République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude et conception d'un viaduc du PK00+215.23 au PK00+499.04 au niveau de la pénétrante de GUELMA à l'autoroute EST-OUEST

Présenté par :

SAHAR Younes
MERRAD Amir

Encadré par :

Mr ATOUI Amar (ENGOA)
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

Dédicace

A mes très chers parents

MERRAD Azzedine ** *CHABOUB Souhaila*

Je dédie ce modeste travail à ***ma très chère mère****, 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. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,*

Et te protège et te garde en bonne santé.

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

A mon frère Akram et à mes soeurs: Soundes, Amira , Romaissa

J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez

Et un brillant avenir.

A Mr. Sahar Abdallah *le père de mon binôme pour sa disponibilité, ces précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail*

A mes meilleurs amis : Souhaib, Oussama, Anes, Rida, Hosni

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

AMIR

Dédicaces

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mon cher frère Mohamed, que Dieu le bénisse et lui donne chance, santé, réussite et bonheur

A tous mes proches : grand père, oncles, tantes, cousins et cousines, que Dieu leur offre une joyeuse vie,

A Toute l'équipe pédagogique et administrative de l'ENSTP pour l'aide qu'ils ont toujours apportée aux étudiants,

A tous mes amis de l'école,

A tous ceux qui de près ou de loin m'ont soutenu,

Je dédie ce modeste travail.

Younes

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés et donnés la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous tenons ensuite à remercier notre encadreur Mr ATOUI Amar, d'avoir su être présent dans les moments les plus rudes de ce stage, de nous avoir consacré son temps pour ouvrir le vaste domaine des travaux publics. Nous remercions, en second lieu, notre Co encadreur Mr FEDGHOUCHE Ferhat d'avoir été présent durant ce stage, de nous donner de son temps et ainsi que de son expérience.

Nous remercions chaleureusement les ingénieurs **BABAKHOUYA Youcef** et **NACERI Mohamed**, pour leur disponibilité, leur précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail. Ce travail n'aurait jamais été possible sans eux.

Nous tenons aussi à remercier toute l'équipe de L'ENGOA et notre maitre de stage Mr SOUICI Lotfi. Nous vous remercions de nous avoir accueillis les bras grands ouverts. À d'autres rencontres si Dieu le veut.

Nous remercions également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré notre formation avec pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'il nous ont rapporté.

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

Résumé :

Le but de ce travail est de faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art (viaduc) situé du PK 00+216 au PK 00+500 d'une longueur de 283m, et 11m de largeur, localisé au niveau de la pénétrante reliant la wilaya de Guelma à l'autoroute EST-OUEST.

Tout d'abord, nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur l'importance de l'esthétique des ouvrages d'art. Ensuite, nous avons présenté l'ouvrage, ainsi que le site où il sera implanté. En outre, nous avons proposé trois variantes, en mentionnant le prédimensionnement, aussi bien que les avantages et les inconvénients de chacune d'elle. Pour à la fin opter pour un pont construit en encorbellements successifs à hauteur constante. En dernier lieu, nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie et en se basant sur des logiciels de calcul.

Mots clés : Esthétique, Béton précontraint, pont courbe, pont en caisson, pont construit en encorbellements successifs, modélisation par logiciels de calcul, le calcul de la précontrainte.

Abstarct

The purpose of this work is to design and study a work of art (viaduct) located from PK 00+216 to PK 00+500 with a length of 283m, and 13.8m in width, at the penetration connecting Guelma to the EAST-WEST highway.

First of all, we start our work with a bibliographic search on the importance of aesthetics of works of art. Then, we present the project as well as the site where it will be established. After that, we propose 3 variants, mentioning the presizing besides the advantages and the disadvantages of each of them. At last, we choose a bridge built in successive cantilevers at a constant height. In the end, we deal with the study of the superstructure and the infrastructure through the calculation of the prestressing, seismic study and dimensioning of the different structural elements with reference to the regulations used in Algeria and based on calculation software.

Key words : aesthetics, prestressed concrete, curved bridge, box bridge, bridge built in successive cantilevers, modelling by calculation software, the calculation of the prestressing

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة عمل فني (جسر) يقع بين النقطة الكيلومترية 216 + 00 و النقطة الكيلومترية 500 + 00 بطول 283 م وعرض 11م على مستوى الاختراق الذي يربط ولاية قالمة بالطريق السريع شرق-غرب.

أولا، نبدأ عملنا ببحث ببليوغرافي حول أهمية جماليات الأعمال الفنية. ثم نقدم لكم المشروع وكذلك الموقع الذي سيتم إنشاؤه فيه. بعد ذلك ، نقترح 3 أشكال مختلفة ، مع ذكر التحجيم المسبق ، بالإضافة إلى مزايا وعيوب كل منها. أخيرًا ، نختار جسرًا مبنيًا في دعائم متتالية بارتفاع ثابت. في النهاية ، نقوم بدراسة البنية الفوقية والبنية التحتية من خلال حساب الإجهاد المسبق والدراسة الزلزالية وأبعاد العناصر الهيكلية المختلفة بالرجوع إلى الأنظمة المعمول بها في الجزائر وبناءً على برامج الحساب.

الكلمات الدالة: جماليات الأعمال الفنية، الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر منحرف، جسر صندوقي، جسرًا مبنيًا في دعائم متتالية، النمذجة عن طريق برنامج حساب، حساب الخرسانة المسبقة الإجهاد.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction : 2

I.1. L'esthetique 2

I.1.1. L'importance de l'esthétique 2

I.1.2. La collaboration ingénieur – architecte 2

I.1.3. Esthétique et coût 3

I.2. LES DIFFÉRENTES PHASES D'UNE ÉTUDE ESTHÉTIQUE : 4

I.3. Architecture des ponts courants en béton 7

I.3.1. Quelques règles élémentaires : 7

I.3.2. Témoignages 9

I.3.2.1. L'art du dialogue entre ingénieur et architecte 9

I.3.2.2. Une intervention spécifique pour une collaboration architecte-ingénieur réussie ... 9

I.3.2.3. La relation humaine clé de la réussite 10

I.4. Défense de l'esthétique : 10

I.5. Conclusion : 11

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction : 12

II.2. Présentation et description du projet : 12

II.2.1. Objectif et situation du projet 12

II.2.2. L'obstacle à franchir : 12

II.3. Les données dU projet : 13

II.3.1. Les données fonctionnelles 13

II.3.1.1. Tracé en plan : 13

II.3.1.2. Le profil en long : 13

II.3.1.3. Profil en travers 13

II.3.2. Les données naturelles 14

II.3.2.1. Caractéristiques du site : 14

II.3.2.2. Données topographiques 14
II.3.2.3. Géotechnique 14
II.3.2.4. Sismicité du site 15
II.3.3. Les données climatiques 15
II.3.3.1. La température 15
II.3.3.2. La neige 15
II.3.3.3. Le vent 15
II.3.3.4. L'humidité 15
II.4. Conclusion 16

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT
III.1. Introduction 17
III.2. les points essentiels du choix de type d'ouvrage 17
III.3. Proposition des variantes 17
III.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre » 18
III.3.1.1. Conception longitudinale 18
III.3.1.2. Conception transversale 18
III.3.1.3. Conception des poutres principales 18
III.3.1.4. Conception des entretoises 19
III.3.1.5. Choix de la nuance d'acier 19
III.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique 19
III.3.1.7. Inconvénients de cette variante 19
III.3.1.8. Avantages de cette variante 19
III.3.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués » 20
III.3.2.1. Découpage des voussoirs 20
III.3.2.2. Conception transversale 20
III.3.2.3. Construction 21
III.3.2.4. Les inconvénients de cette variante 21
III.3.2.5. Les avantages de cette variante 21
III.3.3. Variante 3 : « Pont à poutre » 22
III.4. ANALYSE MULTICRITERE 22
III.4.1. Intégration par rapport au site 22
III.4.2. L'exigence fonctionnelle 23
III.4.3. Les efforts dans les fondations 23
III.4.4. Main d'œuvre et entretien 23
III.4.5. Mode de construction 23

III.4.6. Le coût global 23
III.5. comparaison des variantes proposées 24
III.6. Conclusion 24
CHAPITRE IV. HYPOTHESE DE CALCUL
IV.1. INTRODUCTION 25
IV.2. NORMES et regles DE CALCUL 25
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 25
IV.3.1. Béton 25
IV.3.2. Armatures 25
IV.3.2.1. Armatures passives 25
IV.3.2.2. Armatures de précontraintes 25
IV.3.3. Contraintes admissibles 26
IV.3.3.1. Béton 26
IV.3.3.2. Armatures 26
IV.4. EVAlUATION DES ACTIONS 27
IV.4.1. Introduction 27
IV.4.2. Les actions 27
IV.4.2.1. Les actions hors trafic 27
IV.4.2.2. Les actions dûes aux trafics 27
IV.4.2.3. Les actions accidentelles 28
IV.4.3. Evaluation des actions hors trafic 28
IV.4.3.1. Actions permanentes Poids des voussoirs : CP 28
IV.4.3.2. Les compléments de charges permanentes CCP 29
IV.4.3.3. Action thermique 29
IV.4.4. Evaluation des actions dûes au trafic 29
IV.4.4.1. Caractéristiques du pont 29
IV.4.4.2. Système de charge A 30
IV.4.4.3. Système de charge B 31
a) Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR 32
b) Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR 32
IV.4.4.4. Efforts de freinage 33
a) Système de charge A 33
b) Système de charge B_c 33
IV.4.4.5. Charges militaires : Mc 120 33
IV.4.4.6. Convoi exceptionnel : D240 34
IV.4.4.7. Surcharges sur trottoirs 34
IV.5. CONCLUSION 34

CHAPITRE V. ETUDE LONGITIDUNALE
V.1. Introduction 35
V.2. Méthode de construction 35
V.3. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 37
V.3.1. Charges à prendre en compte 37
V.3.1.1. Poids propre du fléau 37
V.3.1.2. Charges de chantier aléatoires 37
V.3.1.3. Actions accidentelles 37
V.3.2. Combinaisons d'actions 37
V.3.2.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) 37
V.3.2.2. Combinaisons accidentelles de construction (type B) 38
V.3.3. Evaluation des efforts 38
V.4. evaluation des efforts en service 39
V.4.1. Phases de réalisation du pont 39
V.4.2. Modélisation 40
V.4.3. Combinaisons d'actions 40
V.4.4. Résultats 40
V.5. CONCLUSION 41

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
VI.1. Introduction 42
VI.2. Etude de la précontrainte du fléau 42
VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau 42
VI.2.2. Position et enrobage des câbles 43
VI.2.3. Tracé des câbles en plan 44
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation 44
VI.3. Etude de la précontrainte de continuité 46
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire 46
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 47
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité 47
VI.4. Evaluation deS pertes de la précontrainte 50
VI.4.1. Pertes de tension instantanées 50
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement 50
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage 51
VI.4.1.3. Pertes de tension dûes aux non-simultanéités de la mise en tension 51
VI.4.2. Pertes de tension différées 54
VI.4.2.1. Pertes par retrait 54

VI.4.2.2. Pertes par fluages 54
VI.4.2.3. Pertes par relaxation 54
VI.4.2.4. Pertes différées totales 55
VI.4.3. Exemple de calcul des pertes 55
VI.5. Vérification des contraintes 58
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 58
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service 58
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT 59
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 59
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant 59
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement 59
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 60
VI.7. CONCLUSION 60

CHAPITRE VII. ETUDE TRANSVERSALE
VII.1. Introduction 61
VII.2. evaluation des efforts transversaux 61
VII.2.1. Modélisation 61
VII.2.2. Détermination des sollicitations 61
VII.2.3. Résultats 62
VII.3. Ferraillage 62
VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur 62
a) Nappe supérieure 62
b) Nappe inférieure 62
VII.3.2. Ferraillage passif du voussoir 63
VII.4. EFFET DE TORSION 63
VII.4.1. Calcul du ferraillage 64
VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE 65
VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L 65
VII.5.1.1. Effet de surface 65
VII.5.1.2. Effet d'éclatement 66
VII.5.2. Etude de bossage 66
VII.6. CONCLUSION 67

