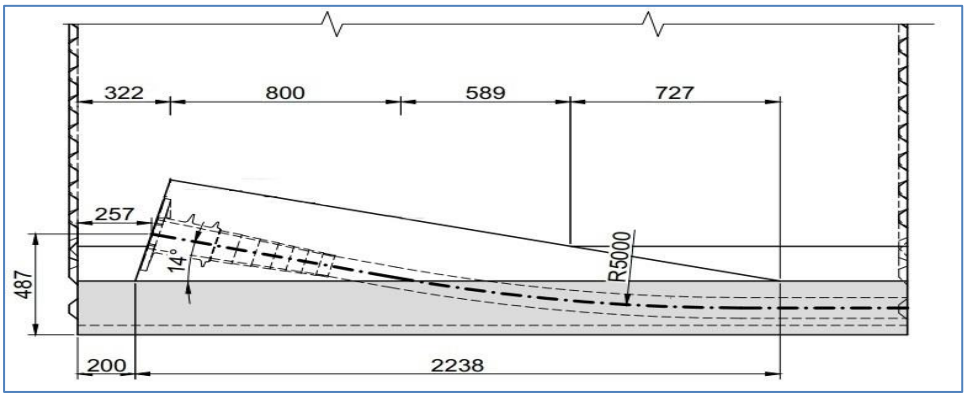


Figure VIII. 9 : Bossage d'ancrage

L'action des bossages sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

- un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par apport au plan moyen de hourdis, que l'on évalue à $M = F\frac{L}{2}\sin\alpha$.
- deux poussées reparties, l'une traduisant l'action de la composante $(F\ sin\ \alpha)$ verticale de la force à l'ancrage, l'autre la poussée au vide dans la zone coude de la gaine dans le sens transversale, ces poussées sont réparties sur une longueur du bossage plus épaisseur du hourdis.

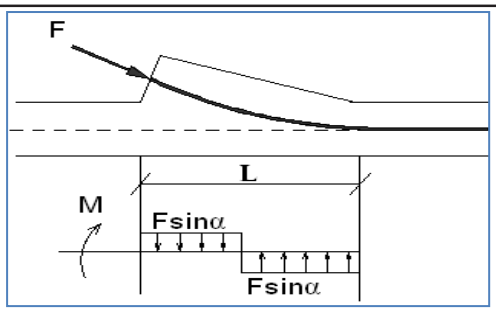


Figure VIII. 10 : Effort sur le bossage

- L : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

VIII.7.1 Ferraillage de bossage

- Pour un effort F à l'ancrage et avec $\bar{\sigma}_s = \frac{3}{4} f_e$, on prévoir les armatures suivantes repartie en trois groupes précisés sur le schéma qui suit :

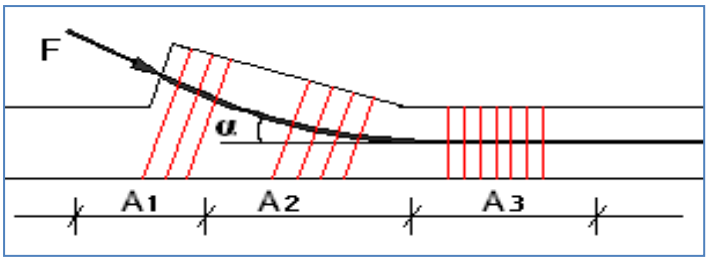


Figure VIII. 11 : Disposition de ferraillage

- L'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite:
- 1) Armature sa section total A_1 formant tirant en tête de consol. (À répartir sur une longueur de 70-80cm).
- $A_1 = \frac{F}{\bar{\sigma}_s}(0{,}5 - \sin\alpha)$
- F : force de précontrainte à l'ancrage.
- α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible en traction.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{3}{4} f_e$$

2) armatures de couture de section total A_2 reparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble.

$$A_2 = \frac{F \times 0{,}5}{\bar{\sigma}_s}$$

3°) armatures de section total A_3 destinée à reprendre la poussée au vide le long de la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{F \times \sin\alpha}{\bar{\sigma}_s}$$

Bossage à un seul ancrage

P_0 = 4.24 MN pour un câble 19 T15s.

- ✓ **Armatures de tirant :**

$A_1 = \frac{4.24}{333.34} \times (0.5 - \sin(14)) = 32.82$ cm² soit 7HA 25

- ✓ **Armatures de coutures :**

$A_2 = \frac{0.5 \times 4.24}{333.34} = 63.59$ cm² Soit 8 HA 32

- ✓ **Armatures de la poussée au vide:**

$A_2 = \frac{\sin 14 \times 4.24}{333.34} = 30.77$ cm² soit 7HA 25

VIII.8 CONCLUSION

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

IX. EQUIPEMENTS DU TABLIER

IX.1 INTRODUCTION

On désigne par équipements l'ensemble de 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.

IX.2 APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, conçu pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.
Pour mon pont 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.
Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton
en raison des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre ;
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

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

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

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

Combinaisons	R culée max (MN)	R pile max (MN)
G	2.76	12.15
1.35G + 1.6A(l) + 1.6St	**6.93**	**24.65**
1.35G + 1.6Bc + 1.6St	4.04	22.42
1.35G + 1.6Bt + 1.6St	4.44	20.84
1.35G + 1.35Mc120	4.49	21.75
1.35G + 1.35D240	4.5	22.65

IX.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.

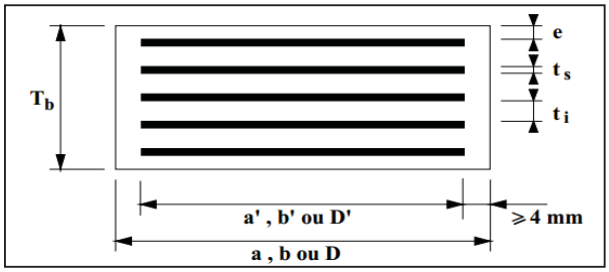


Figure IX. 1 :Définition géométrique d'un appareil d'appui.

IX.2.2.A Aire l'appareil d'appui :

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa \text{ ; avec } N_{max} = \frac{R_{max}}{2} \quad \text{.....(VIII1}$$

IX.2.2.B Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq ts \leq \frac{a}{15}$$

.....(VIII.2)

Avec

a : est le grand côté de l'élastomère.

IX.2.2.C Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} ts > \frac{a \times \sigma m}{\beta \times \sigma e} \\ ts \geq 2mm \end{cases} \quad \text{.....(VIII.3)}$$

Tel que

σe= 235 Kg/mm2

$$\sigma m = \frac{Nmax}{a' \times b'} \quad \text{.....(VIII.4)}$$

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

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

Tableau IX. 2 : Les dimensions de l'appareil d'appui.

.	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{max}	24.65 MN	6.93 MN
N_{max}	12.33 MN	3.46 MN
a×b	≤6165 cm² ➔ (a×b) = (**900×700**) mm²	≤1730 cm² ➔ (a×b) = (**400×450**) mm².
T	90 ≤ T ≤ 180	45 ≤ T ≤ 90
Ts	> 3.43 mm	> 3.13 mm
On prendra	• 7 Feuilles d'élastomère : ti = 16 mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 8 mm. • 8 Frettes métalliques de : ts = 4 mm. • Enrobage des chants : 10 mm. • Enrobage extérieur : 3 mm	• 5 Feuilles d'élastomère : ti = 10 mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 5 mm. • 6 Frettes métalliques de : ts = 4 mm. • Enrobage des chants : 10 mm • Enrobage extérieur : 3 mm
(a×b×t)	(**700×900×150**) mm³	(**400×450×80**) mm³

IX.2.3 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

IX.2.4 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 $\Delta T = 12°C$ 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.

IX.2.4.A 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***).

IX.2.4.B 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 IX. 3 : Déplacement horizontal du tablier.

	$\lvert X_i \rvert$ (m)	K_i (MN/m)	$K_i / \Sigma K_i$	H_T (MN)	H_{flu} (MN)	H_r (MN)	H_{fr} (MN)	V_{xT} (m)	V_{xfl} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} (m)	V_{tot} (m)
C_1	100	8.64	0.16	0.368	0.216	0.173	0.047	0.043	0.025	0.020	0.004	0.091
P_1	60	12.74	0.23	0.325	0.267	0.153	0.069	0.026	0.021	0.012	0.005	0.063
P_2	0.00	12.32	0.22	0.00	0.00	0.00	0.067	0.00	0.00	0.00	0.005	0.005
P_3	60	12.66	0.23	0.323	0.266	0.152	0.069	0.026	0.021	0.012	0.005	0.064
C_2	100	8.64	0.16	0.368	0.302	0.173	0.047	0.043	0.035	0.02	0.004	0.101

Avec

XCR: centre de rigidité ; **XCR=** $\frac{\sum \mathbf{XiRi}}{\sum \mathbf{Ri}}$ **.**

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

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

Donc

$V_{x\ pile\ max}$= 0.064 m.
$V_{x\ culée\ max}$=0.101 m.

Et d'après l'étude sismique (***voire chapitre IX)***

$V_{x\ pile\ dynamique} = V_{x\ culée\ dynamique}$ = 0.101 m.

Donc

$V_{x\ pile\ max}$= 0.165 m.
$V_{x\ culée\ max}$=0.202 m.

IX.2.5 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 :

IX.2.5.A Résistance à la compression :

Cas de la pile :

$$\sigma ap = \frac{Nmax}{a \times b} = \frac{12.33}{0.7 \times 0.9} = \mathbf{19.57}\ \text{MPa} \leq \sigma adm = 20\ \text{MPa. Vérifiée} \quad \text{(VIII.7)}$$

Cas de la culée :

$$\sigma ap = \frac{Nmax}{a \times b} = \frac{3.46}{0.4 \times 0.45} = \mathbf{19.25}\ \text{MPa} \leq \sigma adm = 20\ \text{MPa . Vérifiée.}$$

IX.2.5.B Sécurité au flambement

On doit vérifier

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

Avec

γ_s **= 3** : le coefficient de sécurité ;
Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ; **Pc = 4×G×B×S²×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 ;

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

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
S = 12.3 ; d = 0.02 m ; h = 0.15 m ; B = 0.63 m^2 ; Pc = 45.78 MN ; Pu = 12.33 MN ; $\gamma_s \times Pu = 36.98\ MN \leq Pc = 45.78\ MN$	S = 10.59 ; d = 0.014 m ; h = 0.08 m ; B = 0.18 m^2 ; Pc = 12.71 MN ; Pu = 3.47 MN ; $\gamma_s \times Pu = 10.45\ MN \leq Pc = 12.71\ MN$
➔ **Vérifiée.**	➔ **Vérifiée.**

IX.2.5.C Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :

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

Pour $p = Pu/Pc = 0.269\ MN > 0.25\ MPA$;
on trouve : $\delta c \leq 1.4(1-2p)$.

T : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
T =150 mm δ_c = 0.65 ; Vx = 0.165 m ; δ = 0.66 ; $\delta \leq \delta_c$ ➔ **NonVérifiée.**	T =80 mm δ_c = 0.64 ; Vx=0.202 m ; δ = 1.25 ; $\delta \leq \delta_c$ ➔ **Non Vérifiée**

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

Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$H < f \times N_{max}$ et $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma m}$

N est l'effort de compression vertical ;
f est le coefficient de frottement.

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
N = 3.28MN ; σ_m = 5.2 MPa ; f = 0.22 ; H=0.75 m^2 ; **0.75 MN < 3.28×0.22=0.71 MN**	N = 1.43MN ; σ_m = 12.59 MPa ; f = 0.18 ; H=0.53m^2 **0.53 MN < 1.43×0.18=0.25MN**
➔ Non vérifiée.	➔ Non vérifiée.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée.

IX.3 DES 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.

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

A = b + 200 ➔ A = 900 + 200 ➔ A= 1100 mm ; B = a + 200 ➔ B = 700 + 200➔ B = 900 mm ;

$h \geq 2\ B_0 / P_0$ ➔ $h \geq 0.495$ m. On prend h= **0.5** m.

Avec

$B_0 = A \times B = 0.99\ m^2$;

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

IX.3.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile

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.

$$Ac = \frac{0.25xN}{\sigma s} = \frac{0.25x12.33}{434.78} = 70.9\ cm^2$$ ➔ **Soit 24HA20** ..... (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.

$$\mathbf{A_h = \frac{0.125xN}{\sigma s} = \frac{0.125x12.33}{434.78}} = 35.45\ cm^2$$ ➔ **Soit 12HA20** ..... (VIII.12

❖ **Frette supérieure**

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

$$\mathbf{As = \frac{0.04xN}{\sigma s} = \frac{0.04x12.33}{434.78}} = 11.34\ cm^2$$ ➔ **Soit 8HA14**..... (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.

$$\mathbf{Ai = \frac{0.10xN}{\sigma s} = \frac{0.10x12.33}{434.78}} = 28.36\ cm^2$$ ➔ **Soit 10HA20** .....(VIII.14)

Le ferraillage de dé d'appui est montré dans le schéma de la figure ***VIII.2***

IX.3.3 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)=(**600**×**650**×**350**) mm^3.

Le ferraillage de dé d'appui est montré dans le schéma de la figure ***VIII.3***.

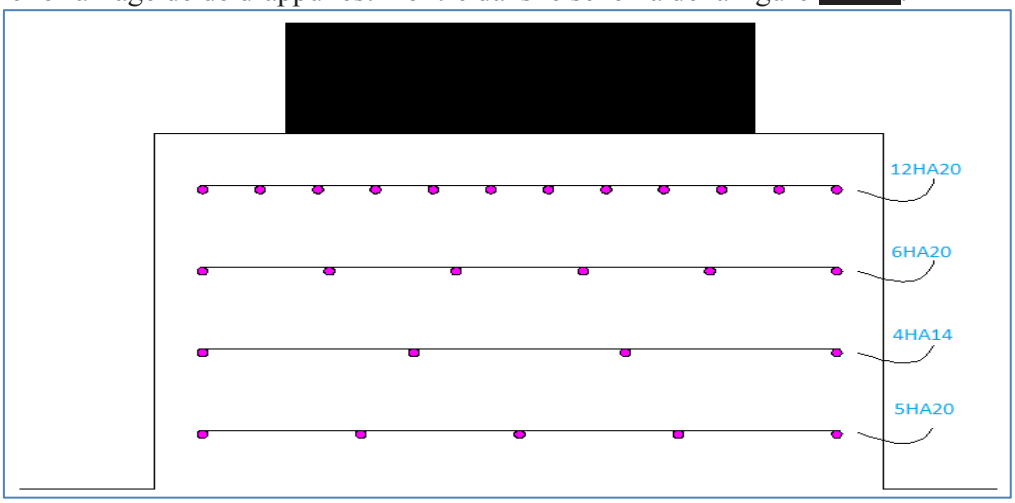


Figure IX. 2 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

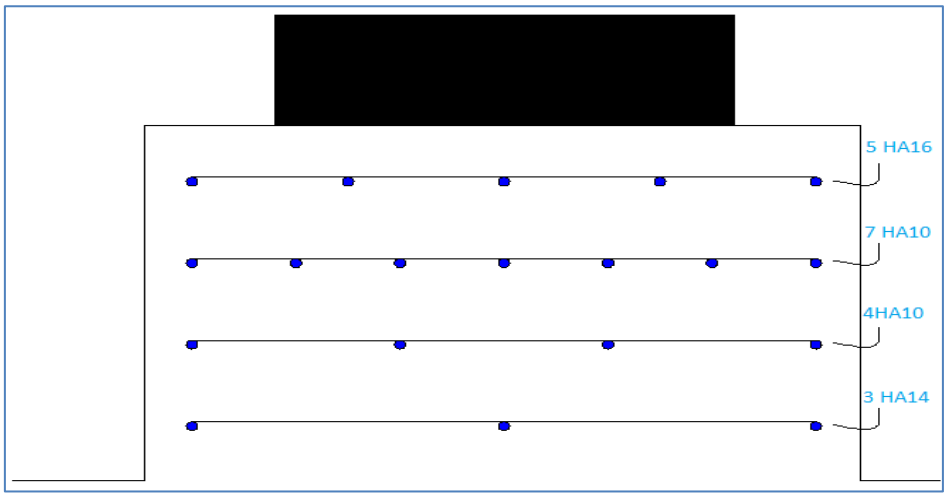


Figure IX. 3 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

IX.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.

IX.4.1 Dimensionnement

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

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

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec

W : souffle total du joint ;
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
W_T : souffle thermique ;
W_S : souffle sismique.

Les souffles W_T, W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques(Ws=12.7 cm).

Donc : W **= 6.1 cm**.

IX.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 6.1 cm 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.

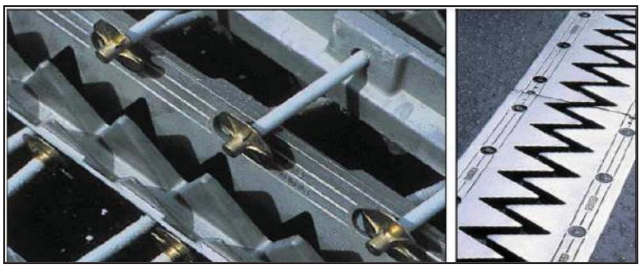


Tableau IX. 4 :Modèles des joints Wd.

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 **Wd60**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

IX.5 CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

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.

X. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.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.

X.2 ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation .Les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier.

Un appui comporte deux parties :

- **Le voile** : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;
- **La fondation** : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmets au sol.

Tableau X. 1: Hauteurs des piles.

Piles	P1	P2	P3
Hauteur (m)	10.75	19.65	13.35

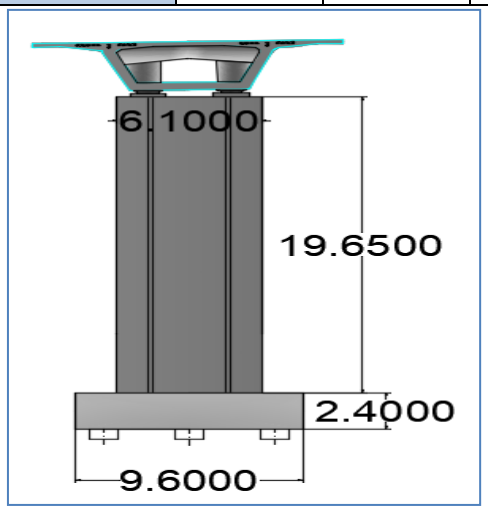


Figure X. 1: Dimensions de la pile la plus haute.

X.2.1 Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

$$K_{A-APP} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad ET \quad K_{PILE} = \frac{3EI}{h^3} \quad K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{K_{PILE}} + \frac{1}{K_{A-APP}}}$$

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 ;
f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} = 27 MPa.

Tableau X. 2 : Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis longitudinale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	3.5	3.24	4.32	infinie	6.43	8.64
P_1	10.75	4.81	6.41	1932.51	9.56	12.74
P_2	19.65	4.81	6.41	316.42	9.33	12.32
P_3	13.35	4.81	6.41	1009.03	9.52	12.66
C_2	3.5	3.24	4.32	infinie	6.48	8.64

Tableau X. 3 : Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis longitudinale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	3.5	3.24	4.32	infinie	6.43	8.64
P_1	10.75	4.81	6.41	4022.01	9.59	12.77
P_2	19.65	4.81	6.41	658.54	9.47	12.57
P_3	13.35	4.81	6.41	2100.03	9.57	12.74
C_2	3.5	3.24	4.32	infinie	6.48	8.64

X.2.2 Etude sismique

X.2.2.A 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 de 1er groupe ;
- ✓ Le sol est de catégorie S2 (site meuble) ;
- ✓ l'ouvrage est classé en zone IIa ;
- ✓ L'accélération de zone A= 0.25 .

X.2.2.B Méthode de calcul

- **Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008**

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en.

élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles $\mathbf{M_P}$ doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : $\mathbf{M_T}$ **(**$\mathbf{M_T = G+\alpha Q}$**)**.

G : le poids propre du tablier (voir **Chapitre III**) ;

Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 4 voies chargées) ;

α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Application Numérique :

$M_P = \rho \times \sum (si \times hi) = 25 \times (17.55*11.22+2.1*4.2*6.1+4.95)$

➔ **M_P = 6292.58KN**

$M_T = G+\alpha Q$ ➔ $M_T = 47924.18+ 0,2 \times (76.65 \times 201.8)$

➔ **M_T = 51017.77 KN**

$M_P \leq 0,43\ M_T$ ➔ **Condition Vérifiée.** ☑

- **Angle de biais**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

➔ **Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais).** ☑

- **Courbure de pont**

Il s'agit d'un pont droit sans courbure en plan ➔ **Condition Vérifiée.** ☑

- **Symétrie transversale**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal **: $e_o = |X_M - X_R| \leq 5\%\ L$**

$$X_M = \frac{L}{2} \qquad \text{et} \qquad X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

Application Numérique :

$X_M = 201.8/2 = 100,9$ m

$X_M = 100$ m

$|100.9 - 100| \leq 10.09$ m ➔ **Condition Vérifiée.** ☑

X.2.2.C Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times Sa\ (T)$$

M_T : est la masse effective totale de la structure : **M_T =4792.42 t** ;

Sa(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

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

(T1, T2) = *f* (S2) ➔ (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 =**1.85s** : période fondamentale de l'ouvrage ;
A : coefficient d'accélération

Application Numérique :

$T_2 < T < 3.00$ s➔ $Sa(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T)$ ➔ **Sa = 1.45 m/s²** ;

$F_L = M_T \times Sa(T)$ ➔ $F_L = 4792.42 \times 1.45$ ➔ **F_L = 6970.48 KN**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

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

Appuis	**C_1**	**P_1**	**P_2**	**P_3**	**C_2**
F_L (KN)	1095.1	1614.2	1561.6	1604.5	1095.1
Déplacement du tablier (cm)	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7

X.2.2.D Evaluation de l'effort sismique transversal

C'est la même étude comme dans le sens longitudinal et on trouve :

T=1.76s ➔ $T_2 < T < 3.00$ s ➔ $Sa(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T)$ ➔ **Sa = 1.53 m/s²** ;

$F_T = M_T \times Sa(T)$ ➔ $F_T = 1.53 \times 1006.37$ ➔ **F_T = 1539.20 KN.**

Tableau X. 5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appuis	**C_0**	**P_1**	**P_2**	**P_3**	**C_1**
F_T (KN)	806.75	1783.8	1869.9	1805.58	806.75
Déplacement du tablier (cm)	9.33	13.9	14.8	14.1	9.33

- **Spectre de réponse 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 d'un spectre de réponse verticale.

X.2.3 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 4 (détail de calcul voir ***Annexe C)***.

Tableau X. 6 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort séismique (pile2) KN
Ex (Longitudinal)	1	0,3	0,3	2105.91
Ey (Transversal)	0,3	1	0,3	2282.81

X.2.4 Descend des charges

X.2.4.A Efforts dus à la pile et au tablier

Les résultats des efforts sont résumés dans le ***tableau X.7*** :

Tableau X. 7 : Evaluations des efforts de la pile la plus haute.

Sollicitations / **Désignations**	**Vertical (KN)**	**Horizontal (KN)**	**Moment (KN.m)**
G_{max} pile	6267.83	-	-
Dé d'appui	24.75	-	-
G_{max} Tablier	47924.18	-	-
A(l) 3Voies	3197.76	-	-
Bc 2 Voies	1803.79	-	-
Bt 2 Voies	812.02	-	-
Mc 120	1891.34	-	-
D240	2362	-	-
Freinage A(l) 3 Vs	-	64.17	1293.05
Freinage Bc 3Vs	-	67.21	1354.28
H_T	-	0	00
H_{flv} (Ret + flu)	-	0	00
Séisme longitudinal	-	2105.91	40620.59
Séisme transversal	-	2282.81	15998.62

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 : $H = H_{dé\ d'appui} + H_{pile} = 20.15m$.

X.2.4.B Combinaison des efforts

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

Tableau X. 8 : Combinaison des efforts.

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

IX.1.1.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le ***tableau.X.9*** (détail de calcul voir ***Annexe C)***.

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELU	30917.86	107.54	2166.85	**3758.83**	**266.42**
ELS	22928.84	80.65	1625.14	**5068.5**	**355.22**
ELA	21125.05	2296.25	46269.48	**7585.16**	**3463.12**

Tableau X. 9 :solicitation lesplus devarorables pour la pile 2

X.2.5 Ferraillage de la pile

X.2.5.A Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus haute « Pile 2 » : I_x=**24.24 m²** ; I_y=**50.47 m²** ; **S=11.22 m²** ; **h=19.65 m**

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

$$\lambda = l_f/i \leq 70 \quad \text{.....(X.4)}$$

Avec

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times h = 39.3$ m ;

i : rayon de giration. $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$ =2.12 m ➔λ=18.53<70 .

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$ =1.46 m ➔λ=26.91<70.

$\lambda_x = l_f/i_y$ ➔ λ_x = 26.91< 70 ➔ pas de risque de flambement autour de x-x (transversal) $\lambda_y = l_f/i_x$ ➔ λ_y = 18.53< 70 ➔ pas de risque de flambement Ferraillage de la pile autour de y-y (longitudinal)

X.2.5.B Ferraillage en phase de réalisation

Comme on a déjà vu dans le **Chapitre IV**, un chargement accidentel peut-être sollicite la pile :

N = 11799.25 KN ; M_y = 41283.98 KN.m

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{ty}{h} \leq \frac{tx}{b} \rightarrow \frac{0.55}{5.7} \leq \frac{0.55}{3.8} \rightarrow \mathbf{0,10 < 0,14} \rightarrow \textbf{Condition d'orientation vérifiée}.$$

t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement ;
h, b : sont les grandes dimensions de la section ;
η : rapport des moments relatifs (sans dimension) :
$\eta = m_x/m_y$ m_x, m_y : efforts intérieurs relatifs.

Application Numérique :

$m_x = 0$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{41283.98}{3.8^2 \times 5.7 \times 27 \times 10^3} = 0.018$$

On aura besoin de calculer l'effort normal relatif au dimensionnement, pour qu'on puisse utiliser les abaques de WALTHER (**Figure VIII.4**).
Quand : **η = ∞** :

$$n = \frac{N}{b \times h \times fc28} = \frac{11799.25}{5.7 \times 3.8 \times 27 \times 10^3} = 0.020$$

Le degré mécanique d'armature totale : **ω = 0,085**.

$$Fa = \frac{\omega b h\, fc28}{\sigma_s} = \frac{0.085 \times 5.7 \times 3.8 \times 27 \times 10^2}{500} = 994.1 \text{ cm}^2$$

As (coté b) : 0,2 F_a = 198.82 cm^2

As (coté h) : 0,3 F_a = 298.23 cm^2 ➔ **38HA32 suivant h**

26HA32 suivant b

X.2.5.C En phase de service

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x, et M_y :

N = 30917.86 KN ; **M_x = 49001.5 KN.m** ; **M_y = 49237.47KN.m**

Application Numérique :

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{49237.47}{3.8^2 \times 5.7 \times 27 \times 10^3} = 0.022$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} = \frac{49001.5}{3.8 \times 5.7^2 \times 27 \times 10^3} = 0.015$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times fc28} = \frac{30917.86}{5.7 \times 3.8 \times 27 \times 10^3} = 0.052$$

Lorsque le rapport **η** dépasse 1, la section est réorientée par une inversion de ses paramètres.

Cette procédure pourrait s'avérer quelque peu ardue pour la section rectangulaire creuse, vu la présence des deux paramètres (t_x, t_y) engendrés par les épaisseurs des parois.

La solution adoptée consiste à passer de la flexion composée autour de l'un des axes principaux à la flexion composée autour de l'autre. Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale **ω**, associé à cette dernière approche.

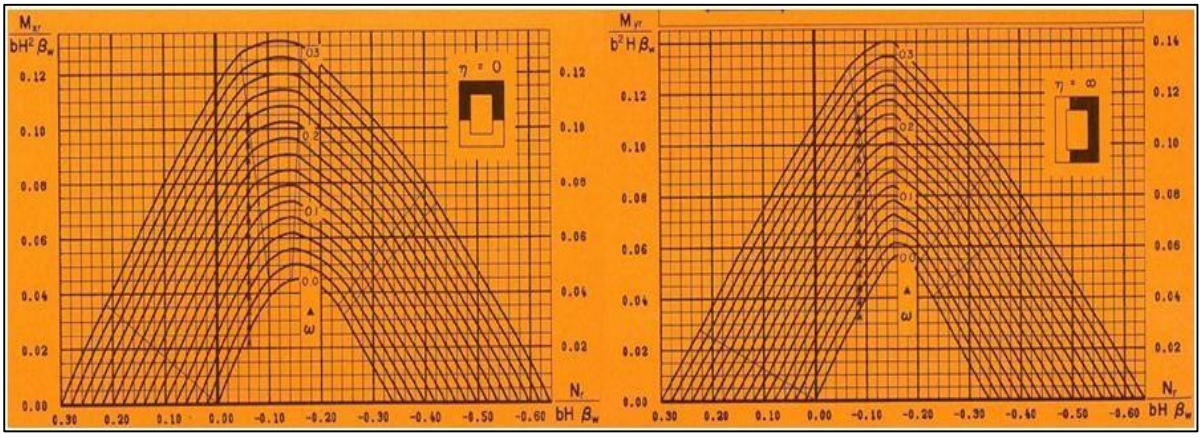


Figure X. 2: Abaques de WALTHER

- **Direction longitudinale (η = ∞ et ω = 0,11)**

Application Numérique :

$$Fa = \frac{\omega bh\, fc28}{\sigma_s} = \frac{0.11\times5.7\times3.8\times 27\times10^2}{500} = \quad 1286.6\ cm^2$$

As (coté b) : 0,2 F_a = 257.32 cm^2
As (coté h) : 0,3 F_a = 385.9 cm^2

- **Direction transversale (η = 0 et ω = 0,09)**

Application Numérique :

$$Fa = \frac{\omega bh\, fc28}{\sigma_s} = \frac{\mathbf{0,09}\times5.7\times3.8\times 27\times10^2}{500} = \quad 1052.67\ cm^2$$

As (coté b) : 0,2 F_a = 210.53cm^2

As (coté h) : 0,3 F_a = 315.8 cm^2 ➔**(As_b, As_h) = (257 ; 386),** on pote pour :

48 HA32 suivant h

34HA32 suivant b

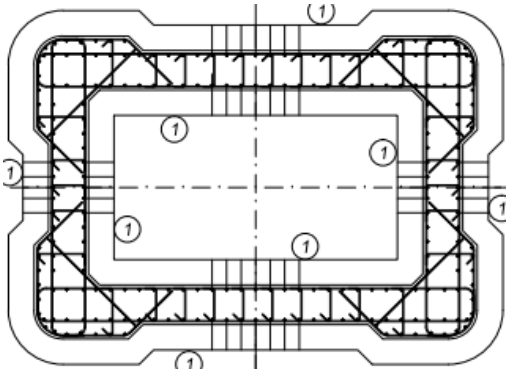


Figure X. 3 : Ferraillage de pile à la base

La section de ferraillage qui doit être adoptée est la section maximale entre les deux cas de charges (service et construction), donc on opte pour :

48 HA32 suivant h

34 HA32 suivant b

- **Condition de non fragilité**

As,min ≥ 0,23 h×b× f_{tj}/f_e

As,min ≥ 21.92 cm^2

X.2.5.D Ferraillage transversal

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L, doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{A_t} = \frac{\mathbf{A_l} \times \boldsymbol{f_{el}}}{\mathbf{16} \times \boldsymbol{f_{et}}} \times \frac{\mathbf{S_t(mm)}}{\mathbf{100}} \qquad \mathbf{At} = \frac{\mathbf{386} \times \mathbf{500}}{\mathbf{16} \times \mathbf{500}} \times \frac{\mathbf{250(mm)}}{\mathbf{100}}$$

St : l'espacement des armatures transversales en mm.