CHAPITRE VIII. EQUIPEMENTS DU TABLIER
VIII.1. INTRODUCTION 68
VIII.2. APPAREIL D'APPUI 68

VIII.1.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 68
VIII.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui 68
VIII.2.1.1. Aire d'appareil d'appui : 69
VIII.2.1.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T : 69
VIII.2.1.3. Dimensionnement des frettes : 69
VIII.2.2. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux 70
VIII.2.2.1. Actions statiques : 70
VIII.2.2.2. Actions dynamiques : 70
VIII.2.2.3. Déplacement horizontal : 70
VIII.2.3. Vérifications du dimensionnement 71
VIII.2.3.1. Résistance à la compression : 71
VIII.2.3.2. Sécurité au flambement 72
VIII.2.3.3. Limitation de la distorsion : 72
VIII.2.3.4. Condition de non-glissement : 73
VIII.3. Dés d'appuis 73
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile 73
VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile 73
VIII.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée 74
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE 75
VIII.4.1. Dimensionnement 75
VIII.4.2. Type de joint 75
VIII.5. CONCLUSION 76

CHAPITRE IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
IX.1. INTRODUCTION 77
IX.2. ETUDE DE LA PILE 77
IX.2.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 77
IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K 78
IX.2.3. Etude sismique 78
IX.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 78
IX.2.3.2. Méthode de calcul 79
IX.2.3.3. Spectre de réponse : 79
IX.2.3.4. Période propre : 79
IX.2.3.5. Evaluation de l'effort sismique 80
IX.2.4. Descente des charges 80
IX.2.5. Etude statique de la pile 81
IX.2.6. Etude sismique de la pile 81

IX.2.7. Ferraillage de la pile 82
IX.2.7.1. Sollicitations les plus défavorables 82
IX.2.7.2. La section d'acier 82
IX.2.7.3. Vérification de l'effort tranchant : 82
IX.3. ETUDE DE LA CULEE 82
IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée 82
IX.3.2. Efforts sur à la culée 83
IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée 84
IX.3.3.1. Mur frontal 84
IX.3.3.2. Mur de garde grève 84
IX.3.3.3. Dalle de transition 85
IX.3.3.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition 85
IX.3.3.5. Mur en retour 86
IX.4. ETUDE DES FONDATION 87
IX.4.1. Etude de la semelle 87
IX.4.1.1. Calcul des sollicitations 87
IX.4.1.2. Nombre des pieux 87
IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu 87
IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle 88
IX.4.2. Etude des pieux 89
IX.4.2.1. Actions sur les pieux 89
IX.4.2.2. Ferraillage des pieux 91
IX.5. CONCLUSION 92

CONCLUSION GENERALE 93

BIBLIOGRAPHIE

ANEXXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

Liste des figures

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 Viaduc de la Garde-Adhémar, France 3
Figure I.2 Deux ouvrages biais à 50 grades de vue differentes 4
Figure I.3 Tablier a deux travées 5
Figure I.4 Les diffèrentes positions possibles des piles 5
Figure I.5 Les éléments constitutifs de la pile 6

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II.1 Implantation du projet sur google maps 12
Figure II.2 Tracé en plan de la voie portée 13
Figure II.3 Profil en long de la voie portée 13
Figure II.4 Profil en travers de la voie portée 14
Figure II.5 Implantation des sondages 14

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III.1 Coupe transversale d'un tablier bipoutre 18
Figure III.2 Notations des dimensions 21

CHAPITRE IV. HYPOTHESE DE CALCUL

Figure IV.1 Limitation des contraintes des sections en B.P 27
Figure IV.2 Numération des voussoirs 28
Figure IV.3 Largeur roulable et chargeable d'une voie 29
Figure IV.4 Les 14 cas de charge possibles 30
Figure IV.5 système de chargement Bc 32
Figure IV.6 Système de chargement Bt 32
Figure IV.7 Convoi de charge Mc 120 33
Figure IV.8 Convoi exceptionnel D240 34

CHAPITRE V. ETUDE LONGITIDUNALE

Figure V.1 Cheminement de la réalisation d'un demi-fléau 37
Figure V.2 Situation temporaire de construction à considérer 37

Figure V.3 Situation accidentelle à considérer 38
Figure V.4 Le déroulement de la construction du pont 39
Figure V.5 Modèle de calcul 40
Figure V.6 M Max à l'ELS(G+D240) 41
Figure V.7 TMax à l'ELS(G+D240) 41
Figure V.8 M Max à l'ELU(1.35G+1.35D240) 41
Figure V.9 T Max à l'ELU(1.35G+1.35D240) 41

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI.1 Tracé en plan des câbles de fléau 44
Figure VI.2 Tracé en élévation des câbles du fléau 44
Figure VI.3 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP 45
Figure VI.4 Tracé en plan et en élévation des câbles des fléaux P1/P2/P3/P4/P5 45
Figure VI.5 Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2 / P2-P3 / P3-P4 / P4-P5 48
Figure VI.6 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4/P4-P5 48
Figure VI.7 Disposition des câbles de continuité au niveau du V09 49
Figure VI.8 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour les travées de rives. 49
Figure VI.9 Frottements le long du câble lors de la mise en tension 51

CHAPITRE VII. ETUDE TRANSVERSALE

Figure VII.1 Vue en 3D du voussoir courant 61
Figure VII.2 Diagramme du moment de torsion 64
Figure VII.3 L'aire Ω 64
Figure VII.4 Schéma du ferraillage passif du voussoir courant 65
Figure VII.5 Schéma d'un bossage d'ancrage 66
Figure VII.6 Aciers de bossage 66
Figure VII.7 Schéma du ferraillage de bossage 67

CHAPITRE VIII. EQUIPEMENTS DU TABLIER

Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui 69
Figure VIII.2 Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile 74
Figure VIII.3 Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée 74
Figure VIII.4 Joint du type Wd 75

Figure IX.1 Dimensions de la pile la plus haute 77
Figure IX.2 Spectre de réponse horizontale..... 79
Figure IX.3 Les dimensions des éléments de la culée. 82
Figure IX.4 Ferraillage des éléments de la pile 91
Figure IX.5 Ferraillage des éléments de la culée..... 92

Liste des tableaux

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 Prédimensionnement des poutres métalliques 18

Tableau III.2 Pré-dimensionnement des pièces de pont 19

Tableau III.3 synoptique de comparaison des variantes 24

CHAPITRE IV. HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau IV.1 Les caractéristiques des bétons utilisés 25

Tableau IV.2 Contraintes admissibles à la compression du béton 26

Tableau IV.3 Contraintes admissibles de traction des armatures passives 26

Tableau IV.4 Estimation du poids total des voussoirs 28

Tableau IV.5 Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges 29

Tableau IV.6 Caractéristiques du pont 29

Tableau IV.7 Les classes des ponts routiers 29

Tableau IV.8 Valeurs du Coefficient a1 31

Tableau IV.9 Valeurs de A(l) pour les 14 cas possibles 31

Tableau IV.10 Les valeurs du coefficient bc 32

Tableau IV.11 Les valeurs de δ 33

CHAPITRE V. ETUDE LONGITIDUNALE

Tableau V.1 Evaluation des efforts en situation temporaire 38

Tableau V.2 Combinaisons de charge en phase de service 40

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.1 Estimation du nombre de câbles du fléau 43

Tableau VI.2 Allure du tracé en plan des câbles de fléau 45

Tableau VI.3 Allure du tracé en élévation des câbles de fléau 45

Tableau VI.4 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale 46

Tableau VI.5 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive 47

Tableau VI.6 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales 48

Tableau VI.7 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales .. 48

Tableau VI.8 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rives 49

Tableau VI.9 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rives 49
Tableau VI.10 Coefficient de frottement f , φ 51
Tableau VI.11 Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa) 53
Tableau VI.12 Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa) 53
Tableau VI.13 Pertes de tension dûes aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa) 53
Tableau VI.14 Les pertes totales instantanées (MPa) 53
Tableau VI.15 Pertes dûes au fluage 57
Tableau VI.16 Pertes dûes à la relaxation des câbles 57
Tableau VI.17 Pertes totales 57
Tableau VI.18 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction 58

CHAPITRE VII. ETUDE TRANSVERSALE
Tableau VII.1 Combinaisons des charges appliquées 61
Tableau VII.2 Moments extrêmes dans le voussoir courant 62
Tableau VII.3 Section d'acier passif des voussoirs 63
Tableau VII.4 Ferraillage passif des voussoirs 63

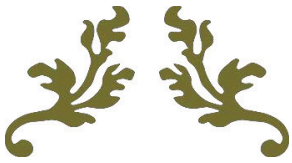
CHAPITRE VIII. EQUIPEMENTS DU TABLIER
Tableau VIII.1 Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis 68
Tableau VIII.2 Les dimensions de l'appareil d'appui 70
Tableau VIII.3 Efforts et déplacement horizontal du tablier 71
Tableau VIII.4 Modèles des joints Wd 75

CHAPITRE IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Tableau IX.1 Hauteurs des piles 77
Tableau IX.2 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis 78
Tableau IX.3 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis 78
Tableau IX.4 Distribution des forces, déplacements et moment longitudinaux sur chaque appui 80
Tableau IX.5 Distribution des forces, déplacements et moments transversaux sur chaque appui 80
Tableau IX.6 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée 80
Tableau IX.7 Combinaison des efforts 81
Tableau IX.8 Sollicitations maximales à E.L.S et à E.L.U 81
Tableau IX.9 Combinaisons d'action au pied de la pile 81
Tableau IX.10 Coefficients des combinaisons des directions 81
Tableau IX.11 Sollicitations maximales à E.L.A 82
Tableau IX.12 Sollicitation les plus défavorables pour la pile 4 82

Tableau IX.13 Les dimensions des éléments de la culée 83
Tableau IX.14 Evaluations des efforts sur la culée..... 83
Tableau IX.15 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal 84
Tableau IX.16 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition 85
Tableau IX.17 sollicitaions du mur en retour..... 86
Tableau IX.18 Résultats et ferraillage du mur en retour..... 86
Tableau IX.19 Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile 87
Tableau IX.20 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle cas pile 87
Tableau IX.21 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle cas culée 87
Tableau IX.22 Nombre de pieux sous la semelle 87
Tableau IX.23 Les valeurs de Nmaxn Nmin pour les combinaisons les plus défavorables cas pile ... 88
Tableau IX.24 Les valeurs de Nmax, Nmin pour les combinaisons les plus défavorables cas culée.. 88
Tableau IX.25 La vérification des conditions de la méthode des bielles..... 88
Tableau IX.26 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu (cas pile)..... 90
Tableau IX.27 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu (cas culée) .. 91

Liste des abréviations

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension
CCP : Complément des charges permanentes.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
VSP : Voussoir sur pile.
VSC : Voussoir sur culé.
15T15S : Quinze (15) torons de quinze (15) fils de 15,7mm de diamètre.
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.
f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.
f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible.
$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{F_L}$: Force séismique longitudinale.
$\mathbf{F_T}$: Force séismique transversale.
$\mathbf{H_T}$: Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{flv}}$: Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
DTR : Document technique réglementaire.



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

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

Le thème de notre projet de fin d'étude est la conception et l'étude d'un viaduc sur la pénétrante de GUELMA à l'autoroute EST OUEST passant par RN 20 qui se trouve au PK 00+215.23 au PK00+499.04, d'une longueur de 283 m. Ce thème a été choisi car il nous permettra d'acquérir un peu de ce que doit savoir un nouvel ingénieur du domaine, manipuler les critères de conception et de prédimensionnement et se familiariser avec les logiciels de calcul.

On discutera dans ce mémoire de fin d'étude de différents points très importants ; de la conception à la réalisation, tout en passant par les calculs et les vérifications. Nous débuterons ce mémoire par le 1er chapitre qui est une recherche bibliographique sur l'importance de l'esthétique des ouvrages d'art.

On passera ensuite à la présentation de l'ouvrage, ainsi que le prédimensionnement de 3 variantes qui s'appuieront sur les chapitres II et III, pour ensuite dédier les autres chapitres à l'ouvrage définitif, c'est-à-dire la variante retenue, ainsi qu'aux calculs, aux modélisations sur logiciels et aux vérifications.

On conclura ce travail, par une conclusion générale qui englobera et fera un point sur tout ce qu'on aura pu citer dans ce mémoire, donner des commentaires, et déduire tout ce qu'on a pu apprendre pour ainsi l'utiliser dans la vie professionnelle.

CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE: L'ESTHETIQUE DANS L'OUVRAGE D'ART

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION :

Associer les architectes à la création des ouvrages d'art, l'idée n'est pas nouvelle et la démarche se généralise même pour les ponts courants. Notre patrimoine et nos paysages sont les principaux bénéficiaires de cette démarche qui associe technique et esthétique pour embellir et bâtir harmonieusement notre cadre de vie.

Un ouvrage d'art courant est devenu le fruit d'un travail d'équipe, une œuvre collective, en toute liberté, un dialogue et un échange permanent, en pleine confiance, entre tous les acteurs de l'amont de la conception jusqu'à l'exécution en passant par la phase de mise au point du projet.

Chacun, en faisant preuve d'humilité, intègre l'apport et la connaissance de l'autre. Cette mise en commun des expertises techniques et des sensibilités esthétiques permet de faire les bons choix, de trouver pour un site donné, la solution adaptée, mélange de créativité technique et esthétique.

L'ouvrage prend ainsi sa juste place dans le paysage.

I.1. L'ESTHETIQUE

I.1.1. L'importance de l'esthétique

De nos jours, dans une société où la sensibilité environnementale est accrue, on constate un peu partout que la population a plus d'attentes en matière d'aspect des structures. Pour les maîtres d'ouvrages, la qualité architecturale des projets devient un élément de choix de plus en plus important. La question de l'esthétique ne se pose plus pour l'ouvrage en tant que tel, mais pour l'ouvrage dans son environnement, quel qu'il soit. Le constructeur de pont doit à chaque fois se poser la question de l'intégration du pont dans le paysage, qu'il soit urbain ou rural. Des ingénieurs et architectes de renom, praticiens et académiciens, expriment cette préoccupation.

Jörg Schlaich, ingénieur

« La pensée synthétique globale, la conception préliminaire se doit d'être ingénieuse, pas spécialisée et analytique. Celui qui juge un pont uniquement selon le prix de l'offre contrevient à sa mission culturelle. Les ponts sont des éléments indissociables de notre milieu de vie et de la culture de la construction »

Alain Spielmann, architecte

« Un ouvrage d'art doit avant tout être fait avec art. En ce sens les ponts, tout comme les bâtiments, ne peuvent plus être pensés sans tenir compte de l'urbanisme des villes, des sites, de cadre de l'environnement, des hommes qui y vivent. L'époque fonctionnaliste a montré ses limites »

I.1.2. La collaboration ingénieur – architecte

Pour les projets d'importance, on a de plus en plus recours à un architecte pour seconder, voire diriger l'ingénieur. Certains y voient le signe que les ingénieurs n'ont plus le sens de la conception et se perdent dans les calculs pointus et les normes. Toujours est-il qu'il n'est pas donné à chaque ingénieur d'avoir un sens esthétique, et que les architectes n'ont pas tous le sens statique et la notion des ponts. L'expérience a montré que la collaboration entre l'ingénieur et l'architecte représente un défi qui n'est pas toujours facile à relever. La clé d'un bon projet réside dans une collaboration harmonieuse et respectueuse entre l'ingénieur et l'architecte, où chacun a son rôle. Les avis sur les rôles respectifs de chacun varient.

Fritz Leonhardt, ingénieur

« L'ingénieur conçoit le pont et l'architecte sert de conseiller artistique. C'est sous cette devise et dès la construction des premiers grands ponts autoroutiers, vers 1934, qu'une fructueuse collaboration entre ingénieurs et architectes débuta ; elle continue encore de nos jours ».

Foster & Partners, architectes

« Bridges are often considered to belong to the engineer's realm rather than the architect's. But the architecture of infrastructure has a powerful impact on the environment. The Millau Viaduct, designed in collaboration with engineers, illustrates how the architect can play an integral role in bridge design »

I.1.3. Esthétique et coût

Dans la grande majorité des cas, l'aspect économique d'un projet est essentiel. Et l'ingénieur est appelé à jouer un rôle prépondérant, en cherchant la solution optimale.

Christian Men, ingénieur

« L'art de la construction de pont consiste à trouver les solutions fonctionnelles satisfaisantes qui, dans le cadre financier donné, représentent l'optimum dans l'esthétique et l'intégration à l'environnement ».

« La conception préliminaire est la condition déterminante pour l'aspect économique et la qualité esthétique. La justesse statique et constructive arrive loin derrière »

Même si le critère financier est de poids, il n'est pas le seul dans la procédure d'adjudication. Les maîtres d'ouvrages ne sont pas contraints de choisir l'offre la plus basse. Cela laisse une marge de manœuvre pour qualifier la valeur ajoutée d'une variante, en termes de qualité de conception, de durabilité et d'intégration dans l'environnement. De façon générale, on peut admettre qu'un projet coûtant de 10% à 20% de plus que le projet le moins cher a des chances d'être choisi. Pour exemple, on peut mentionner le pont haubané en béton de Sunniberg, Suisse, achevé en 1998. Le maître de l'ouvrage a choisi de réaliser un ouvrage marquant, mettant en valeur la région (il s'agissait d'une première mondiale : un pont haubané en courbe, de 140m de portée, sur des piles hautes de 60m). Le surcoût pour cet ouvrage a été de 14% par rapport à un pont conventionnel proposé dans le concours de projets. Sur le projet complet de route de contournement, cela a représenté un surcoût de 0.5%.

Beaucoup plus rarement, des ouvrages de prestige sont réalisés, pour lesquels le coût est un critère secondaire. Un exemple de la dernière décennie montre que le client a choisi une option qui était 70% plus élevée que la solution la moins chère à l'occasion de l'Expo 92 de Séville, soit un pont en acier à hauteur variable avec un rapport d'élancement excessivement fin de L/57 en travée et de L/28 sur appui. La ligne du TGV Méditerranée en présente aussi quelques exemples récents.



Figure I.1 Viaduc de la Garde-Adhémar, France

I.2. LES DIFFÉRENTES PHASES D'UNE ÉTUDE ESTHÉTIQUE :

Nous en distinguerons quatre :

❖ La définition d'une intention esthétique en fonction de l'environnement :

La première phase consiste à définir une forme générale de l'ouvrage qui soit en harmonie avec l'environnement : c'est ce que nous appelons l'intention esthétique.
Dans ce site naturel ouvert et sans accident de relief, on étudiera un ouvrage aux formes simples ; il sera souhaitable de ménager de larges ouvertures pour dégager les perspectives.
Le choix d'un parti ou, en d'autres termes, d'une structure qui réponde aux contraintes esthétiques, techniques et économiques ;

La seconde phase consiste à inventorier les différents types de structures techniquement envisageables et à choisir parmi leurs silhouettes celle qui répond le mieux aux recommandations du parti esthétique. Les silhouettes serviront de support à des discussions où les appréciations d'ordre esthétique seront mises en parallèle avec les considérations techniques et financières. Elles seront représentées schématiquement en élévation, ou lorsque le franchissement est biais, en perspective.

On ne saurait trop insister sur l'importance des vues perspectives ; dans la réalité, nous ne voyons pas les édifices en géométral, tels qu'ils peuvent apparaître en dessin d'élévation, mais en tableaux perspectifs dont il est possible d'exploiter les effets. Ceci est particulièrement évident dans le cas d'un ouvrage au biais accusé ; à titre d'exemple, considérons deux ouvrages biais à 50 grades, l'un fuyant devant l'automobiliste, l'autre venant à sa rencontre. En élévation ils sont identiques, en perspective le second prend beaucoup plus d'importance que le premier.



Figure I.2 Deux ouvrages biais à 50 grades de vue differentes

Si la recherche esthétique porte aussi sur des problèmes de détail, la maquette est alors la méthode d'étude la mieux adaptée.

La variété des structures envisageables pour le franchissement donné est fournie, puisqu'elle inclut les ouvrages à travée unique, à deux, trois et quatre travées solidaires.

Les limites de cet article ne nous permettent pas de développer in extenso les appréciations de différents ordres : technique, esthétique et économique. De la comparaison de ces différentes appréciations on retiendra le tablier à deux travées ; il répond le mieux aux exigences esthétiques définies dans la première partie de notre démarche.



Figure I.3 Tablier a deux travées

L'ouvrage étant sensiblement droit par rapport à l'axe de l'autoroute, nous sommes encore dans le domaine d'emploi de la dalle élégie de hauteur constante. Nous n'avons pas à craindre, du fait du biais, d'arête aux angles saillants ; pour cette raison, la dalle reposera en ses extrémités sur des piles culées partiellement vues.

Dans la silhouette du tablier, un rôle prédominant sera accordé aux lignes horizontales, en disposant l'appui intermédiaire et le mur de front de la culée en retrait des bords libres de la dalle, et en prolongeant la corniche sur les murs en retour de cette culée.

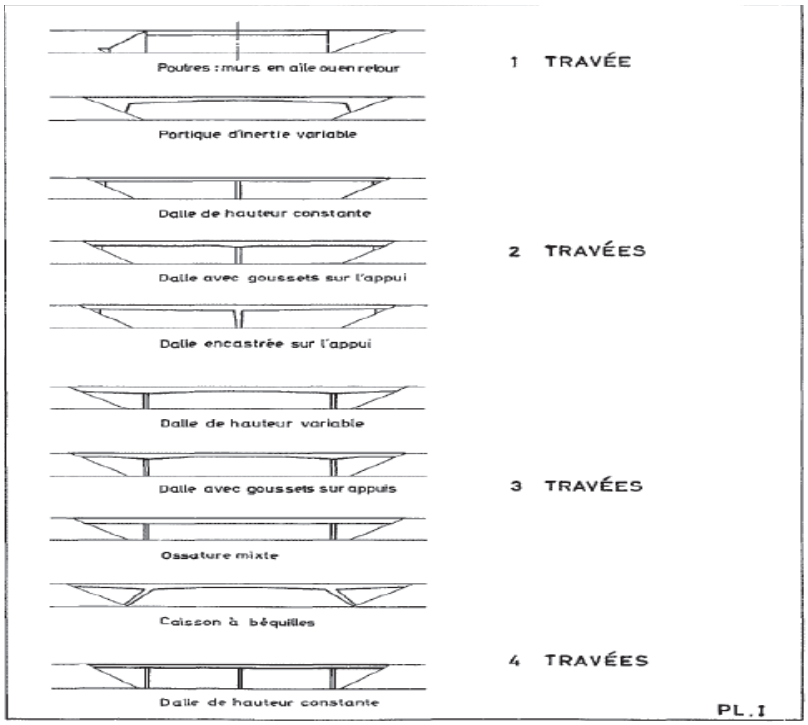


Figure I.4 Les différentes positions possibles des piles

❖ **Recherche, sur les éléments constitutifs de la structure, de formes qui en reflètent le mécanisme et harmonisation de ces formes entre elles.**

Les formes des différents éléments d'une composition architecturale s'apprécient d'autant mieux qu'elles en affirment la fonction.

Dans le cas présent d'une fonction porteuse, on cherchera à mettre en évidence le mécanisme de la structure. Ainsi on rendra apparente la nature de la liaison entre le tablier et l'appui en donnant à ce dernier une forme de pyramide tronquée (a). Le fruit positif des faces de l'appui et son retrait par rapport aux bords du tablier (b) exprimeront la présence d'une articulation en tête de pile et d'un encastrement au niveau des semelles de fondations. Remarquons que ces dispositions sont exactement inverses de celles qu'aurait, appelées une solution à béquilles.