$\mathbf{S_t}$ = Min (24.ϕ_t ; 8.ϕ_l ; 0,25.d) = 25 cm.

A_t = 60.31 cm^2 ➔ **22 HA20.**

X.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

X.3.1 Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

X.3.2 Pré-dimensionnement de la culée

Tableau X. 10 :Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	H = 4.2 m L= 0.7 m E = 13.1 m
Mur en tete		H = 3.5m L= 0.7 m E = 13.1 m
Mur frontale	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	H = 3.5 m L= 2.8 m E = 5.7 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	S(m²) = 8.47 m² E= 1.1 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	H = 1.8 m L= 6.5 m E = 13.4 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	H = 1.8 m L= 6.5 m E = 13.4 m

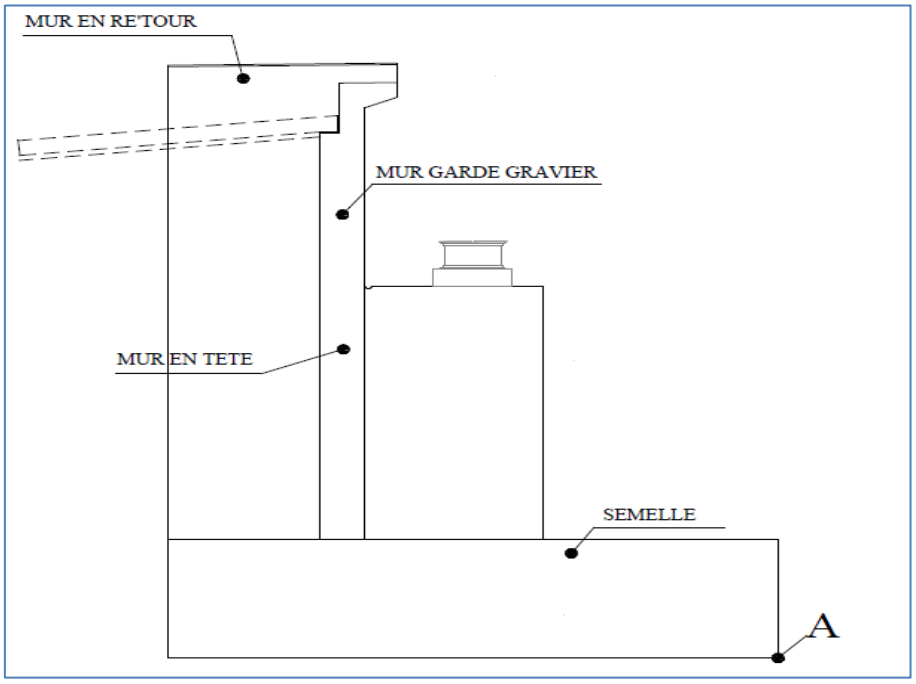


Figure X. 4: Dimensions de la culée

X.3.3 Vérification de la stabilité de la culée

Après avoir terminé le pré-dimensionnement, passant maintenant à la vérification de la stabilité de la culée, qui sera vérifiée à vide et en service, dans les conditions normales et sismiques.

X.3.3.A Evaluation des efforts dus aux poussées

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détail au-dessous.

- **Calcul du coefficient de poussée k_{ah}**

$$Kah = \frac{K \times Cos^2(\varphi - \theta)}{Cos^2\theta\left[1+\sqrt{\frac{Sin\varphi.Sin(\varphi-\theta)}{Cos^2\theta}}\right]^2}$$

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids des terres ;

$\varphi = 35°$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$$\theta = \mathbf{arctg}\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right).$$

Tableau X. 11 : Calcul du coefficient de poussée Kad

Conditions		Notation	k_H	k_V	θ (°)	K_{ah} (rad)
Conditions normales		**CN**	0	0	0°	0,271
Conditions sismiques	Horizontal +↑ Vertical	**Cs1**	0,25	0,075	13,09	0,421
	Horizontal	**Cs2**	0,25	0	14,03	0,435
	Horizontal +↓Vertical	**Cs3**	0,25	-0,075	15,12	0,452

- **Calcul des poussées dues aux terres**

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$F_{AH} = \frac{1}{2} \times \gamma(1 \pm K_V)H^2K_{AH}$$

γ : poids volumique des terres γ_r = 19 KN/m².

X.3.3.B Evaluation des efforts

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après (détail de calcul voir **Annexe**).

Tableau X. 12 : Evaluation des efforts

Désignations	Cas	H (KN)	N (KN)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
La somme	CN	13465.82	2264.85	9799.31	43912.09
	Cas n°01	14475.76	7269.35	31033.99	47205.49
	Cas n°02	13465.82	7077.13	30202.32	43912.09
	Cas n°03	12455.88	7011.57	29620.15	40928.27

X.3.3.C Vérification de la stabilité

✓ **Vérification de la stabilité au renversement et au glissement**

Les conditions à vérifiées sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau X. 13 :Vérifications à faire pour la stabilité au renversement et au glissement

Conditions	Stabilité au renversement	Stabilité au glissement
Condition normale	CSR : **Ms/Mr ≥ 1,5**	CSG : **V/H.tgφ ≥ 1,5**
Condition sismique	CSR : **Ms/Mr ≥ 1**	CSG : **V/H.tgφ ≥ 1**

Tableau X. 14 :Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Elément	cas	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	H (KN)	N (KN)	**Ms/ Mr**	**V/H.tgφ**	Obs
Culée totale	CN	9799.31	43912.09	13465.82	2264.85	4.48	13.79	vérifier
	Cas n°01	31033.99	47205.49	14475.76	7269.35	1.52	4.62	vérifier
	Cas n°02	30202.32	43912.09	13465.82	7077.13	1.45	4.41	vérifier
	Cas n°03	29620.15	40928.27	12455.88	7011.57	1.38	4.12	vérifier

Les conditions de stabilité sont vérifiées donc la culée est stable au renversement et au glissement.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après (détail de calcul voir **Annexe**).

X.3.4 Ferraillage des éléments de la culée

X.3.4.A Ferraillage du mur garde grève et mur en tète

❖ **Evaluation des efforts**

- Moment des poussées des terres :

$$M_P = \frac{P \times H}{3} \qquad \text{Avec : } P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : hauteur des remblais, **H = 7.7m** ;
K_a : coefficient de poussée des terres, K_a **= 0,271** ;
L : longueur des remblais.

$M_{P\text{ - ELS}}$ **= 430.96kN.m/ml**
$M_{P\text{ - ELU}}$ **= 581.80kN.m/ml**

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

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

$$M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération, μ = 1,6 à l'E.L.U et μ = 1,2 à l'E.L.S
P = 60 KN

$M_{P\text{ - ELS}}$ **= 70.85 kN.m/ml**
$M_{P\text{ - ELU}}$ **= 94.47 kN.m/ml**

- 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 :

$$Mp = \frac{12K}{0{,}75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0{,}25 + x)} dx \text{ , avec : } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

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.

$$\mathbf{M_{P\text{-}ELS} = 25.51 KN.m/ml}$$

$$\mathbf{M_{P\text{-}ELU} = 34.01\ KN.m/ml}$$

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

$$\mathbf{M_{ELU} = 710.37\ kN.m/ml}$$

$$\mathbf{M_{ELS} = 527.32 kN.m/ml}$$

❖ **Ferraillage de MGG**

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

Section d'acier **:** avec Robot expert A_s = 26.7 cm², On prend 6HA20/ml. St = 15 cm

Armatures longitudinales **:** A's = As/4 ; Soit : 5HA14/ml. St= 17.5 cm.

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : 6HA14/ml.St = 17.5 cm.

X.3.4.B Dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

- Remblais : $G_{remblais} = 19 \times 1{,}0$ ➔ $G_{remblais} = 19{,}0$ KN/m²
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle} = 25 \times 0{,}3$ ➔ $G_{P.Dalle} = 7.5$ KN/m².
- Revêtement : $G_{Revêtement} = 24 \times 0{,}075$ ➔ $G_{Revêtement} = 1.8$ KN/m²
- Surcharge d'exploitation : ➔ Q = 10KN/m²

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

Tableau X. 15 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1,35G+1,6Q	145.34	113.78
ELS	G+1,2Q	108.13	86.50

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

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

Section d'acier **:** Avec Robot expert A_s = 14.6 cm² On prend 8HA16/ml. St=17.5cm.

Armatures longitudinales **:** A's = As/4 ; Soit : 5HA10/ml. St=17.5 cm.

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : 5HA12/ml. St = 17.5 cm.

X.3.4.C Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitations).

❖ **Combinaison d'actions**

ELU : 1,35G + 1,6Q+0,8T .

ELS : G +1,2Q+0,6T.

Tableau X. 16: Combinaison à la base de la voile

Cas	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
ELU	13 132.52	5 872.52	10 597.17
ELS	9 730.14	4 378.82	8 879.76

Tableau X. 17 : Combinaison à la base de la voile par un mètre linéaire.

Cas	N (KN/ml)	T (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELU	991.13	443.2	799.79
ELS	734.35	330.48	670.17

❖ **Ferraillage mur frontal**

La section est soumise à la flexion composée , le ferraillage se fait a ELU .

Section d'acier **:** Avec Robot expert A_s = 28,0 cm² .On prend 6HA25/ml (As = 29,45 cm²).

Armatures longitudinales **:** A's = As/4 ; Soit : 4HA16/ml

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : 5HA16/ml

X.3.4.D Mur en retour

❖ **Evaluation des efforts**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux

charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une

charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : Pt = 0.5 [0,271 x 19 x (7.7)² x 10] = 152.64 KN /ml.
- Poussée des surcharges sur remblai : Psr = 1,2 x 7.7 x 0,271 x 10 =25.04KN /ml.
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : Psc = 20 x 1,2 = 24KN.

Les moments :

- Poussée des terres : Mt = 152.64 x 1/3(7.7) = 391.78KN.m /ml.
- Poussée des surcharges sur remblai : Msr = 25.04 x 3.85 = 96.40KN.m /ml.
- Poussée de la surcharge concentrée : Msc = 24 x (7.7-1) =160. 8KN.m.

Les combinaisons :

ELU : $M_{ELU} = 1.35\ M_t + 1.6\ (M_{sr} + M_{sc}) = 940.42$KN.m /ml.

ELS : $M_{ELS} = M_t + 1.2\ (M_{sr} + M_{sc}) = 596.02$KN.m /ml.

Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 1.1x1.1x7.7x25 = 232.93$KN.
- Poids de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 40 \times 1,2 = 48$KN.

Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 232.93x0.55 = 128.11$KN.m
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 48x1.55 = 74.4$KN.m.

Les combinaisons :

ELU : $M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6M_{sc} = 291.98$KN.m

ELS: $M_{ELS} = M_G + 1.2M_{sc} = 217.39$KN.m

Tableau X. 18 : Resultats et ferraillege de mur en retour

	Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens verticale	291.98	217.39	12.6	7HA16
Sens horizontale	940.42	596.02	21.5	7HA20

X.4 ETUDE DES FONDATION

X.4.1 Etude de la semelle

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

Tableau X. 19 : Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur :	9.6	Longueur :	13.4
Largeur :	9.6	Largeur :	6.5
Epaisseur :	2.4	Epaisseur :	1.8

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

X.4.2 Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir ***annexe C***) :

Tableau X. 20 : 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	38382.89	107.54	2424.93	25125.57	3200.01	5074.66
ELS	28458.49	80.65	1818.7	18634.65	2382.02	3873.79
ELA	27431.03	2351.82	58076.89	18127.36	7687.38	11734.45

X.4.2.A 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

$$n_p = \frac{Nmax}{Qp}$$

Avec

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

$\mathbf{Q_p}$: capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau X. 21 : Nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile		Cas de la culée	
N_{max}(KN)	28458.49	N_{max}	18634.65
Q_P(KN)	5925	Q_P	4141
n_p	4.80	n_p	4.5
On prend	**9 pieux de 17 m de profondeur**	On prend	**8 pieux de 12 m de profondeur**

X.4.2.B Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times X}{\sum X^2} \pm \frac{My \times Y}{\sum Y^2}$$

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 X. 22 : 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)	Q_P(KN)	N_{Max} (KN)	Nmin(KN)	Q_P(KN)
ELU	6469.15	3944.09	8602	3845.51	2435.88	6159
ELS	4791.96	2921.55	5925	2867.80	1796.86	4141
ELA	5518.64	141.16	10036	3895.71	636.14	7185

- Cas de la pile :

$N_{max\text{-}els}$ = 4791.96KN < 5925 KN ;
$N_{max\text{-}ela}$ = 5518.64KN < 10036KN. ➔ pas de risque de poinçonnement.
N_{min} > 0. ➔ pas de risque de soulèvement.

- Cas de la culée:

$N_{max\text{-}els}$ = 3845.51 KN < 4141 Kn ;
$N_{max\text{-}ela}$ = 3895.71 KN < 7185 KN. ➔ pas de risque de poinçonnement.
Nmin > 0 ➔ pas de risque de soulèvement.

X.4.2.C Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h = **H – d'** ;

L : entraxe entre les pieux ;
b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau X. 23 :. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		Cas de la culée	
L (m)	3.6	L (m)	3.6
b (m)	3.8	b (m)	2.8
H (m)	2.4	H (m)	1.8
d' (m)	0.1	d' (m)	0.1
h (m)	2.3	h (m)	1.7
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	0.85	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	1.1
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$	69.71	$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$	57.09
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 :

$$As = \frac{Nmax}{\sigma a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Application Numérique :

Cas de la pile

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 4.8MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$ = 5.5 MN ;

$\overline{\sigma_a(els)} = \frac{2}{3} f_e$ = 333.33MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)} = f_e$ = 500 MPa ;
$As\text{-}_{ELS}$ = 53.12 cm^2 ;
$As\text{-}_{ELA}$ = 60.97 cm^2.

Cas de la culée

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 3.85 MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$ = 3.90 MN

$\overline{\sigma_a(els)}$ = 333.33MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)}$ = 500 MPa ;
$As\text{-}_{ELS}$ = 74.73 cm^2 ;
$As\text{-}_{ELA}$ = 50.47 cm^2.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux,ayant une largeur (L) telle que : L = H + Φpieu .

- **Pour la semelle sous la pile**(Voir Figure ***IX.4***)

Armatures transversales inférieure :

As = As-$_{ELA}$ /3.6=; Soit : 14HA25/3,6 ml, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieure :

As_2 = As/10=6.8 cm^2/ml ; Soit : 6HA14/3,6 ml, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As_1 = As/3=22.9 cm^2/ml ; Soit : 8HA20/3,6 ml, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

As_3 = As/10= 6.8 cm^2/ml ; Soit : 6HA14/3,6 ml, avec un espacement de 25 cm.

Armatures latérales :

As_4 = As/10=6.8 cm^2/ml ; Soit : 6HA14/3,6 ml, avec un espacement de 25 cm.

- **Pour la semelle sous la culée**(Voir Figure ***IX.5***)

Armatures transversales inférieure :

As = As-$_{ELs}$ /3.6=21.81 cm^2/ml ; Soit : 5HA25, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures transversales supérieure :

As_2 = As/4=5.45 cm^2/ml ; Soit : 5HA12, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As_1 = As/3=7.27 cm^2/ml ; Soit : 7HA12, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

As_3 = As/10= 2.18 cm^2/ml ; Soit : 6HA12, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures latérales :

As_4 = As/10=2.18 cm^2/ml ; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.

X.4.3 Etude des pieux

X.4.3.A Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U\, b_y = 0$$

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 : $\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{C_U b}}$

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 :**

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}}$.

Application Numérique :

C_u = 30 MN/m^3 ; E = 33 000 MPa ; b = 1,20 m ; I = 0,102 m^4 ;

λ = 0.228 ;

D'où : **λL = 2.375.(par interpolation).**

D'ou, en tire les valeurs ($\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$)à partir du tableau WERNER.

- $\chi_{\theta M}$ =1.47.

- $\chi_{\theta P}$ =1.14.

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$

Tableau X. 24 : 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	107	8.96	-55.38	3200,01	198.5	-906.82
ELS	80.65	11.95	-73.84	2382,02	266.67	-675.02
ELA	2351.82	261.31	-1614.95	7687,38	640.62	-2178.46

X.4.3.B 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 = 62.3 cm² Donc : on prend **14HA25**. Voir Figure ***IX.4.***

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

- **Cas de la culée**

A_s = 81.3 cm² Donc : on prend deux nappe de **12HA32**. Voir Figure ***IX.5.***

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.

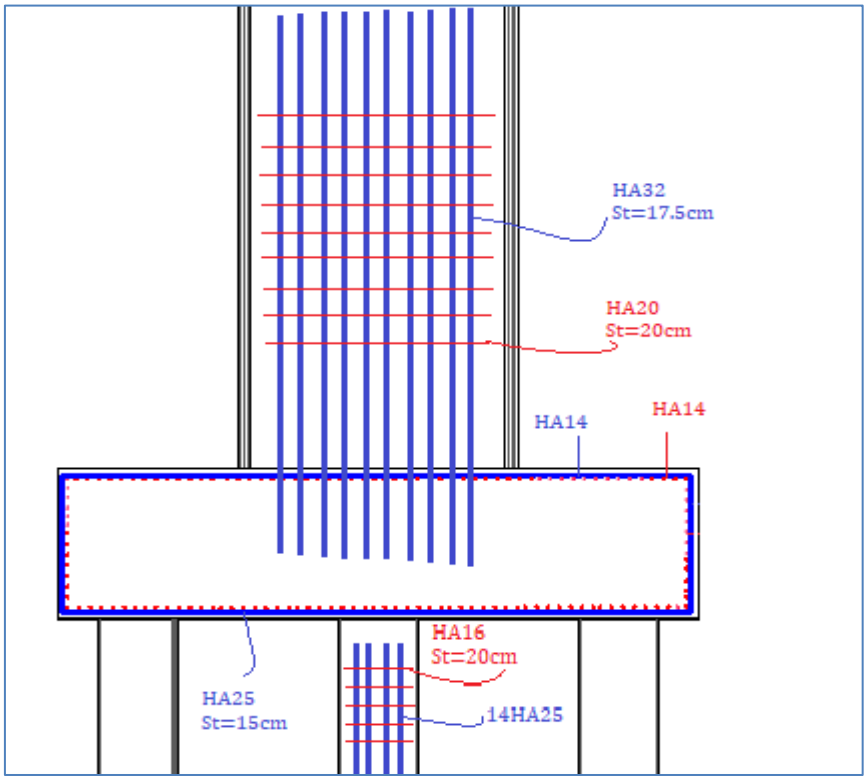


Figure X. 5 : Ferraillage les éléments de la pile.

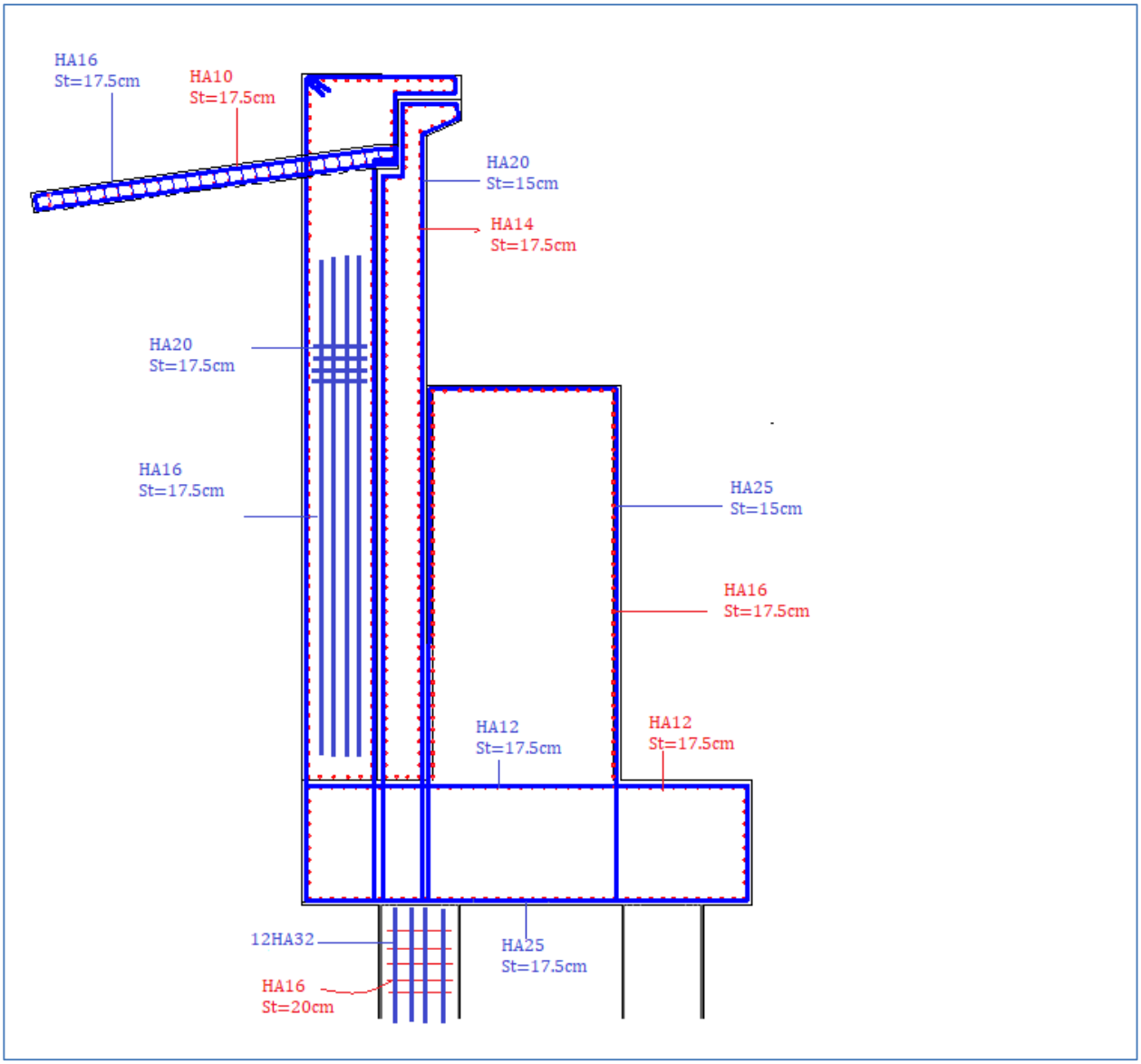


Figure X. 6 : Ferraillage les éléments de la culée.

X.5 . 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. Pour notre cas on a calculé le ferraillage de la pile on prenant le moment maximal à l'E.L.A , ce qui révèle que le séisme a un effet sur les ouvrages d'art. La stabilité de la culée a été vérifiée ..

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude qu'on a établis nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années à l'Ecole Nationale Superieure des Travaux Publics.

Ce travail nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

La conception d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

KIBBOUA Abderrahmane, (2018) « Cours des règles parasismiques applicables sur un pont ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BENAMLEDJ Mohamed et RAMOUL Hafed, (2017) «Conception et étude d'un autopont dans la wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ ». .

BABAKHOUYA Yacine et BETTAHAR Abdelkader, (2017) « Etude et conception d'un viaduc ». Thèse d'obtention d'un diplôme de master 02 en Gini civil. Structures.

Université de BOUIRA. BERGOUG El_batoul et KRINE Karima, (2016) « Conception et étude du viaduc PK30.1 se trouvant sur la cuvette Tabellout-JIJEL ».

Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Matériaux et structures. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie. AISSOU Lyes et HAMBLAI Mohamed, (2013) « Conception et dimensionnement d'un viaduc en béton précontraint d'une portée totale de 910m sur la RN77 à Tabellout wilaya de JIJEL »

. Projet fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie. JEAN-PAUL Lebet et MANFRED A.Hirt, (2009) « PONT EN ACIER-Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixte acier – béton ». Ecole polytechnique fédérale de Lausanne : Volume 12, (Suisse).

Document SETRA, (septembre 2009) « Ponts mixtes acier-béton ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France).

Document SETRA, (juin 2003) « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

Document SETRA, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par posttension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « Conception des ponts ».

Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France). THONIER. H, (1992) « Le béton précontraint aux états limites ».

Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France). CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J, (1992) « La précontrainte ».

Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France). CHAUSSIN. R, (1992) « Béton précontraint ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, (1987) « Projet et construction des ponts », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France)

ANNEXES A

Pile P2 – ELU, ELA

Vérification de la portance un groupe des pieux et de rupture comme bloc

OUVRAGE: Viaduc V47.0 P2

INPUT:

Dimensions Pieux:			
Diamètre	Φ	1.2	m
Nombre pieux	n	9	
direction transv	n_T	3	
direction long	n_L	3	
Inter-axe pieux en dir. transversale	i_T	3.6	m
Inter-axe pieux en dir.longitudinale	i_L	3.6	m
Dimensions Semelle de liaison:			
Largeur	B	9.6	m
Longueur	L	9.6	m
Epaisseur	h	2.4	m
Cote terrain naturel	z_0	0	m
Cote assise semelle	D	-2.4	m
Matériaux:			
Poids unitaire BA	γ_{ca}	25	kN/m^3

Capacité portante d'un pieu isolé:

Longueur pieux (au dessous de l'intrados de la semelle) L_p	Q_s	Q_b
[m]	[kN]	[kN]
17	2 979	9 064

Résistance de Projet:

$Q_{max,ELU} = (Q_s + Q_b)/1.4$ [kN]	$Q_{max,ELA} = (Q_s + Q_b)/1.2$ [kN]
8 602	10 036

Poid du pieu

$W_{pieu} = \gamma_{ca} * L_p$ [kN]	$W'_{pieu} = [\gamma_{ca} * z_w + (\gamma_{ca} - 10)*(L_p - z_w)] * A_p$ [kN]
679	407

Pile P2 – ELS

Vérification de la portance un groupe des pieux et de rupture comme bloc

OUVRAGE: Viaduc V47.0 P2

INPUT:

Dimensions Pieux:			
Diamètre	Φ	1.2	m
Nombre pieux	n	9	
direction transv	n_T	3	
direction long	n_L	3	
Inter-axe pieux en dir. transversale	i_T	3.6	m
Inter-axe pieux en dir.longitudinale	i_L	3.6	m
Dimensions Semelle de liaison:			
Largeur	B	9.6	m
Longueur	L	9.6	m
Epaisseur	h	2.4	m
Cote terrain naturel	z_0	0	m
Cote assise semelle	D	-2.4	m
Matèriaux:			
Poids unitaire BA	γ_{ca}	25	kN/m^3

Capacité portante d'un pieu isolé:

Longueur pieux (au dessous de l'intrados de la semelle) L_p	Q_s	Q_b
[m]	[kN]	[kN]
17	2 979	9 064

Résistance de Projet:

$Q_{max,ELS} = (Q_s/1.5 + Q_b/2)/1.1$ [kN]
5 925

Poid du pieu

$W_{pieu} = \gamma_{ca} * L_p$ [kN]	$W'_{pieu} = [\gamma_{ca}*z_w + (\gamma_{ca} - 10)*(L_p-z_w)]*A_p$ [kN]
679	407

Culée C1 – ELU, ELA

Vérification de la portance un groupe des pieux et de rupture comme bloc

OUVRAGE: Viaduc V47.0 Culée C1

INPUT:

Dimensions Pieux:			
Diamètre	Φ	1.2	m
Nombre pieux	n	8	
direction transv	n_T	2	
direction long	n_L	4	
Inter-axe pieux en dir. transversale	i_T	3.6	m
Inter-axe pieux en dir.longitudinale	i_L	3.6	m
Dimensions Semelle de liaison:			
Largeur	B	6.5	m
Longueur	L	13.4	m
Epaisseur	h	1.8	m
Cote terrain naturel	z_0	0	m
Cote assise semelle	D	-2	m
Matériaux:			
Poids unitaire BA	γ_{ca}	25	kN/m^3

Capacité portante d'un pieu isolé:

Longueur pieux (au dessous de l'intrados de la semelle) L_p	Q_s	Q_b
[m]	[kN]	[kN]
12	1 467	7 155

Résistance de Projet:

$Q_{max,ELU}$ = $(Q_s + Q_b)/1.4$ [kN]	$Q_{max,ELA}$ = $(Q_s + Q_b)/1.2$ [kN]
6 159	7 185

Poid du pieu

$W_{pieu} = \gamma_{ca} * L_p$ [kN]	$W'_{pieu} = [\gamma_{ca}*z_w + (\gamma_{ca} - 10)*(L_p-z_w)]*A_p$ [kN]
339	204

Culée C1 – ELS

Vérification de la portance un groupe des pieux et de rupture comme bloc

OUVRAGE: Viaduc V47.0 Culée C1

INPUT:

Dimensions Pieux:			
Diamètre	Φ	1.2	m
Nombre pieux	n	8	
direction transv	n_T	2	
direction long	n_L	4	
Inter-axe pieux en dir. transversale	i_T	3.6	m
Inter-axe pieux en dir.longitudinale	i_L	3.6	m
Dimensions Semelle de liaison:			
Largeur	B	6.5	m
Longueur	L	13.4	m
Epaisseur	h	1.8	m
Cote terrain naturel	z_0	0	m
Cote assise semelle	D	-2	m
Matériaux:			
Poids unitaire BA	γ_{ca}	25	kN/m^3

Capacité portante d'un pieu isolé:

Longueur pieux (au dessous de l'intrados de la semelle) L_p	Q_s	Q_b
[m]	[kN]	[kN]
12	1 467	7 155

Résistance de Projet:

$Q_{max,ELS}$ = $(Q_s/1.5 + Q_b/2)/1.1$ [kN]
4 141

Poid du pieu

$W_{pieu} = \gamma_{ca} * L_p$ [kN]	$W'_{pieu} = [\gamma_{ca}*z_w + (\gamma_{ca} - 10)*(L_p-z_w)]*A_p$ [kN]
452	271

Tableau II. 6 : les resultats des essais

S-OA020-1
   ➢ **Argile marneuse friable de couleur brunâtre [0 - 1m]**   ➢ **Marne argileuse grise a marron altérée relativement compacte [1m - 3.55m]**   ➢ **Argile marneuse compacte de couleur marron légèrement altéré [3.55m – 6.50m]**   ➢ **Marne de douleur grisâtre, schistosée et compacte [6.50m – 17m]**   ➢ **Marne argileuse de couleur gris a des taches marron avec des passages de calcaire (de 3 à 10 cm) [17m – 20m]**
S-OA020-2
   ➢ **Argile marneuse jaunâtre a des taches grises avec un passage de grès (0.45m a 0.65m) [0 - 1m]**   ➢ **Marne argileuse schistosée de couleur marron tender et altéré [1m - 6m]**   ➢ **Marne grise bleuâtre friable et tendre qui présente des passages de calcaire (de 0.4 cm est 10 cm) [6m - 25m]**
S-OA020-3