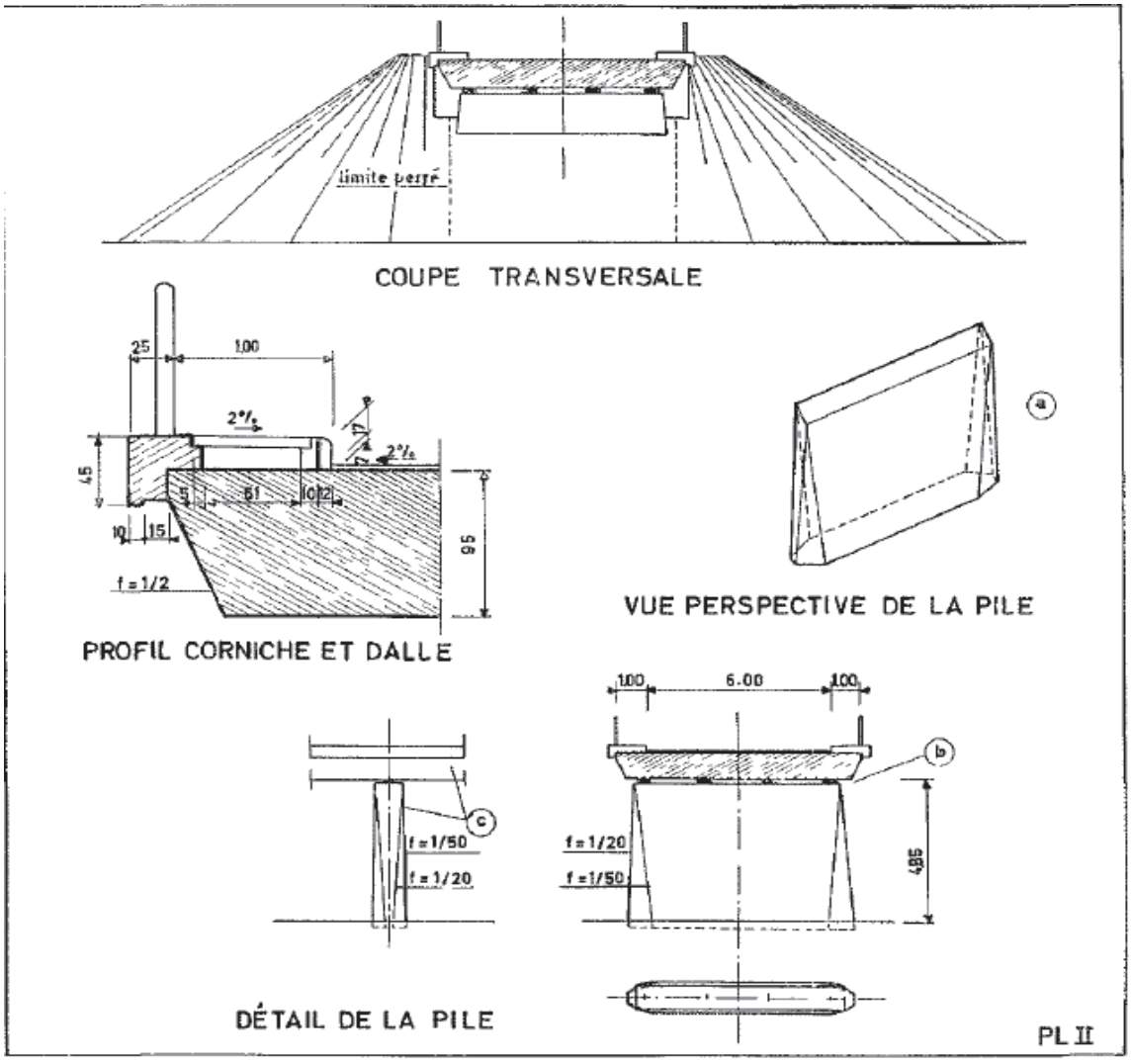


Figure I.5 Les éléments constitutifs de la pile

On s'appliquera par la suite à harmoniser les formes de ces différents éléments ; il y aura corrélation, par exemple, entre la forme de la pile et le profil transversal de la dalle, entre le profil transversal de la dalle et celui de la corniche.

L'étude des éléments constitutifs des structures types nous donnera l'occasion de développer plus largement cette idée.

❖ **Mise en proportion de chaque élément et des éléments entre eux.**

On étudiera les proportions des éléments entre eux par exemple, le volume de l'élément porteur par rapport à l'élément porté — puis les proportions de chaque élément dans ses trois dimensions ; on tiendra compte dans ces études des effets perspectifs.

Lorsque l'élément porteur est lui-même composé de plusieurs piles, cette recherche consistera à étudier individuellement les proportions de chaque pile et l'harmonie générale de l'ensemble des piles par le jeu des pleins et des vides.

Dans l'exemple choisi, on veillera à ce que l'épaisseur de la pile ne donne pas une impression de maigreur par rapport à l'épaisseur de la dalle (c). Ce risque sera évité en se référant dans le cas présent à des critères esthétiques et non pas mécaniques. On étudiera également l'incidence de l'implantation de la culée sur les proportions de la surface vue des murs en retour.

I.3. ARCHITECTURE DES PONTS COURANTS EN BETON

I.3.1. Quelques règles élémentaires :

La conception d'un ouvrage d'art, même s'il est considéré comme un pont courant, est toujours complexe, elle nécessite le respect de règles élémentaires afin de l'inscrire avec harmonie durablement dans son environnement d'accueil.

Le respect de ces règles est nécessaire, bien qu'elles ne soient pas universelles et qu'elles évoluent en particulier avec l'augmentation des performances des matériaux et le développement de nouvelles techniques de conception ou de réalisation des ouvrages. Le matériau béton, par exemple, a bénéficié, cette dernière décennie, d'une forte évolution technologique. Mais cette démarche n'est pas suffisante, elle doit faire l'objet, le plus possible en amont du projet, dès la définition du tracé et les premières esquisses de l'ouvrage, d'un travail d'équipe associant les ingénieurs et les architectes. Ce travail doit intégrer la conception globale de l'ouvrage, les lignes générales et la définition du moindre détail et se poursuivre pendant toute la phase de mise au point du projet et jusqu'à fin de son exécution. Chaque choix technique doit être confronté aux exigences architecturales afin de trouver le meilleur compromis et garantir la pérennité esthétique de l'ouvrage.

❖ **Proportions, rapports des dimensions harmonieux et cohérence d'ensemble.**

En fonction des rapports entre les dimensions géométriques générales de l'ouvrage : hauteur et largeur des piles, longueur des travées, épaisseur du tablier, volume et emplacement des culées, l'ouvrage va dégager une impression de solidité, de stabilité ou à l'inverse de légèreté, ou à l'extrême de fragilité ou de trop grande rigidité.

Les ouvertures dégagées entre les piles et le tablier (fonction de la hauteur des piles et de la longueur de la travée) ne doivent pas avoir une forme trop carrée, ni à l'inverse une forme de rectangle trop allongé. A hauteur de pile donnée, la juste répartition des travées permet de trouver le bon équilibre.

L'ouvrage doit dégager une cohérence et une unité entre sa forme générale, les traitements des parements et les détails constructifs.

❖ **Transparence**

L'ouvrage d'art courant ne doit pas être un obstacle visuel trop marqué dans le paysage d'accueil. Il doit rester modeste et ne pas masquer ou fragmenter le paysage et dégager la plus grande visibilité possible pour les automobilistes. Il convient donc de réduire au maximum le nombre d'appuis (en évitant si possible, dans le cas des passages supérieurs, les piles sur le terre-plein central), de concevoir des culées pas trop massives et des perrés en pente douce. L'ouvrage ne doit pas être pour l'automobiliste et ses passagers, un obstacle à la continuité du paysage.

❖ Sobriété du système structurel

La logique du cheminement des efforts dans l'ouvrage et de son fonctionnement statique doit être évidente, ce qui permet de réaliser des ouvrages donnant une impression de sobriété, de grande stabilité et de simplicité. Chaque constituant de l'ouvrage doit clairement exprimer sa fonction (tablier, pile, corniche, garde-corps, …). Les appuis de l'ouvrage, par exemple, évasés vers le bas donnent une impression de stabilité et d'ancrage dans le sol. La jonction entre le tablier et les piles doit suggérer le passage des charges.

❖ Adaptation au site d'accueil

L'ouvrage doit s'intégrer discrètement et aussi naturellement que possible dans son site d'accueil qui peut être urbain, périurbain ou rural. Il peut être situé en rase campagne, en zone vallonnée ou en montagne. Il doit, dans tous les cas, devenir une composante du paysage et donner l'impression d'avoir toujours été là. L'ouvrage ne peut pas être dissocié de son environnement. Pour ce faire, il convient d'analyser, en amont de la conception, les contraintes environnementales locales et les diverses composantes du site : bâti environnant, végétation, morphologie du relief, pratiques constructives locales, caractéristiques de la brèche à franchir…

La conception des formes et le choix des textures des parements doivent intégrer l'orientation de l'ouvrage et son éclairage par le soleil au cours de la journée.

L'ouvrage doit être à l'échelle du paysage, des constructions voisines, du relief, ses équipements et ses détails à l'échelle des riverains et des véhicules qui le franchissent.

❖ Maîtrise esthétique des parements

Les multiples techniques de traitement de surface des bétons et la palette des teintes permettent d'obtenir des parements en béton répondant aux diverses exigences architecturales. La combinaison des différentes textures et reliefs (incrustation, rainurage, …), la variation des formes et les contrastes entre les surfaces et leurs orientations créent des effets d'ombre et de lumière qui donnent aux ouvrages une impression de légèreté ou accentue les courbures.

❖ Architecture générale soulignée par les équipements

Les divers équipements des ouvrages, tels que, en particulier, les corniches soulignent le parti architectural de l'ouvrage. Leurs dimensions, formes et aspects doivent permettre leur intégration harmonieuse dans la structure.

L'ensemble des constituants de l'ouvrage doit donner un assemblage cohérent et homogène. Chaque élément doit avoir une proportion équilibrée vis-à-vis de l'ensemble. Le calepinage des joints des corniches permet d'animer, par exemple, la tranche horizontale du tablier.

❖ L'ouvrage doit être apprécié par les riverains et les automobilistes

Les ouvrages d'art ne sont pas conçus uniquement pour les automobilistes. Ils ont une position privilégiée sur un tracé routier, autoroutier et ferroviaire et peuvent être admirés de partout, selon de très nombreux angles de vue, par de nombreux riverains, promeneurs ou spectateurs. L'ouvrage doit pouvoir être admiré à grande vitesse par les automobilistes, et de façon statique par les piétons.

I.3.2. Témoignages

I.3.2.1. L'art du dialogue entre ingénieur et architecte

Une fois un pont ou un viaduc terminé, les problèmes techniques résolus et les difficultés administratives ou politiques oubliées, l'ouvrage, par son aspect, doit se défendre seul. En effet, c'est son apparence qui donne l'image de marque de l'infrastructure nouvelle et de ceux qui l'ont créé. C'est ce que voit le public. C'est ce qu'ils jugent. Nous ne devons pas avoir à rougir de ce que nous laissons aux générations à venir.

C'est dire - en plus d'une solidité évidente - l'importance qu'ont une bonne insertion dans le site, un dessin harmonieux, l'équilibre des masses, autant que la pertinence de la solution structurelle. L'architecte peut apporter tout cela s'il a le sens de l'ouvrage d'art.

Pour un bon résultat, la collaboration entre ingénieur et architecte est devenue nécessaire. L'un maîtrise la technique, l'autre - imaginant dans l'espace – dessine des formes satisfaisantes. Apportant chacun sa compétence, ils sont complémentaires et collaborent à base de valeur ajoutée. S'ils ont du métier et de l'estime l'un pour l'autre, ils savent la part de liberté qu'ils peuvent laisser à l'autre, de même que le domaine où il importe de pousser plus au fond la mise au point d'un élément particulier, en partant du principe que chaque cas est singulier et qu'il mérite logiquement une solution spécifique.

Essayer de réutiliser le projet précédent est une attitude paresseuse génératrice de médiocrité. Quand, en plus, ingénieur et architecte ont du talent, la collaboration est excitante pour les partenaires et aboutit à des résultats fructueux : l'arc d'Antrenas ou le viaduc de Millau sont là pour le prouver.

Jean-Louis JOLIN
Architecte

I.3.2.2. Une intervention spécifique pour une collaboration architecte-ingénieur réussie

L'intervention de l'architecte dans la conception d'ouvrages d'art est spécifique, et surtout plus vaste qu'on ne l'imagine a priori. L'architecte est un homme de synthèse, à même d'envisager l'ensemble des questions techniques, esthétiques, économiques, environnementales et sociales. Sa formation et ses références élargies sont un atout par rapport au spécialiste. Il n'est pas question pour l'architecte d'enjoliver une proposition technique équarrie par les ingénieurs, mais plutôt de s'associer à la conception du projet le plus tôt possible. L'architecte doit disséquer la démarche et les préoccupations des ingénieurs. Pour comprendre les raisons qui leur ont fait choisir tel type d'ouvrage, tel matériau, il faut remonter à l'origine, pour comprendre les parties pris ; il faut connaître ces ingrédients qui vont faire émerger le projet et donner un sens architectural à l'ouvrage. L'intervention de l'architecte suscite plutôt l'émulation. C'est une nouvelle donne dans la démarche de conception. Il est évident que le couple architecte-ingénieur sera plus convaincant à faire entendre la faisabilité de ses propositions. L'architecte s'exprime par des références, l'ingénieur démontre par le calcul ; il doit donc s'adapter en permanence, mais l'expérience, finalement, réussit

En conclusion ***"l'architecture est cette discipline où se livre ce combat perpétuel entre l'art débâtir et l'art pur, l'un recherchant la raison d'être d'une forme par l'usage et les choix constructifs sur un site, l'autre cherchant à suggérer avec la forme une émotion, des sensations, l'expérience sensible des matières et des figures d'espaces".***

Guy MURAIL
Architecte

I.3.2.3. La relation humaine clé de la réussite

La conception d'un pont, qu'il soit de grande ou de plus modeste dimension, engage toujours un dialogue actif entre l'Architecte et l'Ingénieur. Cette relation humaine est portée par le même souhait d'aboutir à une réalisation cohérente tant avec le site dans lequel elle est implantée qu'avec les modalités techniques appliquées.

Le vocabulaire architectural employé ne peut trouver sa justification que dans l'analyse de la valeur visuelle attendue. Ce n'est que le seul respect de cette dernière qui permettra d'associer aisément des concepts architecturaux et techniques harmonieux.

Cette démarche favorise incontestablement la créativité et l'innovation. Ces objectifs sont essentiels bien qu'habituellement fixés pour des ouvrages très majeurs destinés à retenir l'intérêt et attirer l'attention du grand public. Toutefois, on appréciera, pour des ponts plus courants, de trouver dans leurs lignes et modénatures, l'image de la bonne adaptation visuelle au lieu dans lequel ils sont désormais inscrits, sans risquer le travers des effets à seule vocation décorative.

Pierre MILLION
Architecte

I.4. DEFENSE DE L'ESTHETIQUE :

L'esthétique est dans tout. Elle est comme un parfum qui émane de toute œuvre construite. Chaque objet a une odeur, agréable ou mauvaise. Chaque création porte en elle un caractère esthétique. Elle est belle ou laide, jamais indifférente. La conséquence est qu'il n'y a pas de réalisation pour laquelle on puisse éluder le problème esthétique. La pire erreur serait de penser, à propos de telle ou telle construction, aussi moderne soit-elle, que l'esthétique n'a pas d'importance, ou encore que le problème ne se pose pas. Il est toujours posé.

Une autre erreur à combattre, c'est que l'esthétique coûte cher. C'est faux. L'objet, la construction la plus modeste peuvent être beaux ou laids. Il ne faut pas confondre esthétique et beauté avec luxe et somptuosité. C'est une vérité de La Palisse, mais souvent méconnue.

Ingénieurs, votre responsabilité en matière d'esthétique est essentielle. Car votre rôle est de réaliser le cadre bâti de la vie des hommes. Que vous soyez Maîtres d'ouvrages ou exécutants, vous disposez de deux puissances, celle des crédits, celle des techniques.

M. Pierre **Gervais,**
Ingénieur des Ponts et Chaussées

I.5. CONCLUSION :

La construction des ponts, essentiellement des ponts courants, a connu une importante évolution depuis les années 1970. La recherche de structures économiques et durables a eu une influence sur tout le processus, de la conception à la réalisation, en passant par la production. Il en résulte une forte proportion de ponts courants parmi les nouvelles constructions de moyenne et longue portée.

L'importance de l'esthétique des ouvrages d'art s'est renforcée parmi la population et les maîtres d'ouvrages. L'ingénieur, de par son environnement culturel et sa formation, a souvent porté une attention à cet aspect. Cependant, le recours aux architectes est de plus en plus fréquent lors de la phase de conception.

L'ingénieur et l'architecte doivent donc relever le défi de cette collaboration qui n'est pas toujours facile à rendre fructueuse. Lorsque la chimie de cette association fonctionne, ou en d'autres termes lorsque le duel pivote sur la collaboration, le résultat est en général très convaincant pour tous.

CHAPITRE II
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION :

A la fin du cycle de formation d'ingénieur d'état en travaux publics, les élèves ingénieurs s'intègrent dans le milieu actif pour évaluer et compléter leurs connaissances et les synthétiser en les mettant en œuvre. Pour cela, l'élève ingénieur doit étudier un projet réel. Ce projet a été proposé par l'entreprise nationale des grands Ouvrages d'art (ENGOA).

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 qui feront l'objet de ce chapitre.

II.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET :

II.2.1. Objectif et situation du projet

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK00+215.23 et le PK00+499.04 d'une longueur de 283 m, de la ligne routière reliant RN20 et AXE 3. Cet ouvrage est une partie intégrante dans un grand projet d'aménagement dans le cadre de la réalisation de la pénétrante reliant Guelma à l'autoroute est-ouest.

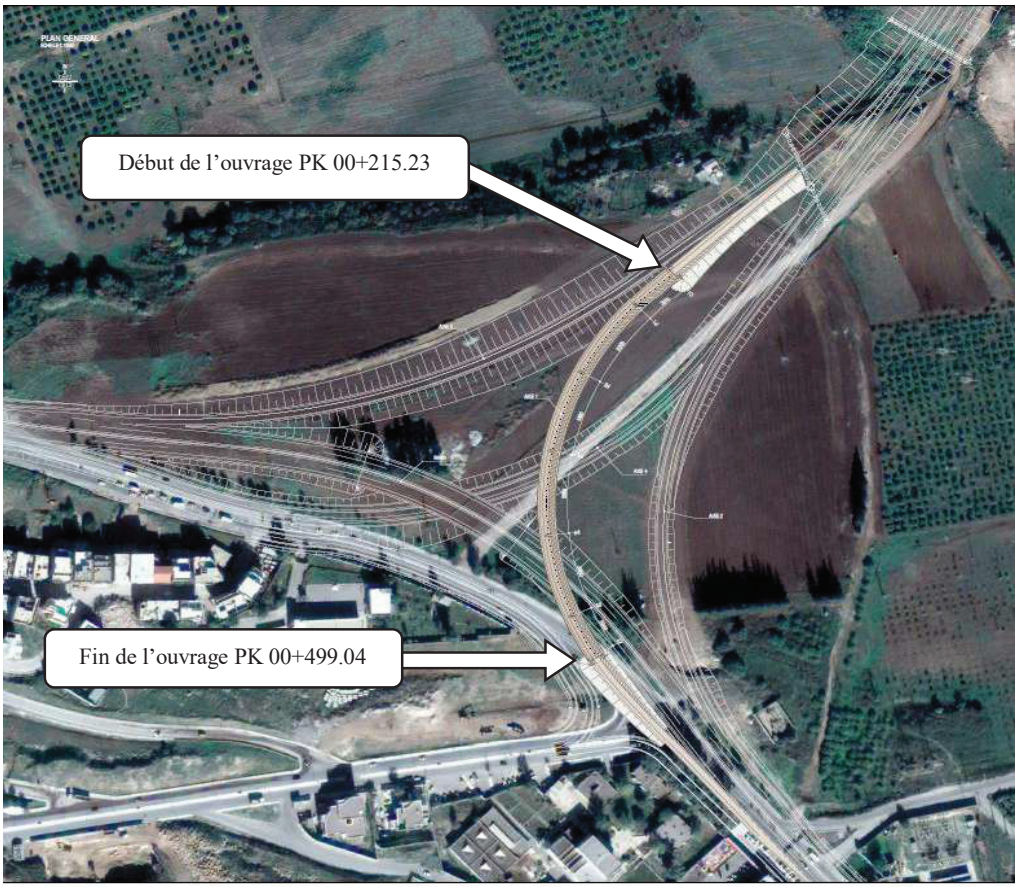


Figure II.1 Implantation du projet sur google maps

II.2.2. L'obstacle à franchir :

L'ouvrage passe au-dessus de :

- La route nationale RN°20 située dans le PK00+420 avec un gabarit respecté de 5.30 m d'hauteur.
- Une route (l'AXE 4) située dans le PK00+360.

II.3. LES DONNEES DU PROJET :

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan :

L'ouvrage est un pont courbe d'un clothoïde : A=99.02 R=185 et d'une longueur de 283 m.

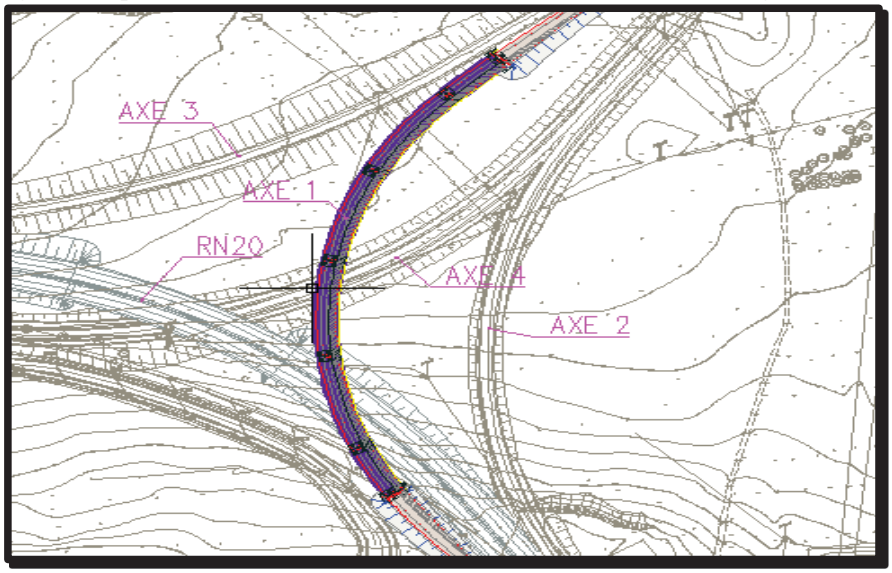


Figure II.2 Tracé en plan de la voie portée

II.3.1.2. Le profil en long :

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK00 + 331 ; ligne droite P = 6.0 %
- PK00 + 331 à la fin de projet ; Parabole de Rv =2000m;

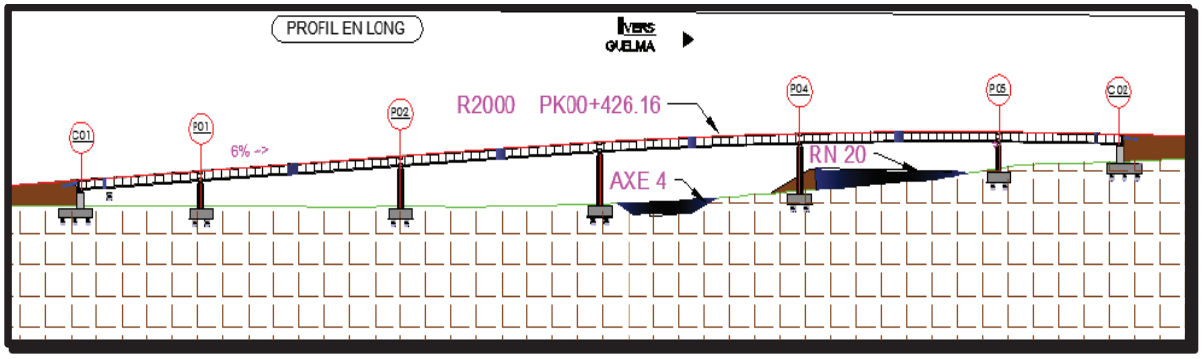


Figure II.3 Profil en long de la voie portée

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Une chaussée de largeur : 8.5 qui comprend :
  - Une voie : 3.5 m
  - Bande d'arrêt d'urgence : 2m
  - Accotement pour visibilité : 3m.
- Deux trottoirs 1.25 m chacun
- La pente du versant : variable (suit les divers correspondants au tracé en plan défini précédemment)

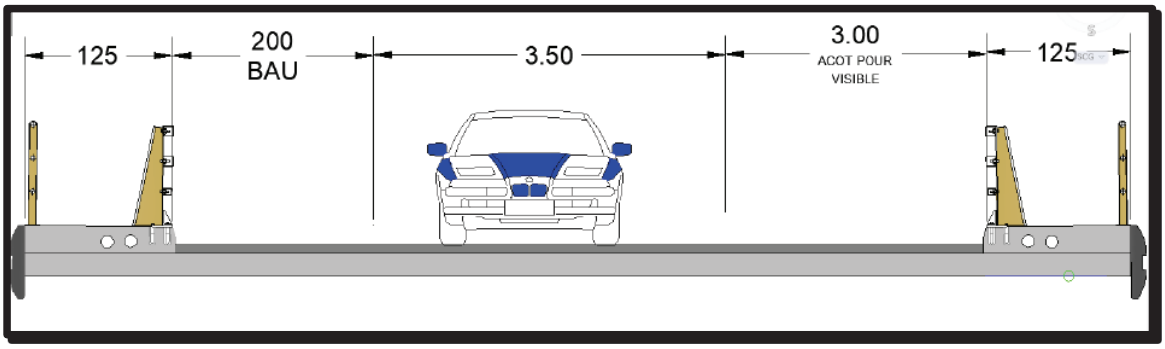


Figure II.4 Profil en travers de la voie portée

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Caractéristiques du site :

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par un certain nombre de données concernant le site et son environnement.