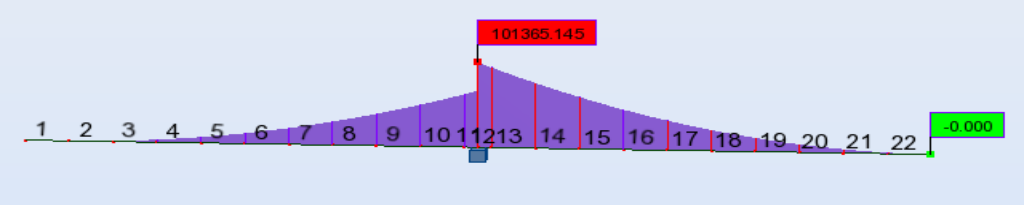
- **Grés de couleur grisâtre dur et fracturé [0 - 11m]**
- **Marne de couleur marron [11m - 12m]**
- **Grés de couleur gris dur et fracturé [12m – 16m]**
- **Marne de couleur marron clair friable et tendre [16m – 20m]**

F-PI-47-1

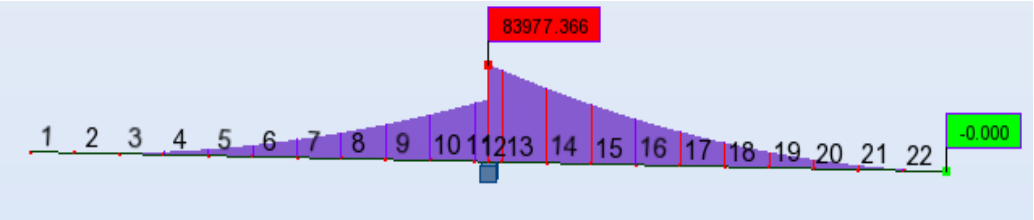


- **Argile lamineuse jaunâtre, peu plastique a graves de grés très altéré [0 - 1m]**
- **Sable rougeâtre [1m - 6m]**
- **Grés de couleur jaunâtre dur [6m – 9.50m]**
- **Attenance d'argile [9.50m – 15.50m]**

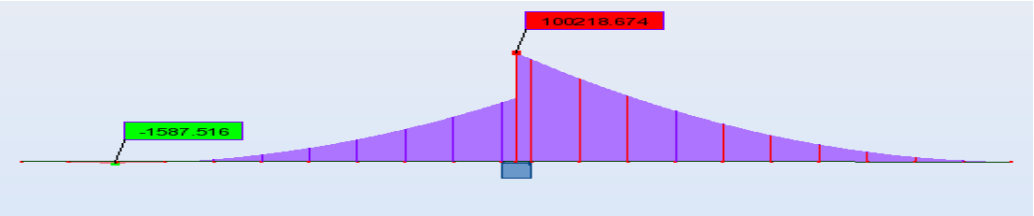
ANNEXES B



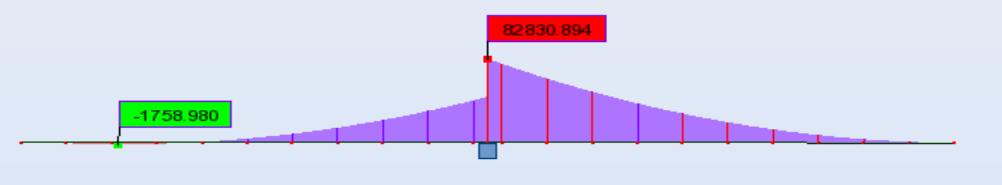
Annexe B.1. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



Annexe B.2. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.



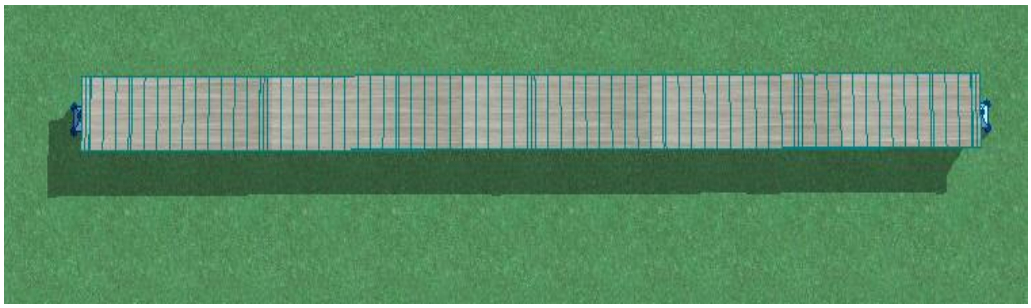
Annexe B.3. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.



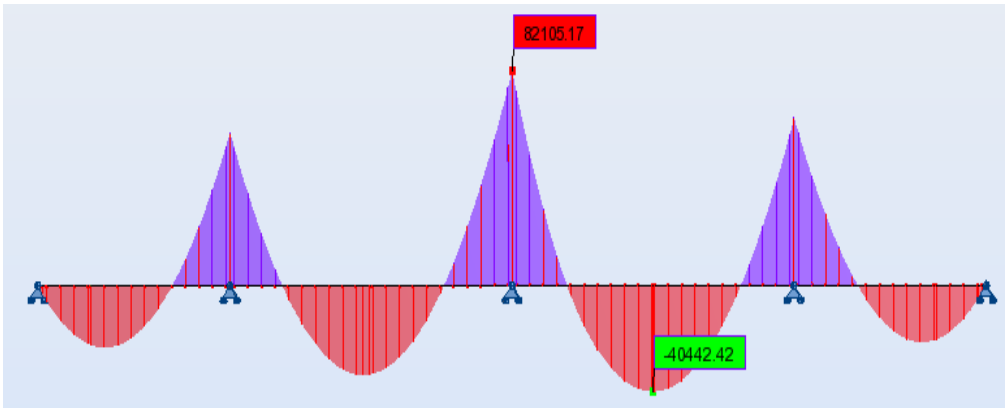
Annexe B.4. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



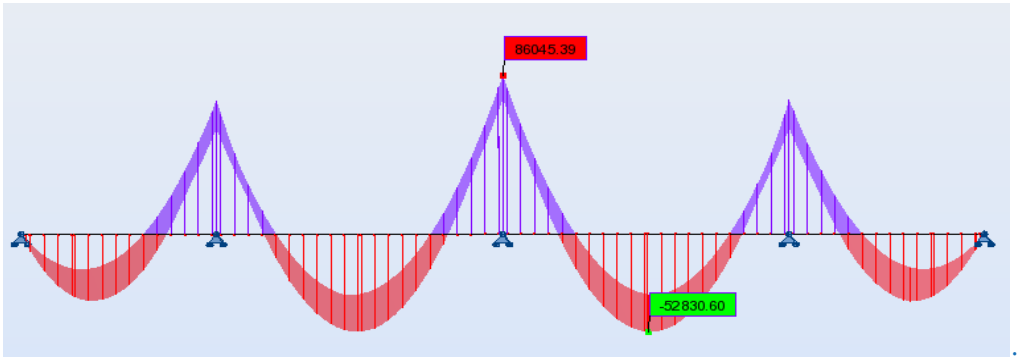
Annexe B.5. Vu en élévation.



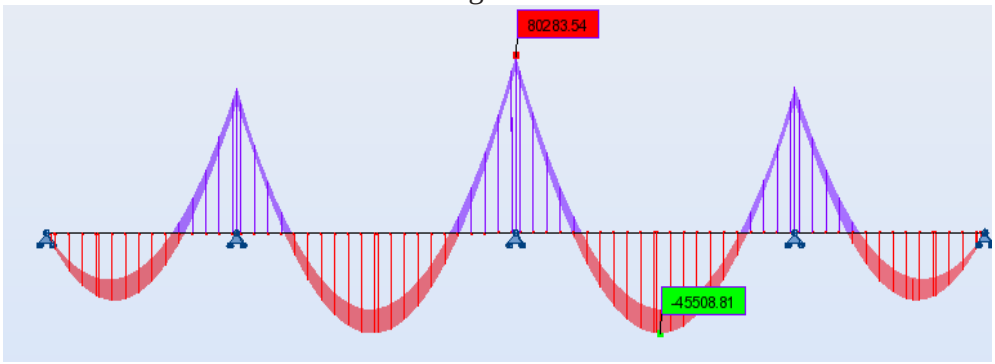
Annexe B.6. Vu en plan.



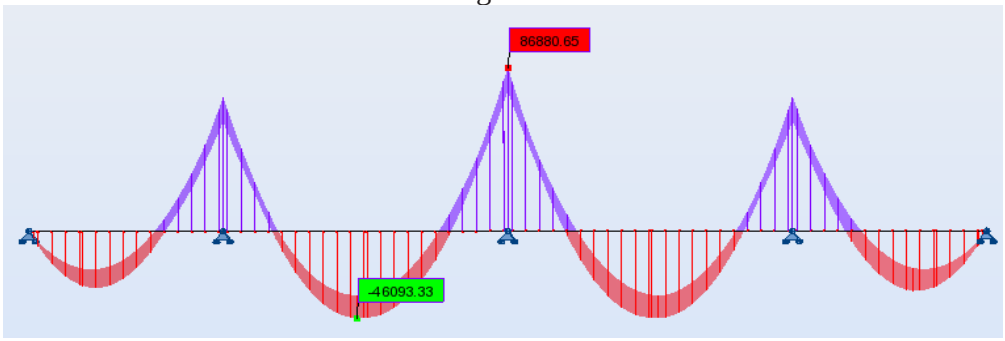
Annexe B.7. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



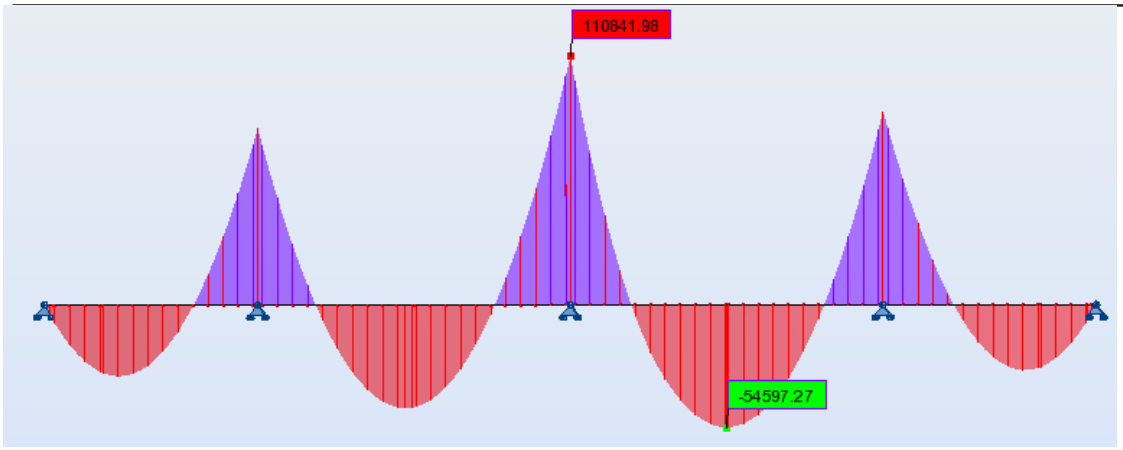
Annexe B.8. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.



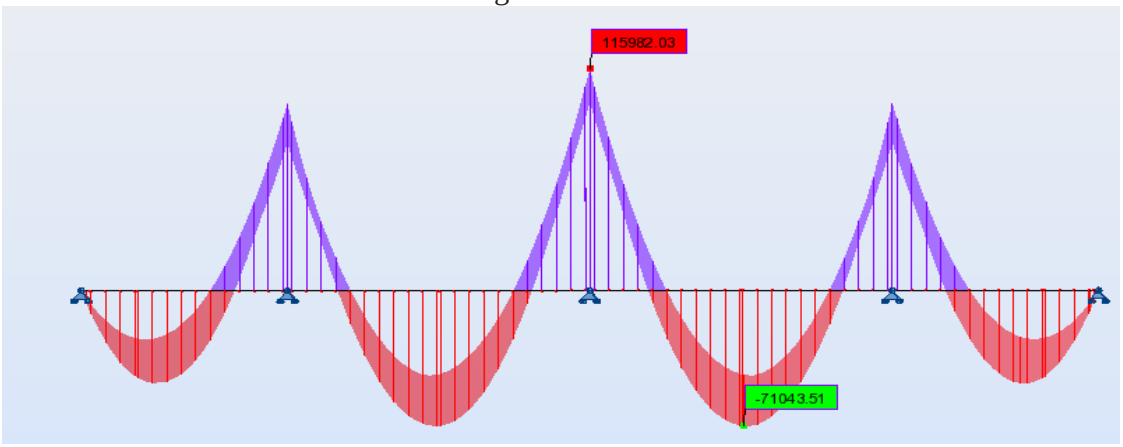
Annexe B 9. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.



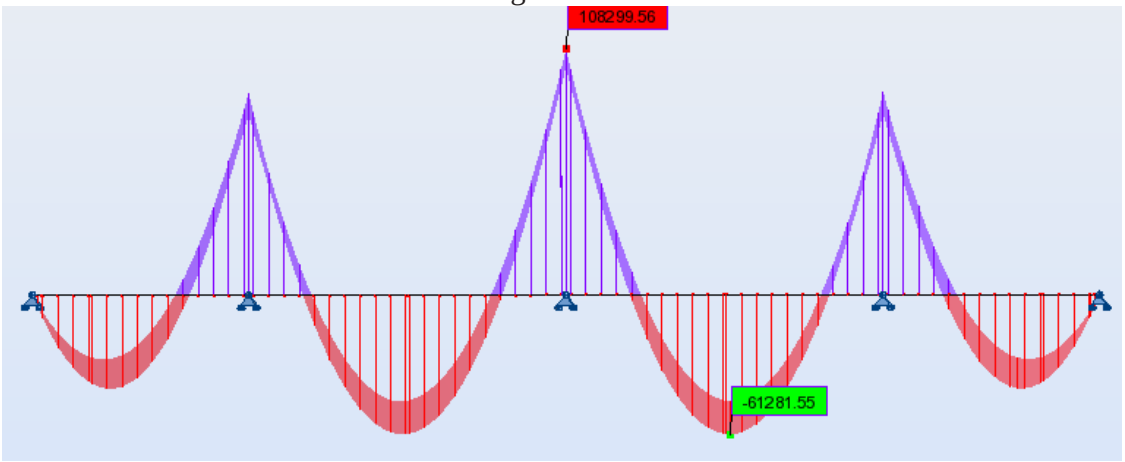
Annexe B.10. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120.