Les principaux renseignements que nous avons recueillis après l'analyse des données topographiques disponibles sont évoqués ci-après :

II.3.2.2. Données topographiques

Selon L'analyse du levé topographique, le site retenu est dans son ensemble **terrain plan**.

II.3.2.3. Géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, permet de :

- Retenir les meilleures conditions de stabilité et de rigidité de l'ouvrage.
- Déterminer le type d'ouvrage qu'il convient de retenir (ou du moins, elle contribue), et la nature des fondations à envisager pour les appuis.
- De choisir le meilleur emplacement pour assurer le bon comportement mécanique de l'ouvrage.

❖ **Essais in situ**

Sur le site, le LTP Est a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- (03) sondages carottés de 30,0m chacun
- (03) forages pressiométriques de 30,0m chacun.



Figure II.5 Implantation des sondages

❖ **Au laboratoire :**

Les échantillons prélevés ont subi les analyses suivantes :

- Densité sèche
- Teneur en eau
- Densité humide
- Analyse granulométrique
- Limites d'Atterberg
- Indice de consistance
- Bleu de méthylène
- Essais mécaniques :
  - Essai de cisaillement rectiligne à la boite de Casagrande de type CU**.**
  - Essai de compression à l'œdomètre
- Analyse chimique :
  - Carbonates
  - Insolubles.
  - Gypse.
  - Agressivité.

II.3.2.4. Sismicité du site

La région de Guelma est située dans la zone IIa : zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de la classe du pont, selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

II.3.3. Les données climatiques

II.3.3.1. La température

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul. Surtout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La température annuelle de Guelma est caractérisée par une variation de température uniforme entre +35° et -15°.

II.3.3.2. La neige

Les effets de la neige sont moins importants et donc ne sont pas pris en considération dans le calcul.

II.3.3.3. Le vent

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

II.3.3.4. L'humidité

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à70%.

- La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribue dans l'accélération des processus de la corrosion.
- La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation

Pour la région de Guelma l'humidité ambiante varie entre 55 et 70%.

II.4. CONCLUSION

Tout ouvrage en élévation, construit "In situ", permet à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE III
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

CHAPITRE 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 et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- ❖ Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle.
- ❖ Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques, et c'est le point que nous allons aborder dans ce chapitre ;
- ❖ L'étude détaillée de la solution à retenir et qui fera l'objet des chapitres qui suivront

III.2. LES POINTS ESSENTIELS DU CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE

La détermination des variantes à proposer pour l'ouvrage doit être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu en s'appuyant sur les paramètres 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.

Et à la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles.

Et en prenant en considération tous ces points, nous avons opté pour deux variantes différentes, avec un pré-dimensionnement de chacune, nous les analyserons, puis nous déduirons les avantages et les inconvénients de chacune, pour enfin arriver à choisir la solution la plus rentable et la plus avantageuse entre elles.

III.3. PROPOSITION DES VARIANTES

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

- ➢ Les ponts en béton ;
- ➢ Les ponts métalliques ;
- ➢ Les ponts mixtes ;
- ➢ Les ponts en béton précontraint.

Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa propre géométrie. L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico-économique. La portée dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage.

A présent, nous avons réduit notre champ de sélection aux propositions de trois variantes de conception pour l'ouvrage en question :

❖**1ère Variante :** Pont Mixte Bipoutre.

❖**2ème Variante :** Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués.

❖**3ème Variante :** pont à poutres.

III.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre »

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

III.3.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de quatre travées principales de 55 m de longueur et de deux travées de rives de 33 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 286 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 11 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises.

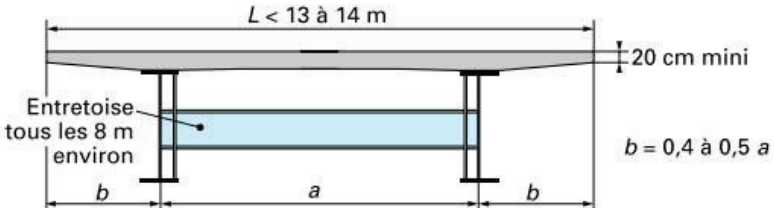


Figure III.1 Coupe transversale d'un tablier bipoutre

1.5 m ≤ a ≤ 0.55 L → On opte pour : **a = 6 m**, par conséquence **b = 2.5 m**.

III.3.1.3. Conception des poutres principales

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

Tableau III.1 Prédimensionnement des poutres métalliques

Elément	Ration usuelle	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur sur pile	H = L/25	2 200
Hauteur à la clé	L/50 ≤ H' ≤ L/40	1 200
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H').\left(\frac{x}{\ell}\right) + (H - H').\left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005 \times d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure sur pile	$500mm \leq b_i \leq 1\,200$ mm	900
Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq b_s \leq 1\,000$ mm	700
Largeur semelle inférieure à la clef	$500mm \leq b_i \leq 1\,200$ mm	700
Largeur semelle supérieure à la clef	$400mm \leq b_s \leq 1\,000$ mm	500
Epaisseur de la semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

III.3.1.4. Conception des entretoises

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

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 7 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans la ***figure III.2***

Tableau III.2 Pré-dimensionnement des pièces de pont

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	220
Epaisseur de la semelle t_f	19
Epaisseur de l'âme t_w	12

III.3.1.5. Choix de la nuance d'acier

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

III.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique

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

III.3.1.7. Inconvénients de cette variante

- D'après l'enquête faite sur site, on a constaté que le taux d'humidité est élevé.
- La corrosion en raison de l'humidité de l'environnent de l'ouvrage.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, on doit aussi opérer un contrôle strict sur le chantier.
- Demande d'une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Coût très élevé à cause de la grande quantité de l'acier et de type de fondation à utiliser.

III.3.1.8. Avantages de cette variante

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.
- L'augmentation de la rigidité à la flexion.
- Bonne résistance à la torsion.
- La rapidité d'exécution globale.

III.3.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante

NB : la conception longitudinale c'est la même dans variante 1.

III.3.2.1. Découpage des voussoirs

Il dépend des moyens du transport, nous avons pris une longueur de 2.30m pour les voussoirs courants et 2.10m pour le voussoir sur pile.

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 127**.

- ✓ 5 voussoirs sur pile ;
- ✓ 6 voussoirs de clavage ;
- ✓ 110 voussoirs courants ;
- ✓ 6 voussoirs sur culée.

III.3.2.2. Conception transversale

❖ Pré-dimensionnement de la section transversale :

Nous examinons dans ce paragraphe, en nous basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs en 2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La ***figure III.2*** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Elément	Ration usuelle	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$\frac{1}{25} < h < \frac{1}{20}$	230 cm
Largeur de voussoir	B	1 100 cm
C	B/4	275 cm
D	B-2C	550 cm
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	20 cm
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	35 cm
e_3	$e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1{,}5\ e_4$	48 cm
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	21 %
e_a	$e_a \geq 0{,}26 + L/500$	50 cm
$e_c = e_p$	$e_c \geq (18\text{cm}, 3\phi, e_a/3)$	35 cm
Gossier supérieure	$30° < \alpha < 45°$	30°
Gossier inférieure	$30° < \alpha < 45°$	30°

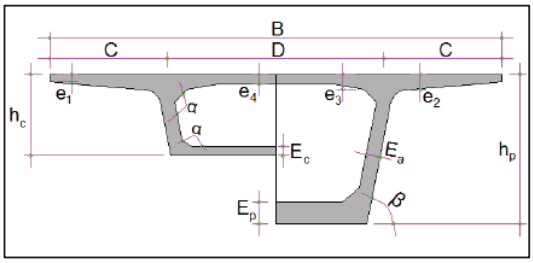


Figure III.2 Notations des dimensions

III.3.2.3. Construction

La construction des piles s'avère un peu facile par rapport à l'autre variante. Pour la fabrication du tablier, elle consiste à l'exécuter élément par élément sans contact avec le sol ce qui est très bénéfique dans le cas où les conditions de déplacement dans le site sont très difficiles, par contre cette méthode est coûteuse et nécessite des entreprises très expérimentées dans la réalisation de ce type de pont.

III.3.2.4. Les inconvénients de cette variante

- Poids important ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes.
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes
- Ouvrage hyperstatique sensible aux tassements différentiels.
- La réalisation de ce type d'ouvrage requiert des entreprises de réalisation ayant un certain savoir-faire.
- L'entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

III.3.2.5. Les avantages de cette variante

- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.
- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.
- La suppression des cintres et échafaudages.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.
- Son coût concurrence avec succès la construction métallique.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.

III.3.3. Variante 3 : « Pont à poutre »

La troisième variante a été éliminée parce qu'elle ne répond pas aux points suivants :

- L'emplacement de l'ouvrage demande beaucoup d'esthétique à cause de la densité du trafic qui le traverse sachant que les ponts à poutres souvent nuisent à l'aspect esthétique.
- La courbure de l'ouvrage est très serrée vu que :
  - La zone de jonction entre poutres présente un vide important du côté convexe
  - Le tracé en plan est courbe, les poutres sont placées suivant une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La ligne rouge théorique du tracé n'est donc pas rigoureusement respectée, à moins de jouer sur l'épaisseur de la couche de roulement pour rattraper cette différence. Cette dernière solution imposerait d'ailleurs des contraintes d'exécution importantes devant un défaut relativement mineur compte tenu des rayons de courbure du profil en long couramment utilisés.

Alors la courbure longitudinale et transversale de l'ouvrage complique la phase d'exécution donc la variante pont à poutre n'est pas le bon choix.

III.4. ANALYSE MULTICRITERE

Pour retenir une variante, l'analyse sera effectuée du point de vue des critères suivants :

- Intégration par rapport au site
- L'exigence fonctionnelle
- Les efforts dans les fondations
- Main d'œuvre et entretien
- Mode de construction
- Le coût global

III.4.1. Intégration par rapport au site

La variante 1 : Celle-ci présente une mauvaise intégration par rapport au site et nécessite une possible gêne de la circulation de la RN20 durant la phase de construction.

L'environnent de l'ouvrage présente un fort taux d'humidité : les ponts métalliques et mixtes sont à exclure à cause de la corrosion (en doit ajouter des matériaux spéciaux pour la protection anticorrosion) ce qui augmente le coût de l'ouvrage.

La variante 2 : La structure de ce type d'ouvrage permet une bonne intégration au site et présente une forme esthétique recherchée, ainsi qu'une longue durée de vie.

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé en dessous de l'ouvrage (RN20).

III.4.2. L'exigence fonctionnelle

La variante 1 : La variation importante du rayon de courbure qui implique augmentation des nombres des entretoises et des équipements de soudage (augmentation de coût) pour assurer la résistance de torsion et la résistance de gauchissement.

La variante 2 : La forme géométrique de caisson donne une grande rigidité à la torsion et permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.

III.4.3. Les efforts dans les fondations

La variante 1 : Les fondations sont sollicitées par des efforts très raisonnables à cause de la légèreté du tablier.

La variante 2 : Les ponts construits par encorbellement sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des efforts très importants, ce qui implique des fondations importantes (augmentation des matériaux qui engendrent un coût élevé).

III.4.4. Main d'œuvre et entretien

Les ponts mixtes et métalliques ont besoin d'une main d'œuvre très qualifiée pour la soudure des éléments. Ils exigent un entretien permanent contre la corrosion et un système de surveillance avec des visites périodiques.

Notre ouvrage présente une courbe en plan importante qui nécessite dans la phase d'exécution une main d'œuvre très qualifiée. En plus, on doit assurer la disponibilité de tous les équipements. On doit aussi assurer une grande précision de travail. Ces deux considérations font défaut en Algérie.

III.4.5. Mode de construction

Pour le pont construit en encorbellement, la réalisation des piles s'avère un peu facile par rapport à l'autre variante à cause de la diminution du nombre. Concernant le tablier du pont en encorbellement, il est coulé sur place sans contact avec le sol, il présent un avantage très bénéfique par rapport aux autres variantes, ceci s'avère bénéfique dans notre cas où la brèche est profonde et les conditions de déplacement dans le site sont très difficiles.