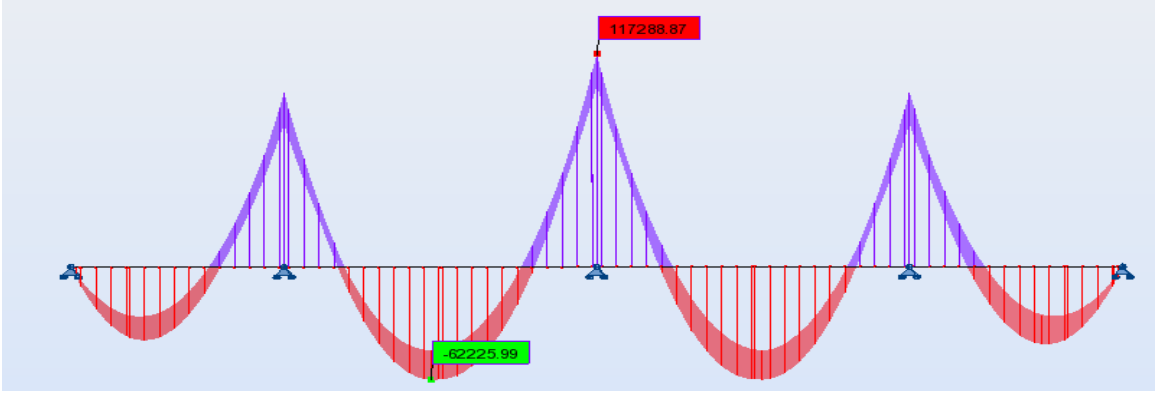
Annexe B.11. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



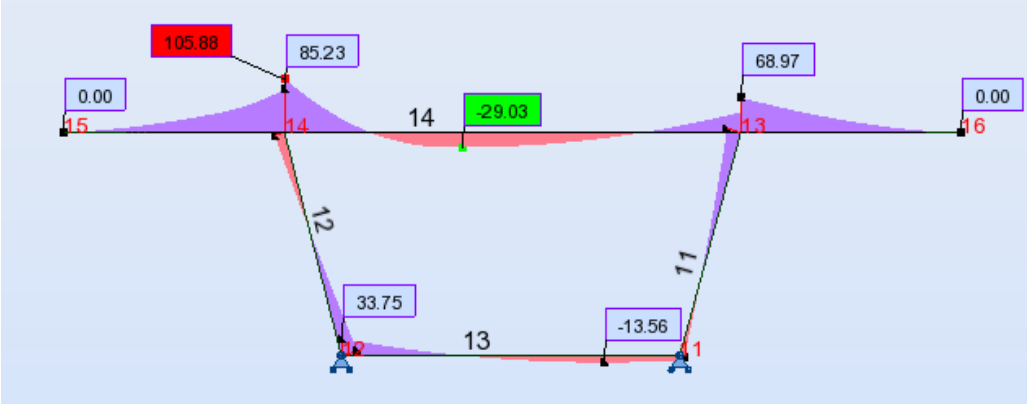
Annexe B.12. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Bc.



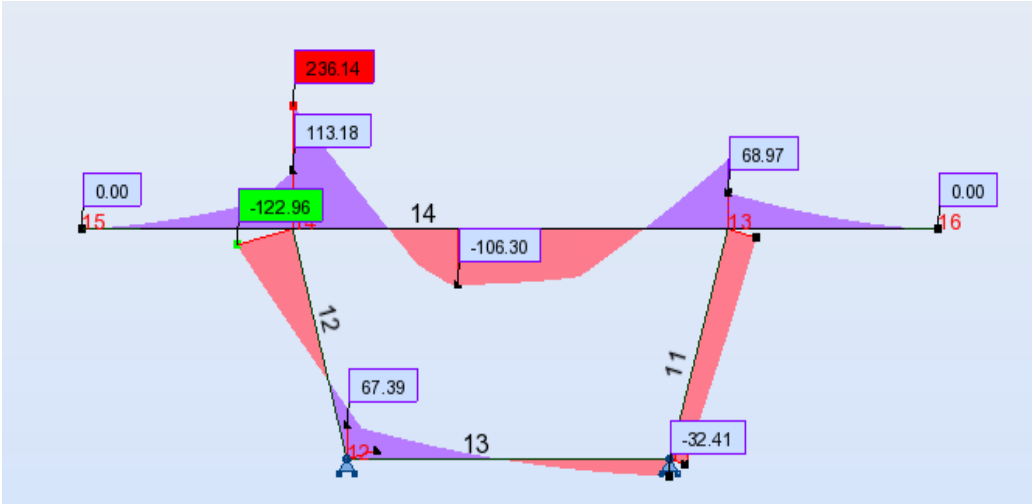
Annexe B.13. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Bt+1.6St.



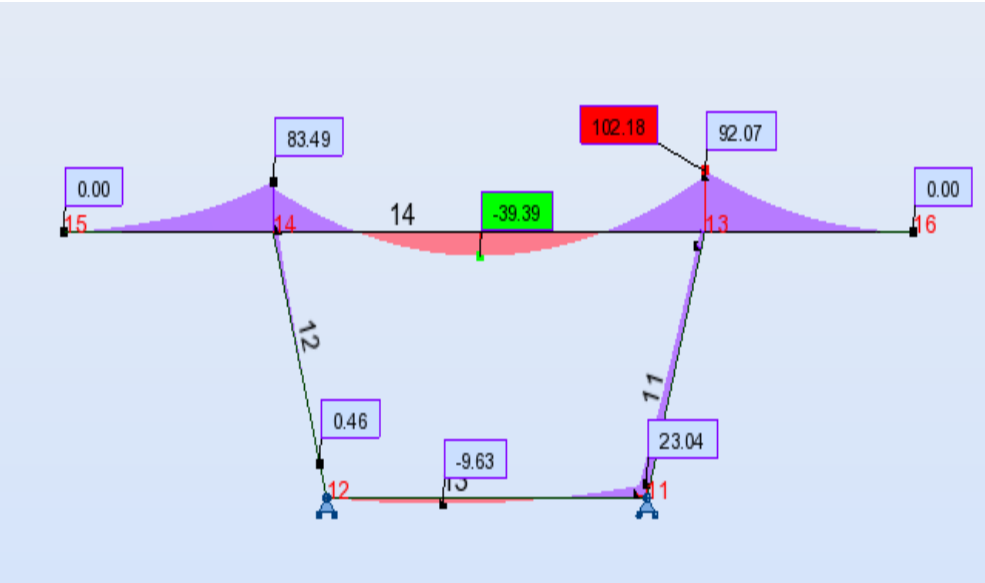
Annexe B.14. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



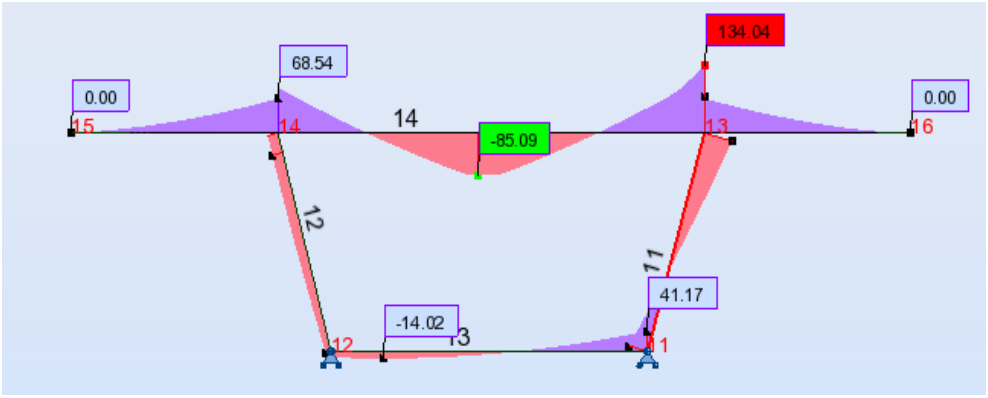
Annexe B.15. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240.



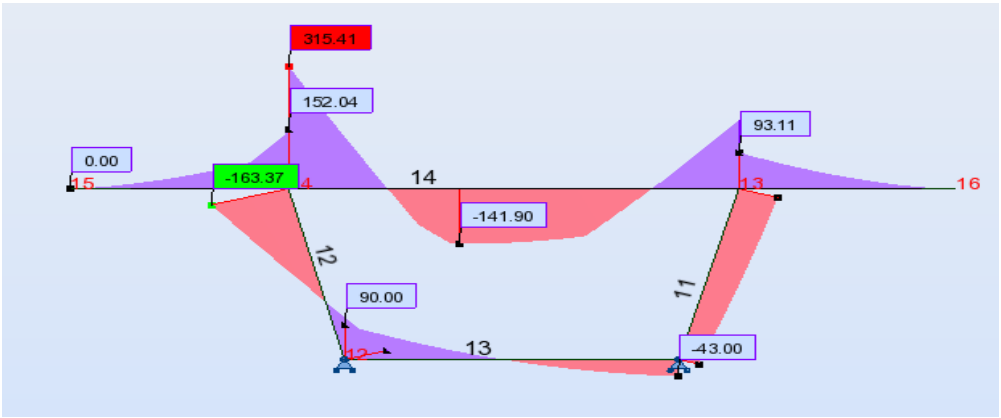
Annexe B.16. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2BC.



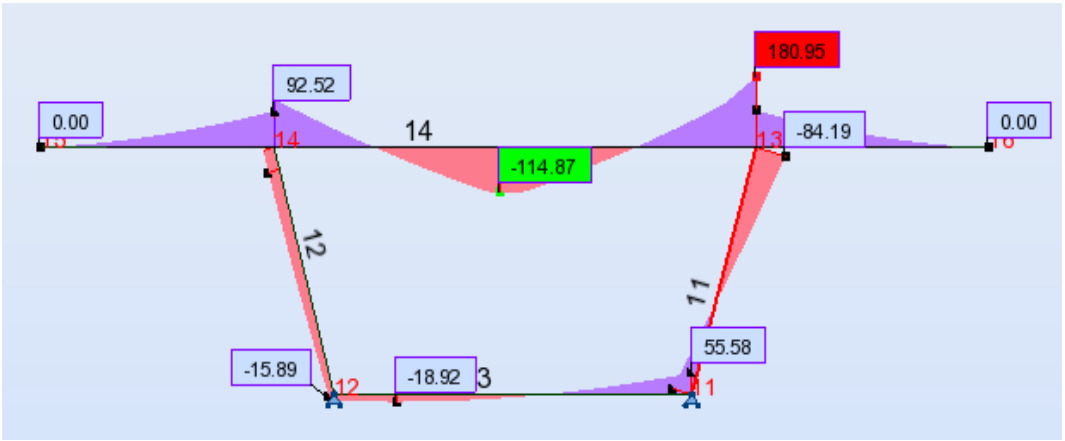
Annexe B.17. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Al+St.



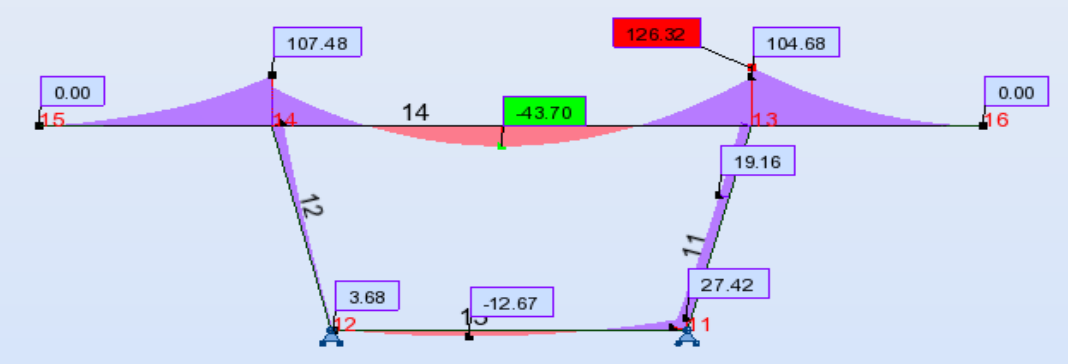
Annexe B.18. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+MC120.



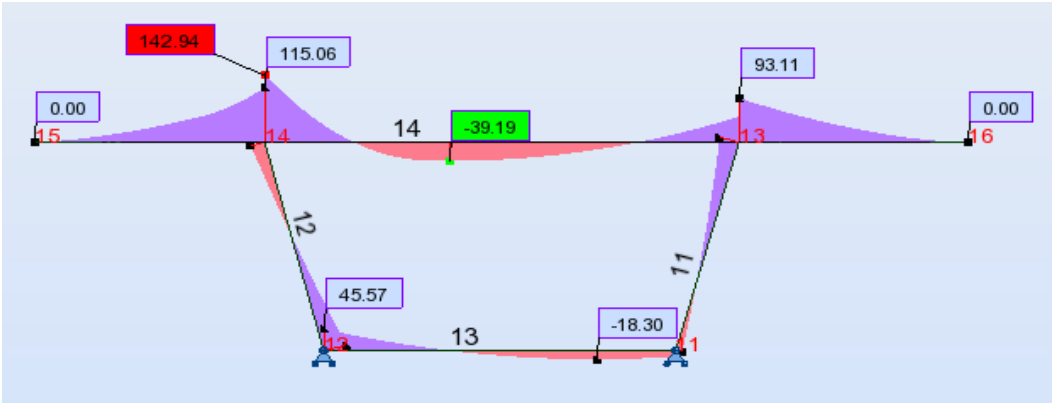
Annexe B.19. Moment fléchissant transversal sous la combinaison1.35G+1.6Bc.



Annexe B.20. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



Annexe B.21. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al.



Annexe B.22. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

ANNEXES C

Annexes C

Annexes C.1. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc

S.c	Cas	L (m)	G (kN)	S1 (kN)	δ1	S2 (KN)	δ2	S3(KN)	δ3
B_c	**1 cas**	40.9	8019	720	1.05675	1320	1.0673	1710	1.0739
	2 cas	60	11936	720	1.03968	1320	1.0469	1710	1.0515
	3 cas	81.8	16038	720	1.0297	1320	1.0351	1710	1.0386
	4 cas	100.9	19955	720	1.02425	1320	1.0286	1710	1.0315
	5 cas	120	23468	720	1.02057	1320	1.0243	1710	1.0267
	6 cas	141.8	27773	720	1.01749	1320	1.0207	1710	1.0227
	7 cas	160.9	31488	720	1.01547	1320	1.0183	1710	1.0201
	8 cas	201.8	39507	720	1.01239	1320	1.0146	1710	1.0161

Annexes C.2. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt

B_t	**1 cas**	**40.9**	**8019**	**384**	**1.05067**	**768**	**1.0576**
	2 cas	60	11936	384	1.03556	768	1.0403
	3 cas	81.8	16038	384	1.02661	768	1.0301
	4 cas	100.9	19955	384	1.02176	768	1.0246
	5 cas	120	23468	384	1.01844	768	1.0209
	6 cas	141.8	27773	384	1.01569	768	1.0177
	7 cas	160.9	31488	384	1.01388	768	1.0157
	8 cas	201.8	39507	384	1.01113	768	1.0126

Annexes C.3. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge MC120.

Mc120	**1 cas**	**40.9**	**8019.0**	**1100**	**1.06**
	2 cas	60	11936.0	1100	1.04428
	3 cas	81.8	16038.0	1100	1.03316
	4 cas	100.9	19955.0	1100	1.02704
	5 cas	120	23468.0	1100	1.02295
	6 cas	141.8	27773.0	1100	1.01951
	7 cas	160.9	31488.0	1100	1.01725
	8 cas	201.8	39507.0	1100	1.01382

Annexes C.4. Effort de freinage A(l).

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)
Cas 1	143.15	9.11	63.58	124.12	163.66
Cas 2	210.00	7.30	73.93	142.80	186.40
Cas 3	286.30	6.14	83.67	159.72	206.24
Cas 4	353.15	5.49	91.28	172.51	220.75
Cas 5	420.00	5.03	98.34	184.08	233.55
Cas 6	496.30	4.64	105.96	196.23	246.66
Cas 7	563.15	4.38	112.32	206.15	257.13
Cas 8	706.30	3.98	125.21	225.61	277.11

Annexes C.5. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup 1(MPa)	σInf1 (MPa)
début VC culee	0	0.00	0	1	0.00	0.00	8.90	13.85	1.30	1.90	0.97	1.76	0.00	0.00
début VC 01	1.96	-4.90	0	2	0.00	2.36	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	0.33	0.24
début VC 02	4.84	-10.90	0	2	0.00	5.20	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	0.74	0.52
début VC 03	7.72	-15.20	0	4		7.30	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.03	0.74
début VSC C01-P01	10.6	-17.90	0	4	0.00	8.40	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.22	0.78
début V 01	11.2	18.33	0	4	0.60	8.87	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	-2.36	7.91
début V 02	14.08	-19.12	2	4	2.02	9.36	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.73	0.91
début V 03	16.96	-18.30	4	4	4.26	9.11	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.17	0.81
début V 04	19.84	-15.87	6	4	7.32	8.13	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.69	0.60
début V 05	22.72	-11.84	8	4	11.20	6.42	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.27	0.29
début V 06	25.6	-6.21	10	2	15.90	3.98	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.94	-0.13
début V 07	28.48	1.02	12	2	21.43	0.80	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.68	-0.66
début V 08	31.36	9.96	14	0	27.78	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	5.26	0.28
début V 09	34.24	20.31	16	0	36.31	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	6.13	1.76
début V 10	37.12	32.35	18	0	41.59	0.00	8.43	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	5.75	3.40
début VSP P 01	40	46.06	20	0	44.20	0.00	9.41	13.85	1.31	1.96	1.17	1.95	5.23	3.90
AXE VSP P 01	40.9	50.70	20	0	44.20	0.00	9.41	13.85	1.31	1.89	1.17	1.95	4.79	4.56
début V 11	41.8	45.70	18	0	41.59	0.00	8.43	10.92	1.11	1.96	0.97	1.95	4.39	5.90
début V 12	44.68	30.83	16	0	36.31	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	5.06	3.77
début V 13	47.56	17.63	14	0	27.78	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.48	1.75
début V 14	50.44	6.03	12	0	21.43	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.22	-0.10
début V 15	53.32	-3.97	10	2	15.90	4.49	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.67	0.55
début V 16	56.2	-12.36	8	4	11.20	9.83	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.08	1.90
début V 17	59.08	-19.15	6	6	7.32	14.19	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.59	3.00
début V 18	61.96	-24.33	4	8	4.26	17.54	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.19	3.87
début V 19	64.84	-27.92	2	8	2.02	19.90	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.88	4.49
début V 20	67.72	-29.89	0	8	0.60	21.27	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.66	4.88
début VSC P01-P02	70.6	-30.32	0	8	0.00	21.65	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.54	5.03
début V 21	71.2	-30.14	0	8	0.60	20.76	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.72	4.58
début V 22	74.08	-28.58	2	8	2.02	18.93	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.01	3.88
début V 23	76.96	-25.41	4	8	4.26	16.11	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.40	2.95
début V 24	79.84	-20.64	6	6	7.32	12.30	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.87	1.77
début V 25	82.72	-14.26	8	4	11.20	7.49	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.44	0.36
début V 26	85.6	-6.28	10	2	15.90	1.68	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.11	-1.29
début V 27	88.48	3.30	12	0	21.43	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.50	-0.62
début V 28	91.36	14.49	14	0	27.78	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.80	1.15
début V 29	94.24	27.28	16	0	36.31	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	5.42	3.09
début V 30	97.12	41.67	18	0	41.59	0.00	8.43	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.80	5.19
debut de vsp p2	100	57.73	20	0	44.20	0.00	9.41	13.85	1.31	1.96	1.17	1.95	4.13	5.55
AXE VSP P 02	100.90	63.10	20	0	44.20	0.00	9.41	13.85	1.31	1.89	1.17	1.95	3.62	6.25

début V 31	101.80	57.73	18	0	41.59	0.00	8.43	10.92	1.11	1.96	0.97	1.95	3.17	8.05
début V 32	104.68	41.67	16	0	36.31	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.96	5.85
début V 33	107.56	27.28	14	0	27.78	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.49	3.59
début V 34	110.44	14.48	12	0	21.43	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.36	1.52
début V 35	113.32	3.30	10	2	15.90	4.49	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.93	1.95
début V 36	116.20	-6.28	8	4	11.20	9.83	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.47	3.06
début V 37	119.08	-14.26	6	6	7.32	14.19	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.09	3.94
début V 38	121.96	-20.64	4	8	4.26	17.54	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.81	4.58
début V 39	124.84	-25.41	2	8	2.02	19.90	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.62	4.98
début V 40	127.72	-28.58	0	8	0.60	21.27	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.53	5.14
début VSc 02	130.60	-30.14	0	8	0.00	21.65	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.52	5.06
début V 41	131.20	-30.32	0	8	0.60	20.76	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.74	4.55
début V 42	134.08	-29.89	2	8	2.02	18.93	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.15	3.63
début V 43	136.96	-27.92	4	8	4.26	16.11	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.65	2.47
début V 44	139.84	-24.33	6	6	7.32	12.30	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.25	1.07
début V 45	142.72	-19.15	8	4	11.20	7.49	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.94	-0.58
début V 46	145.60	-12.36	10	2	15.90	1.68	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.73	-2.46
début V 47	148.48	-3.97	12	0	21.43	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	5.24	-2.02
début V 48	151.36	6.03	14	0	27.78	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	5.66	-0.47
début V 49	154.24	17.63	16	0	36.31	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	6.40	1.25
début V 50	157.12	30.83	18	0	41.59	0.00	8.43	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	5.90	3.11
début VSP P3	160.00	45.70	20	0	44.20	0.00	9.41	13.85	1.31	1.96	1.17	1.95	5.27	3.85
AXE VSP P03	160.90	50.70	20	0	44.20	0.00	9.41	13.85	1.31	1.89	1.17	1.95	4.79	4.56
début V 41	161.80	46.06	18	0	41.59	0.00	8.43	10.92	1.11	1.96	0.97	1.95	4.35	5.96
début V 42	164.68	32.35	16	0	36.31	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.91	4.06

début V 43	167.56	20.31	14	2	27.78	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	4.20	2.26
début V 44	170.44	9.86	12	4	21.43	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.83	0.63
début V 45	173.32	1.02	10	2	15.90	0.80	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	3.43	-0.33
début V 46	176.20	-6.21	8	2	11.20	3.98	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.88	0.15
début V 47	179.08	-11.84	6	4	7.32	6.42	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.40	0.52
début V 48	181.96	-15.87	4	4	4.26	8.13	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	2.00	0.78
début V 49	184.84	-18.30	2	4	2.02	9.11	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.67	0.94
début V 50	187.72	-19.12	0	4	0.60	9.36	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.41	0.99
début VSC C03	190.60	-18.33	0	4	0.00	8.87	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.23	0.93
début VC 04	191.20	-17.97	0	4	0.00	7.30	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.31	0.21
début VC 05	194.08	-15.25	0	4	0.00	5.20	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	1.18	-0.32
début VC 06	196.96	-10.92	0	2	0.00	2.36	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	0.94	-0.91
début VC culee	198.92	-4.65	0	2	0.00	0.00	7.87	10.92	1.11	2.09	0.97	1.95	0.47	-0.89
Fin VC culee	201.80	0.00	0	1	0.00	0.00	8.90	13.85	1.30	1.90	0.97	1.76	0.00	0.00

Annexes C.6. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Annexes C.7. Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appuis

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1095.09	806.75	0	1,337.11	1,135.28	570.55
P1	1614.18	1,783.80	0	2,149.32	2,268.06	1,019.39
P2	1561.62	1,869.90	0	2,122.59	2,338.38	1,029.45
P3	1604.50	1,805.58	0	2,146.18	2,286.93	1,023.02
C2	1095.09	806.75	0	1,337.11	1,135.28	570.55

Annexes C.8. Combinaison d'actions (ELS) normales sous la semelle(cas de la pile) .

						1ère file	2ème file	3ème file
	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**	**R_1**	**R_2**	**R_3**
G	26293.95	0.00	0.00	0.00	0.00	2921.55	2921.55	2921.55
G+1.2Al+ST+0.6H_T + H_{flv}	30131.26	77.01	1736.48	0.00	1736.48	3267.52	3347.92	3267.52
G+1.2Bc+ST+0.6H_T + H_{flv}	28458.49	80.65	1818.70	0.00	1818.70	3077.86	3162.05	3077.86
G+1.2Bt+ST+0.6H_T + H_{flv}	27268.37	0.00	0.00	0.00	0.00	3029.82	3029.82	3029.82
G+Mc120+0.6H_T + H_{flv}	28185.29	0.00	0.00	0.00	0.00	3131.70	3131.70	3131.70
G+D240+0.6H_T + H_{flv}	43127.66	0.00	0.00	0.00	0.00	4791.96	4791.96	4791.96

Annexes C.9. Combinaison d'actions (ELU) normales sous la semelle(cas de la pile)

						1ère file	2ème file	3ème file
	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**	**R_1**	**R_2**	**R_3**
1,35G	35496.83	0.00	0.00	0.00	0.00	3944.09	3944.09	3944.09
1.35G+1.6Al+1.6ST+0.9 H_T + H_{flv}	40613.24	102.67	2315.30	0.00	2315.30	4405.39	4512.58	4405.39
1.35G+1.26B+1.6ST+0.9 H_T + H_{flv}	38382.89	107.54	2424.93	0.00	2424.93	4152.50	4264.77	4152.50
1.35G+1.26Bt+1.6ST+0.9 H_T + H_{flv}	36796.06	0.00	0.00	0.00	0.00	4088.45	4088.45	4088.45

1.36G+1.35Mc120+0.9 $H_T + H_{flv}$	38050.13	0.00	0.00	0.00	0.00	4227.79	4227.79	4227.79
1.35G+1.35D240+0.9 $H_T + H_{flv}$	58222.33	0.00	0.00	0.00	0.00	6469.15	6469.15	6469.15

Annexes C.10. Combinaison d'actions sismiques dues au tablier (LONGITUDINAL)

	N	H	MH	MV	ΔM
G	20764.30	2149.32	43308.83	0.00	43308.83
G+0.2Al+ST+0.4 $H_T + H_{flv}$	21403.85	2162.16	43567.44	0.00	43567.44
G+0.2Bc+ST+0.4 $H_T + H_{flv}$	21125.05	2162.76	43579.68	0.00	43579.68
G+0.2Bt+ST+0.4 $H_T + H_{flv}$	20926.70	2149.32	43308.83	0.00	43308.83
G+Mc120+0.4 H_T + H_{flv}	21142.56	2149.32	43308.83	0.00	43308.83
G+D240+0.4 H_T + H_{flv}	24131.04	2149.32	43308.83	0.00	43308.83

Annexes C.11. Combinaison d'actions sismiques dues au tablier (TRANSVERSALE)

	N	H	MH	MV	ΔM
G	20764.30	2268.06	45701.34	0.00	45701.34
G+0.2Al+ST+0.4 $H_T + H_{flv}$	21403.85	2280.89	45959.95	0.00	45959.95
G+0.2Bc+ST+0.4 $H_T + H_{flv}$	21125.05	2281.50	45972.20	0.00	45972.20
G+0.2Bt+ST+0.4 $H_T + H_{flv}$	20926.70	2268.06	45701.34	0.00	45701.34
G+Mc120+0.4 H_T + H_{flv}	21142.56	2268.06	45701.34	0.00	45701.34
G+D240+0.4 H_T + H_{flv}	24131.04	2268.06	45701.34	0.00	45701.34

Annexes C.12. Effort sismique combiné selon le RPOA sur la semelle(cas de la pile).

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3	P per	Rmax	Rmin
V_L (MN)	4.22550	0.00000	0.00000	4.22550	1.26765	1.26765	0	13.44	12.83

V_T(MN)	0.00000	3.84440	0.00000	1.15332	3.84440	1.15332	0	0	0
M_L	49.14862	0.00000	0.00000	49.14862	14.74459	14.74459	0	235.2	225.24
M_T	0.00000	49.00150	0.00000	14.70045	49.00150	14.70045	0		
N (MN)	0.00000	0.00000	2.88032	0.86410	0.86410	2.88032	6268.82	17838.5	14849.9

Annexes C.13. Combinaisons d'actions sismiques sous la semelle.

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	4.45933	1.34721	1.34721	4.43305	1.32093	1.32093
V_T(MN)	1.22562	4.08539	1.22562	1.22562	4.08539	1.22562
M_L	17.61079	58.07689	17.61079	17.07445	57.54056	17.07445
M_T	17.34262	57.80873	17.34262	17.34262	57.80873	17.34262
N (MN)	25.46912	25.46912	27.68137	23.57290	23.57290	21.36064

Annexes C.14.Effort due au poids propres sous culée.

Sollicitation	Clacul de P (KN)	Efforts horizontaux	Efforts verticaux	Bras de	Bras de	MR	MS
Désignation		Fh= kH*P	Fv=(1±kv)*P	levier <H> (m)	levier < V > (m)	(KN.m)	(KN.m)
Reaction Due au Tab	3296,1	0	3296,1	3	5,8	0	9888,3
		824,025	3543,3075			4779,345	10629,9225
		824,025	3296,1			4779,345	9888,3
		824,025	3048,8925			4779,345	9146,6775
Mur en tete	802,38	0	802,38	5,05	3,55	0	4052,02
		200,595	862,5585			712,11225	4355,92
		200,595	802,38			712,11225	4052,02
		200,595	742,2015			712,11225	3748,12
Semelle	3919,50	0,00	3919,50	3,25	0,90	0,00	12738,4
		979,88	4213,46			881,89	13693,8
		979,88	3919,50			881,89	12738,4
		979,88	3625,54			881,89	11783,0
Mur frontal	1396,50	0,00	1396,50	3,30	3,55	0,00	4608,45
		349,13	1501,24			1239,39	4954,08
		349,13	1396,50			1239,39	4608,45
		349,13	1291,76			1239,39	4262,82
MGG	962,85	0,00	962,85	5,05	7,40	0,00	4862,39
		240,71	1035,06			1781,27	5227,07
		240,71	962,85			1781,27	4862,39

		240,71	890,64			1781,27	4497,71
Mur en retour	465,86	0,00	465,86	5,60	5,65	0,00	2608,82
		116,47	500,80			658,03	2804,48
		116,47	465,86			658,03	2608,82
		116,47	430,92			658,03	2413,15
Dalle de transition	446,25	0,00	446,25	4,65	8,65	0,00	2075,06
		111,56	479,72			965,02	2230,69
		111,56	446,25			965,02	2075,06
		111,56	412,78			965,02	3570,56
Poids des terres	1931,16	0,00	1931,16	5,95	5,65	0,00	0,00
		482,79	2076,00			2727,76	0,00
		482,79	1931,16			2727,76	0,00
		482,79	1786,32			2727,76	0,00
Poids des terres DDT	86,82	0,00	86,82	7,90	9,15	0,00	685,88
		21,71	93,33			198,60	737,32
		21,71	86,82			198,60	685,88
		21,71	80,31			198,60	634,44
Remblai 1t/m2	158,4	0,00	158,40	5,95	5,15	0,00	942,48
		39,60	170,28			203,94	1013,17
		39,60	158,40			203,94	942,48
		39,60	146,52			203,94	871,79
TOTAL	10169,72	0,00	13465,82			0,00	42461,77
		3366,46	14475,76			14147,36	45646,41
		3366,46	13465,82			14147,36	42461,77
		3366,46	12455,88			14147,36	40928,27

Annexes C.15.Effort due au pousée sous culée.

Poussée sur semlle	200,07	54,22	/	/	0,60	32,53	/
		93,43				56,06	
		88,83				53,30	
		85,61				51,37	
Poussée mur garde grève + mur en tete	6759,06	1831,71	/	/	4,37	7998,45	/
		3156,48				13783,30	
		3001,02				13104,47	
		2892,20				12629,28	
Pousée des surcharges sur MGG +MT	1108,80	300,48	/	/	5,65	1697,74	/
		517,81				2925,62	
		492,31				2781,54	
		474,46				2680,67	
Pousée Q sur	289,44	78,44	/	/	0,90	70,59	/

semelle		135,17				121,65	
		128,51				115,66	
		123,85				111,47	

Annexes C.16.Total des efforts sous culée.