III.4.6. Le coût global

La quantité des matériaux utilisés lors de la construction est très importante pour les deux variantes, vu leurs nombres importants de piles (5 piles) et la portée 286 m. Pour la réalisation de la première variante, nos ingénieurs sont familiarisés avec les équipements et le matériel est disponible en Algérie. Par ailleurs la deuxième variante requiert une technologie très avancée et une assistance des entreprises étrangères, ce qui donne un coût élevé de la deuxième variante.

III.5. COMPARAISON DES VARIANTES PROPOSEES

Après avoir fait la présentation et l'analyse des trois variantes proposées, on passe maintenant à la comparaison afin de pouvoir tirer la proposition la plus adéquate pour notre site.

Voici un tableau synoptique qui détaille au maximum les inconvénients et les avantages de chaque variante suivant les critères qu'on a détaillé précédemment

Tableau III.3 synoptique de comparaison des variantes

Critères / Variantes	Le coût global	Mode de construction	Main d'œuvre et entretien	Les efforts dans les fondations	L'exigence fonctionnelle	Intégration par rapport au site
Pont Mixte Bipoutre	-	!	-	+	-	-
Pont voussoirs	+	+	+	-	+	+

Signification des facteurs de comparaison :

+ : favorable

- : défavorable

! : pas envisageable

III.6. CONCLUSION

Après l'analyse du tableau précédent, la variante retenue est celle construite en encorbellements successifs pour son intérêt esthétique, statique, coût et aussi pour le motif le plus important : son mode de construction adapté aux conditions et obstacles de notre site.

Les concepts de cette variante seront traités plus en détails dans les chapitres suivants.

CHAPITRE IV
CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

CHAPITRE IV. 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 dûs 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 épreuves des ponts-routes.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

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 des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
3. RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ;
4. RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
5. Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
6. Document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

Tableau IV.1 Les caractéristiques des bétons utilisés

	Type du ciment	Dosage (kg/m^3)	Fc28 (MPa)	Ft28 (MPa)
La superstructure	CPA42,5	450	45	3.3
L'infrastructure	CPA42,5	350	27	2.22

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

IV.3.2. Armatures

IV.3.2.1. 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.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les câbles de précontraintes sont constitués de 15 torons de 15.7 de diamètre : **15T15S 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 : $A_{p\ 1toron}$ **= 150 mm²**
- Section d'un câble : $A_{p\ 1cable}$ **= 2100 mm²**
- Diamètre du gain : **Φ = 90 mm**
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- Coefficient de recul d'encrage **g = 2 mm**

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

a) Contraintes admissibles à la compression

$f_{bu} = 0{,}85\ f_{cj} / \theta.\gamma_b$ (MPa).....(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 entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

γ_b : Coefficient de sécurité partiel sur le beton

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

Tableau IV.2 Contraintes admissibles à la compression du béton

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1{,}5$	25.5	15.3
		$\gamma_b = 1{,}15$	33.26	19.96
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		27	16.2

$$\gamma_b = \begin{cases} \mathbf{1,5} \text{ situation durable} \\ \mathbf{1,5} \text{ situation transitoire} \\ \mathbf{1,15} \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

b) Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "$\mathbf{E_{ij}}$" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

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

$\mathbf{E_{vj} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}}}$; Module de déformation sous chargement de langue durée.

IV.3.3.2. Armatures

a) Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV.3 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 $\gamma_s = 1{,}15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6		252.76	207.31
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ 0{,}4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6		206.80	169.62

b) Classe de justification de la précontrainte

C'est la **Classe II** (la plus courante)

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

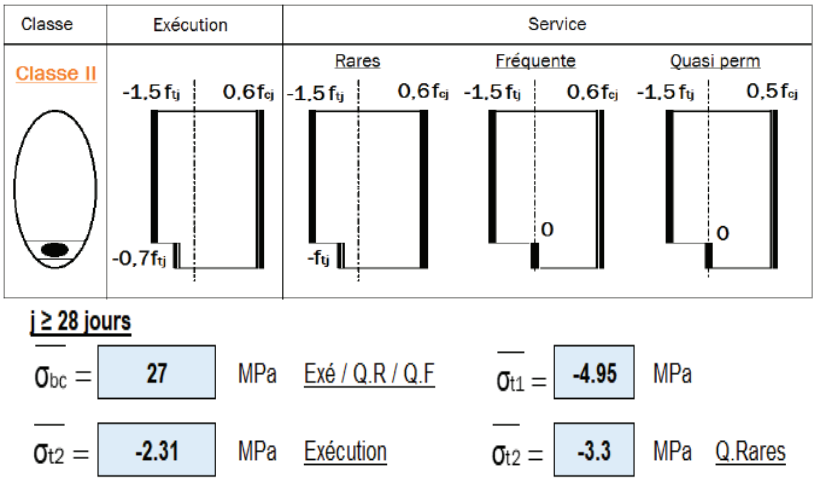


Figure IV.1 Limitation des contraintes des sections en B.P

IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Introduction

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre, nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

IV.4.2. Les actions

Les actions appliquées à un pont sont de trois types :

- Les actions hors trafic (CP, CCP)
- Les actions dûes au trafic (A(l), Bc, Bt, Mc120, D240…)
- Les actions accidentelles (séisme ...)

IV.4.2.1. Les actions hors trafic

a) Les charges permanentes

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante. Elles comprennent :

- Le poids propre G des éléments de la structure.
- Le poids des équipements fixe de toute nature (Garde-corps, corniche, revêtement…)

b) Les charges variables hors trafic

- Actions dûes au vent.
- Actions dûes à la neige.
- Action thermique.

IV.4.2.2. Les actions dûes aux trafics

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

IV.4.2.3. Les actions accidentelles

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA2008).

IV.4.3. Evaluation des actions hors trafic

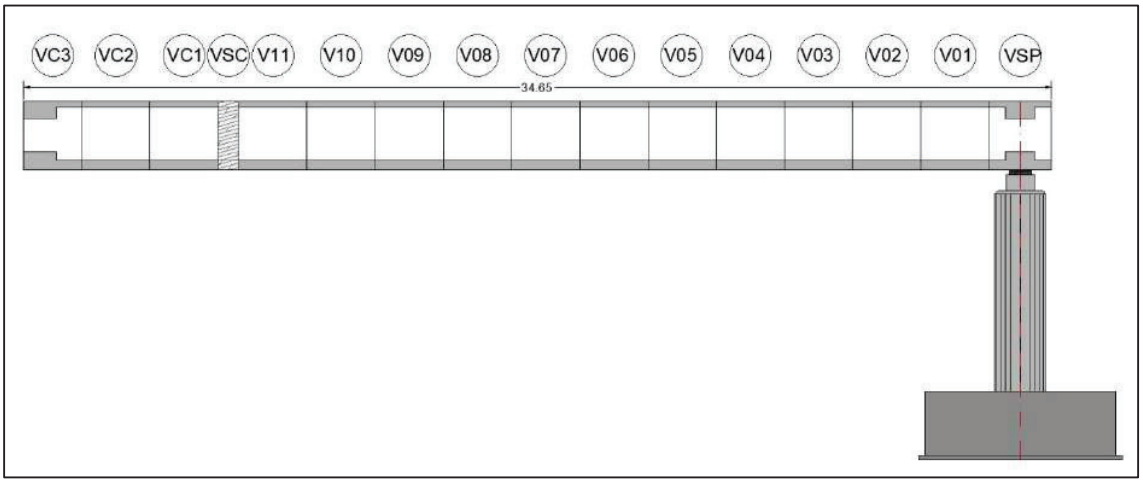


Figure IV.2 Numération des voussoirs

IV.4.3.1. Actions permanentes Poids des voussoirs : CP

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.4 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)**
1/2VSP	0.5	14.07	175.8288	**V09**	2.3	7.14	410.5155
	0.55	7.14	98.16675	**V10**	2.3	7.14	410.5155
V01	2.3	7.14	410.5155	**V11**	2.3	7.14	410.5155
V02	2.3	7.14	410.5155	**VSC**	2.3	7.14	410.5155
V03	2.3	7.14	410.5155	**VSC (rive)**	0.7	7.14	124.9395
V04	2.3	7.14	410.5155	**VC01**	2.3	7.14	410.5155
V05	2.3	7.14	410.5155	**VC02**	2.3	7.14	410.5155
V06	2.3	7.14	410.5155	**VC03**	1.35	7.14	240.9548
V07	2.3	7.14	410.5155		0.6	14.07	210.9945
V08	2.3	7.14	410.5155				

- Poids total d'un demi-fléau **: 4 789.666 kN**
- Poids total d'un fléau : **9 579.33 kN**
- Poids total de l'ouvrage : **52 334.56 kN**

IV.4.3.2. Les compléments de charges permanentes CCP

Tableau IV.5 Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges

Eléments	Densité (kN/m^3)	Poids (kN/ml)	Poids (kN)
Trottoir	25	14.04	4032.29
Glissière de Sécurité	/	2 x 0.75	430.8
Garde-corps	/	2 x 0.75	430.8
Revêtement en BB	24	16.32	4687.1
Corniches	25	3.935	1130.13
Poids CCP	/	**37.3**	**10 711.12**

Poids total pour 1ml G :
G = 182.2 kN
Poids Total G_v :
G_v = 52 334.56 kN
Poids Total G_{Total} = G_v + G_{Ccp}:
G_{Total} = 63 045.69 kN

IV.4.3.3. 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.4.4. Evaluation des actions dûes au trafic

IV.4.4.1. Caractéristiques du pont

a) Largeur roulable

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

b) Largeur chargeable

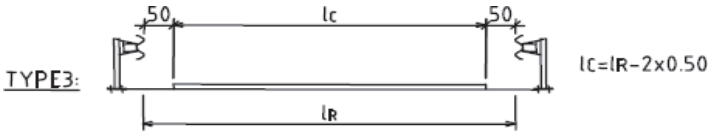


Figure IV.3 Largeur roulable et chargeable d'une voie

La largeur chargeable est déduite de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).

Tableau IV.6 Caractéristiques du pont

Largeur roulable	**8.5 m**
Largeur chargeable	**7.5 m**
Nombre de voies	**2**
Largeur d'une voie	**3.75**