Désignation	Efforts horizontaux T	Efforts verticaux Fv= (1±kv)*P (t)	Moment renversant (KN.m)	Moment stabilisant (KN.m)
La somme	2 264,85	13 465,82	9 799,31	42 461,77
	7 269,35	14 475,76	31 033,99	45 646,41
	7 077,13	13 465,82	30 202,32	42 461,77
	7 011,57	12 455,88	29 620,15	40 928,27

Annexes C.17.Effort dus au charge de poids propres et pousées sur le mur frontale.

Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	1396,5	/	0,00	1,75	0	/
mur en tete	802,38	/	1,75	1,75	1404,16	/
DDT	450	/	4,60	6,85	2070	/
Mur en R	465,85	/	2,30	3,85	1071,46	
MGG	962,85	/	1,75	5,60	1684,99	/
Poids des Terres	1931,16	/	2,65	3,35	0	/
Poids des T sur DDT	86,8224	/	4,60	7,35	399,383	/
Poussée sur MGG+mur tt	/	1831,71	/	2,57	/	4701,38
Poids Sur 10kN/m²	158,4	/	2,65	/	419,76	/
Poussée Sur MGG+MT 10kN/m²	/	1108,8	/	3,85	/	4268,88
HT°	/	21,4795	/	4	/	85,9179

Annexes C.18.Combinaison des charges(ELU) sur mur frontale.

Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.8T	12879,08	4098,44	12624,86	8186,28	4438,58
1.35G++0.8T+1.6Q	13132,52	5872,52	19455,07	8857,90	10597,2

Annexes C.19.Combinaison des charges(ELS) sur mur frontale.

Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	9540,06	3048,26	9401,26	6063,91	3337,35
G++0.6T+1.2Q	9730,14	4378,82	14523,92	5644,15	8879,76

Annexes C.20.Effort due au poids propres sous semelle.

Sollicitation	Clacul de P (KN)	Efforts horizontaux	Efforts verticaux	Bras de	Bras de	MR	MS
Désignation		Fh= kH*P	Fv=(1±kv)*P	levier <H> (m)	levier < V > (m)	(KN.m)	(KN.m)
Reaction Due au Tab	3296,1	0	3296,1	0,3	5,8	0	988,83
		824,025	3543,3075			4779,345	1062,99225
		824,025	3296,1			4779,345	988,83
		824,025	3048,8925			4779,345	914,66775
Mur en tete	802,38	0	802,38	1,8	3,55	0	1444,28
		200,595	862,5585			712,11225	1552,61
		200,595	802,38			712,11225	1444,28
		200,595	742,2015			712,11225	1335,96
Semelle	3919,50	0,00	3919,50	0,00	0,90	0,00	0,0
		979,88	4213,46			881,89	0,0
		979,88	3919,50			881,89	0,0
		979,88	3625,54			881,89	0,0
Mur frontal	1396,50	0,00	1396,50	0,05	3,55	0,00	69,82
		349,13	1501,24			1239,39	75,06
		349,13	1396,50			1239,39	69,82
		349,13	1291,76			1239,39	64,59
MGG	962,85	0,00	962,85	1,80	7,40	0,00	1733,13
		240,71	1035,06			1781,27	1863,11

		240,71	962,85			1781,27	1733,13
		240,71	890,64			1781,27	1603,15
Mur en retour	465,86	0,00	465,86	2,35	5,65	0,00	1094,77
		116,47	500,80			658,03	1176,88
		116,47	465,86			658,03	1094,77
		116,47	430,92			658,03	1012,66
Dalle de transition	446,25	0,00	446,25	4,65	8,65	0,00	2075,06
		111,56	479,72			965,02	2230,69
		111,56	446,25			965,02	2075,06
		111,56	412,78			965,02	3570,56
Poids des terres	1931,16	0,00	1931,16	2,70	5,65	0,00	5214,13
		482,79	2076,00			2727,76	5605,19
		482,79	1931,16			2727,76	5214,13
		482,79	1786,32			2727,76	4823,07
Poids des terres DDT	86,82	0,00	86,82	4,65	9,15	0,00	403,71
		21,71	93,33			198,60	433,99
		21,71	86,82			198,60	403,71
		21,71	80,31			198,60	373,43
Remblai 1t/m2	158,4	0,00	158,40	2,70	5,15	0,00	427,68
		39,60	170,28			203,94	459,76
		39,60	158,40			203,94	427,68
		39,60	146,52			203,94	395,60
TOTAL	10169,72	0,00	13465,82			0,00	13451,43
		3366,46	14475,76			9368,01	14460,28
		3366,46	13465,82			9368,01	13451,43
		3366,46	12455,88			9368,01	14093,70

Annexes C.21.Effort due au poussés sous semelle.

Poussée sur semelle	200,07	54,22	/	/	0,60	32,53	/
		93,43				56,06	
		88,83				53,30	
		85,61				51,37	
Poussée mur garde grève + mur en tete	6759,06	1831,71	/	/	4,37	7998,45	/
		3156,48				13783,30	
		3001,02				13104,47	
		2892,20				12629,28	
Pousée des surcharges sur MGG +MT	1108,80	300,48	/	/	5,65	1697,74	/
		517,81				2925,62	
		492,31				2781,54	
		474,46				2680,67	
Pousée Q sur semelle	289,44	78,44	/	/	0,90	70,59	/
		135,17				121,65	

		128,51				115,66	
		123,85				111,47	

Annexes C.22.Effort due au charge de tablier sous semelle(culée).

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	3286,10	/	0,30	/	985,83	/
R(Al)	1560,61	/	0,30	/	468,18	/
Rbc	1454,54	/	0,30	/	436,36	/
RMc120	1112,30	/	0,30	/	333,69	/
RD240	1777,53	/	0,30	/	533,26	/
Hf+r	/	47,73	/	4,00	/	190,93
HT°	/	21,48	/	4,00	/	85,92
Frein Al	/	43,54	/	4,00	/	174,14
Frein Bc	/	47,13	/	4,00	/	188,52

Annexes C.23.Combinaison des charges sous semelle (culé).

Cas	Comb	N(KN)	T(KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0.6T	18634,65	2377,71	3465,68
	G + D240	18539,45	2325,47	3833,79
	G + 1.2 BC	18507,37	2382,02	3408,87
	G + MC 120	17874,22	2325,47	3634,22
ELU	1.35 G + 1.6 A(l)	25125,57	3194,27	4605,53
	1.35 G + 1.35D240	25028,26	3124,61	5074,66
	1.35G + 1.6 BC	24955,86	3200,01	4540,39
	1.35G+1.35MC120	24130,20	3124,61	4875,09
ELA 1ERE CAS	G + 1,2A(l)	18083,98	7686,67	-12115,45
	G + D240	18127,36	7677,96	11357,70
	G + 1.2 BC	18062,76	7687,38	11509,27
	G + MC 120	17994,32	7677,96	11557,27
ELA 2eme CAS	G + 1,2A(l)	17074,04	7494,45	11650,46
	G + D240	17117,43	7485,74	11534,88
	G + 1.2 BC	17052,83	7495,17	11686,45
	G + MC 120	16984,38	7485,74	11734,45
ELA 3eme CAS	G + 0,2 A(l)	16064,11	7428,89	11229,97
	G + 0.2D240	16107,49	7420,19	11179,46
	G + 1.2 BC	16042,89	7429,61	11234,13
	G + MC 120	15974,44	7420,19	11179,46

ANNEXES D

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR

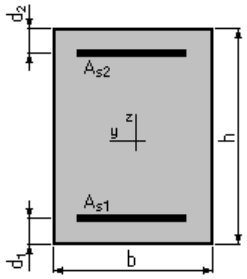
Hourdi inferieur nappe inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 26,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	43,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	32,41	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 4,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)

théorique ρ = 0,23 (%)

minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 43,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 1,2 (cm)

Bras de levier: Z = 20,5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,58 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 32,41 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,44

Position de l'axe neutre: y = 4,8 (cm)

Bras de levier: Z = 19,4 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 25,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

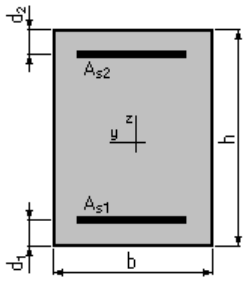
Hourdi inferieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 26,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	90,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	67,39	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 10,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,6 (cm2)

théorique ρ = 0,49 (%)

minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 90,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2,5 (cm)

Bras de levier: Z = 20,0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 1,34 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 67,39 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,44

Position de l'axe neutre: y = 6,7 (cm)

Bras de levier: Z = 18,8 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 346,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

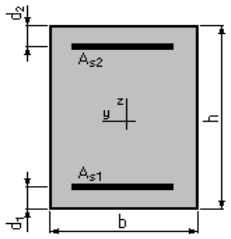
NAPPE INTERNE

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 40,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	499,28	106,60
2.	ELS	373,22	79,84

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)

théorique ρ = 0,28 (%)

minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 499,28 (kN) M = 106,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,05 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 8,8 (cm)

Bras de levier: Z = 31,5 (cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 3,37 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 292,3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 373,22 (kN) M = 79,84 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,74

Position de l'axe neutre: y = 14,0 (cm)

Bras de levier: Z = 30,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 18,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 44,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

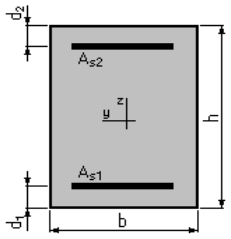
NAPPE EXTERNE

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 40,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	472,86	148,31
2.	ELS	341,82	111,67

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 11,2 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 200,0 (cm2)

théorique ρ = 0,28 (%)

minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 472,86 (kN) M = 148,31 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,8 (cm)

Bras de levier: Z = 33,1 (cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 1,57 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 341,82 (kN) M = 111,67 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,58

Position de l'axe neutre: y = 10,5 (cm)

Bras de levier: Z = 31,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 317,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 71,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA PILE

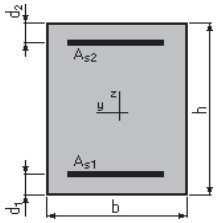
Ferraillage de La voile (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)

h = 160.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	3928.35	618.88
2.	ELS	2908.51	453.59
3.	ELA	2652.69	3912.90

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 28.5 (cm2) Section minimum 15.5 (cm2)

Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2) $A_{s\,min}$ =

théorique θ = 0.18 (%)

minimum θ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 3928.35 (kN) M = 618.88 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.00

Pivot: B Position

de l'axe neutre: y = 159.9
(cm) Bras de
levier: Z = 91.0
(cm)
Déformation de l'acier: σ_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: σ_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

comprimée: o_s' = 21.5 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 2908.51 (kN) M = 453.59 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.55

Position de l'axe neutre: y = 208.5 (cm)
Bras de levier: Z = 91.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: o_b = 2.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2
(MPa) Contrainte de l'acier:

comprimée: o_s' = 14.7
(MPa) Contrainte limite de l'acier: o_{slim} = 250.0
(MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 2652.69 (kN) M = 3912.90 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot:
A Position de l'axe neutre: y = 25.5 (cm) Bras de levier: Z = 144.8 (cm) Déformation de l'acie

tendue: o_s = 500.0 (MPa)

Ferraillage des pieux (Calcul de Section en Flexion Composée)

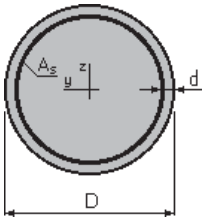
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M$_y$** (kN*m)	**M$_z$** (kN*m)
1.	ELS	61.15	227.23	0.00

2.	ELS	82.58	306.88	0.00
3.	ELA	723.18	2687.40	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 103.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565.5 (cm2) théorique θ = 0.91 (%)

minimum θ_{min} = 0.10 (%) maximum θ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 61.15 (kN) M_y = 227.23 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.17

Position de l'axe neutre: y = 37.6 (cm) Bras de levier: Z = 98.9 (cm) Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa) Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 14.2 (MPa) comprimée: σ_s' = 15.6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 82.58 (kN) M_y = 306.88 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.09

Position de l'axe neutre: y = 37.6 (cm) Bras de levier: Z = 98.9 (cm) Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa) Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 19.2 (MPa) comprimée: σ_s' = 21.1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 723.18 (kN) M_y = 2687.40 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A Position de l'axe neutre: y = 28.8 (cm) Bras de levier: Z = 1

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

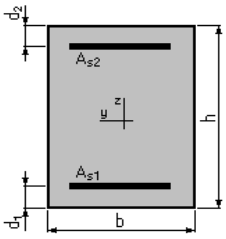
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 280,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	991,13	799,79
2.	ELS	734,35	670,17

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 28,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 28,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 56,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1400,0 (cm2)

théorique ρ = 0,20 (%)

minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 991,13 (kN) M = 799,79 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 22,51 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 180,7 (cm)

Bras de levier: Z = 202,7 (cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 1,83 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 365,4 (MPa) comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 734,35 (kN) M = 670,17 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,34

Position de l'axe neutre: y = 172,2 (cm)

Bras de levier: Z = 217,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 3,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 10,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

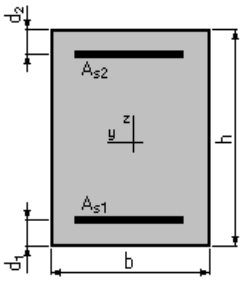
MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 70,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	710,37	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	527,32	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 26,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 6,5 (cm2)

théorique ρ = 0,41 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 710,37 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 9,5 (cm)

Bras de levier: Z = 61,2 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 1,71 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 527,32 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,48

Position de l'axe neutre: y = 19,2 (cm)

Bras de levier: Z = 58,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 337,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\,lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$$

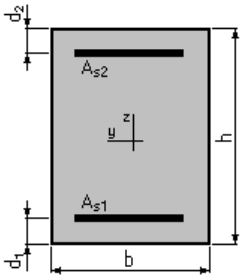
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 30,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	145,34	0,00

Etat **L**imite de **S**ervice	108,13	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,0 (cm2)

théorique ρ = 0,58 (%)

minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 145,34 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 5,2 (cm)

Bras de levier: Z = 22,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,61 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 108,13 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,41

Position de l'axe neutre: y = 8,5 (cm)

Bras de levier: Z = 22,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 334,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\,lim} = 500{,}0 \text{ (MPa)}$$

Ferraillage des pieux (Calcul de Section en Flexion Composée)

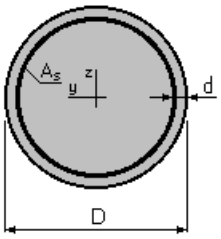
Cas de la culée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	198.50	-906.82	0.00
2.	ELS	266.67	-675.02	0.00
3.	ELA	640.62	-2178.46	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 81.3 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)

théorique ρ = 0.72 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 198.50 (kN) M_y = -906.82 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 27.6 (cm)

Bras de levier: Z = 101.6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.17 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 266.67 (kN) M_y = -675.02 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.30

Position de l'axe neutre: y = 36.6 (cm)

Bras de levier: Z = 99.3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 209.3 (MPa)

comprimée: σ_s' = 83.9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 640.62 (kN) M_y = -2178.46 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 27.2 (cm)

Bras de levier: Z = 101.7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.11 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

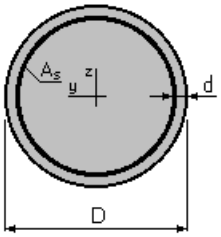
cas de la pile

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	8.96	55.38	0.00
2.	ELS	11.95	73.84	0.00
3.	ELA	261.31	1614.95	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 62.3 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)

théorique ρ = 0.55 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 8.96 (kN) M_y = 55.38 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 25.33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 24.1 (cm)

Bras de levier: Z = 103.2 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2.66 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 415.9 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 11.95 (kN) M_y = 73.84 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 15.53

Position de l'axe neutre: y = 31.8 (cm)

Bras de levier: Z = 101.2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 5.1 (MPa)

comprimée: σ_s' = 5.4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 261.31 (kN) M_y = 1614.95 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 23.0 (cm)

Bras de levier: Z = 103.7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2.51 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 386.4 (MPa)