c) Classe de pont

Tableau IV.7 Les classes des ponts routiers

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

d) Les cas de chargement

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

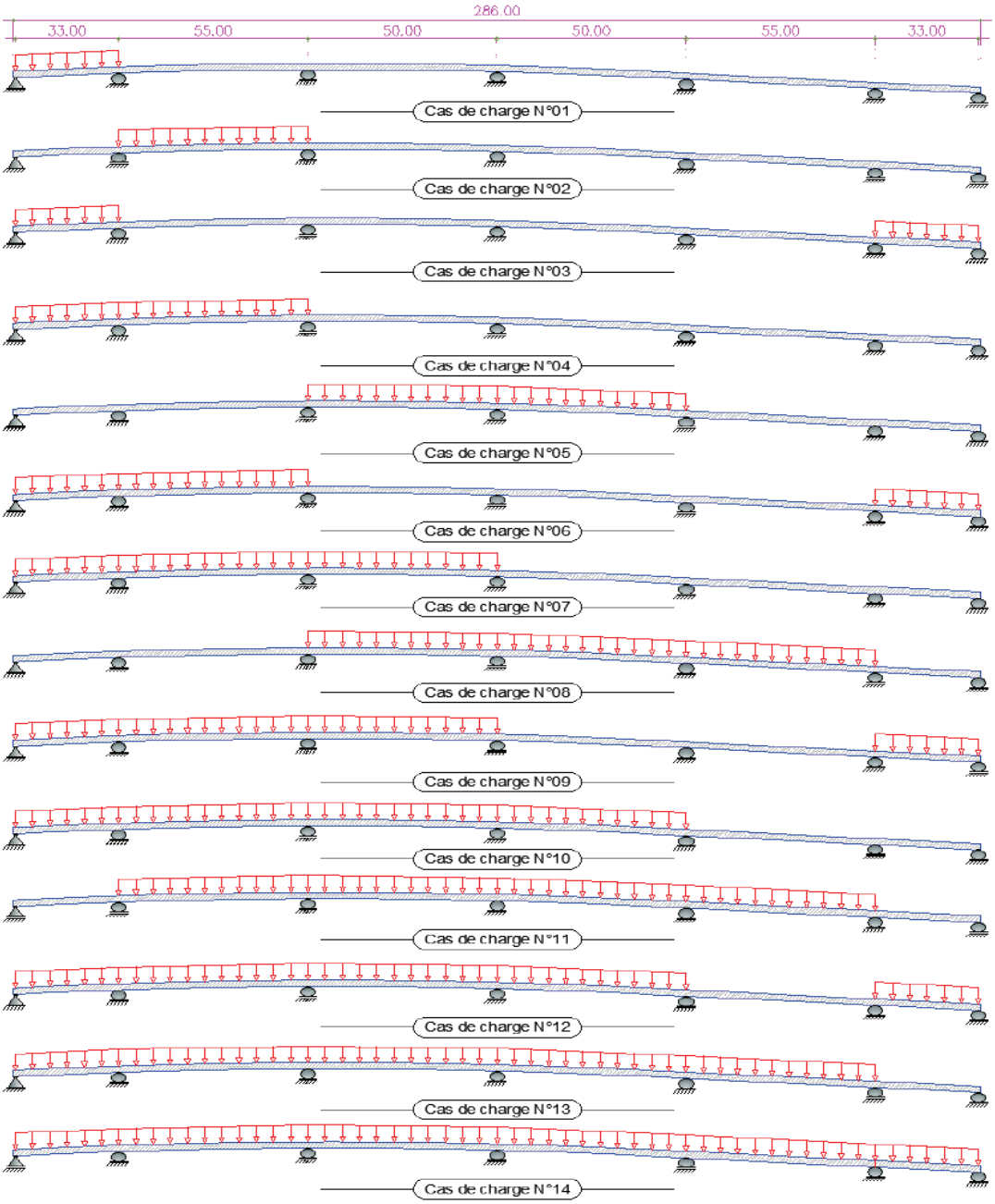


Figure IV.4 Les 14 cas de charge possibles

IV.4.4.2. Système de charge A

Le système A(L) se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge A(L), exprimée en KN/m², est donnée en fonction de la longueur chargée (L) exprimée en mètre.

$$A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{L+12} \quad ; A1 = max \begin{cases} a1\, A(l) \\ 4 - 0{,}002L \end{cases} \text{ (kN/m²)} \quad \text{.....(IV.3)}$$

Avec

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients $\mathbf{a_1}$ du ***tableau IV.8.***

Tableau IV.8 Valeurs du 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 $\mathbf{a_2 = 3.5 / 3.75 = 0.93.}$

Les résultats sont résumés dans le ***tableau IV.9***.

Tableau IV.9 Valeurs de A(l) pour les 14 cas possibles

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	A(l)*a_1*a_2 (kN/m2)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)	
				A(l) 1 voie	A(l) 2 voies
Cas 1	33.00	10.30	9.61	36.05	72.10
Cas 2	55.00	7.67	7.16	26.86	53.71
Cas 3	66.00	6.92	6.45	24.20	48.41
Cas 4	88.00	5.90	5.51	20.65	41.30
Cas 5	110.00	5.25	4.90	18.38	36.76
Cas 6	121.00	5.01	4.67	17.52	35.05
Cas 7	143.00	4.62	4.31	16.18	32.36
Cas 8	165.00	4.33	4.04	15.17	30.34
Cas	176.00	4.21	3.93	14.75	29.50
Cas 10	198.00	4.01	3.75	14.05	28.10
Cas 11	220.00	3.85	3.59	13.48	26.96
Cas 12	231.00	3.78	3.53	13.24	26.47
Cas 13	253.00	3.66	3.41	12.80	25.61
Cas 14	286.00	3.51	3.27	12.28	24.56

IV.4.4.3. 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 $\mathbf{B_t}$ qui se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le système $\mathbf{B_r}$ qui se compose d'une roue isolée de 10t

a) 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.10***.

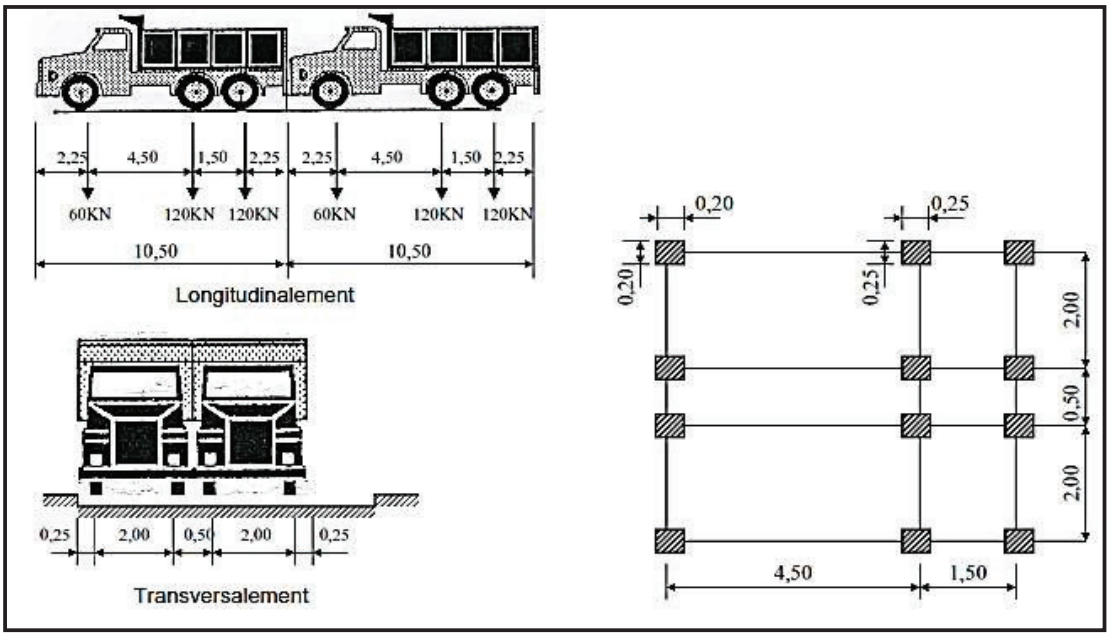


Figure IV.5 système de chargement Bc

Tableau IV.10 Les valeurs du coefficient bc

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

b) 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 $\mathbf{b_t}$.

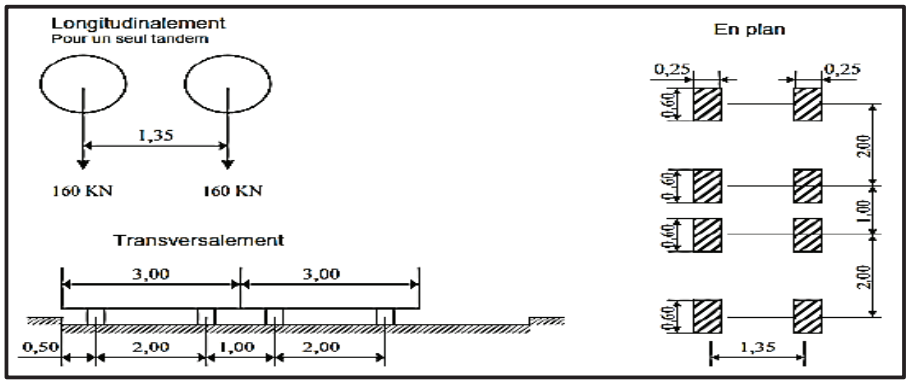


Figure IV.6 Système de chargement Bt

c) Coefficient de majoration dynamique

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

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

Avec

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente.
S : sa charge B maximale.

Les résultats sont mentionnés dans le ***tableau IV.11***, (détail de calcul voir ***Annexe C***).

Tableau IV.11 Les valeurs de δ

Système de chargement	δ
B_c	1.079
B_t	1.068

IV.4.4.4. Efforts de freinage

a) Système de charge A

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

$$F = \frac{A.S}{20+0,0035\ x\ S} \text{ (kN)} \quad \text{.....(IV.5)}$$

S: surface chargée en (m^2).

On trouve $F_{max\ :\ 2voies}$ = 255.32 KN (détail de calcul voir ***Annexe C***).

b) Système de charge B_c

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de **300 kN**.

IV.4.4.5. 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 **Mc120** est multiplié par le coefficient **δ,** qui est égal **1.075** (détail de calcul voir ***Annexe C***).

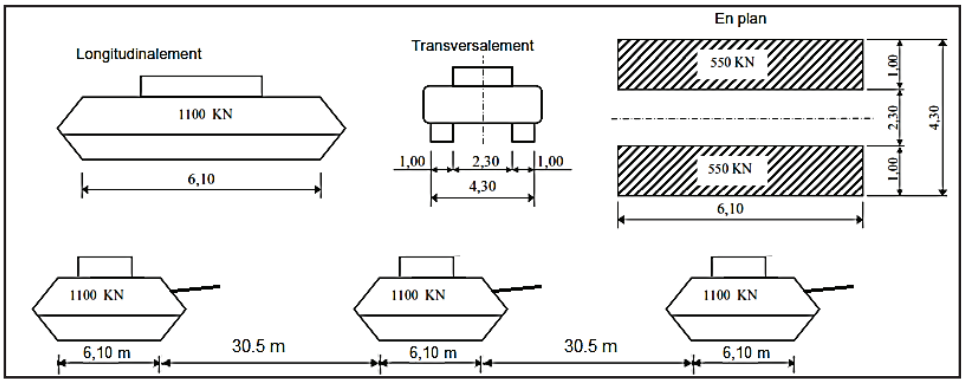


Figure IV.7 Convoi de charge Mc 120

IV.4.4.6. 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.

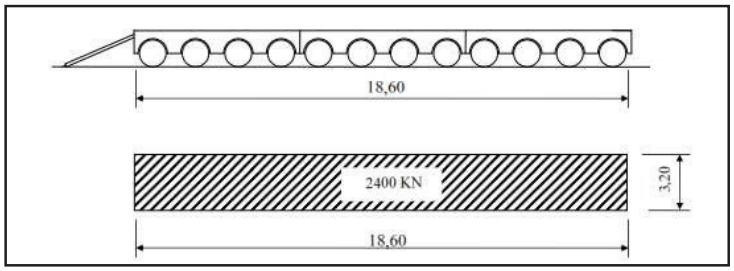


Figure IV.8 Convoi exceptionnel D240

IV.4.4.7. 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.

CHAPITRE V
ETUDE LONGITUDINALE

CHAPITRE V. ETUDE LONGITIDUNALE

V.1. INTRODUCTION

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

Pendant 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 : où 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 la construction, en particulier les piles et têtes de pile et leurs fondations.

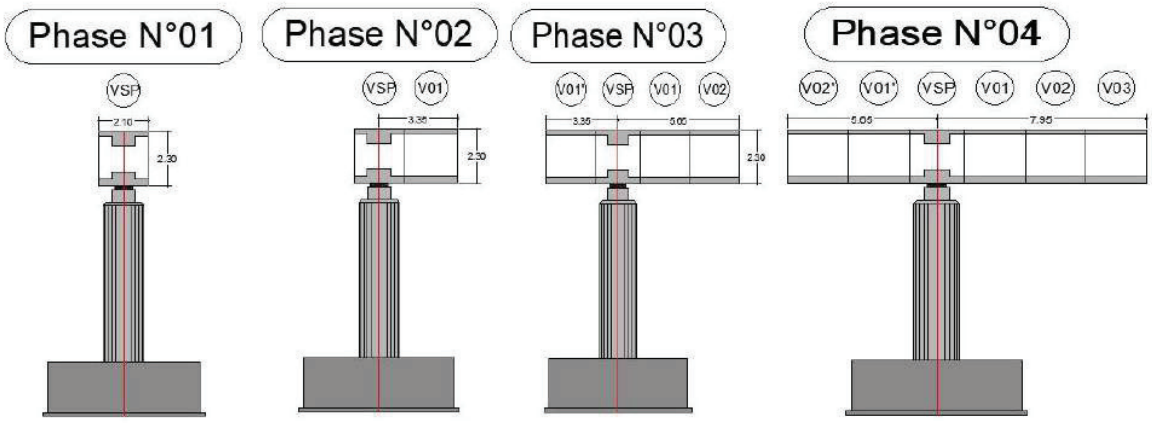
Dans ce chapitre, on va étudier cette stabilité pour ses deux états limites, en passant par les combinaisons en situation temporaires de construction ainsi qu'en situation accidentelle.

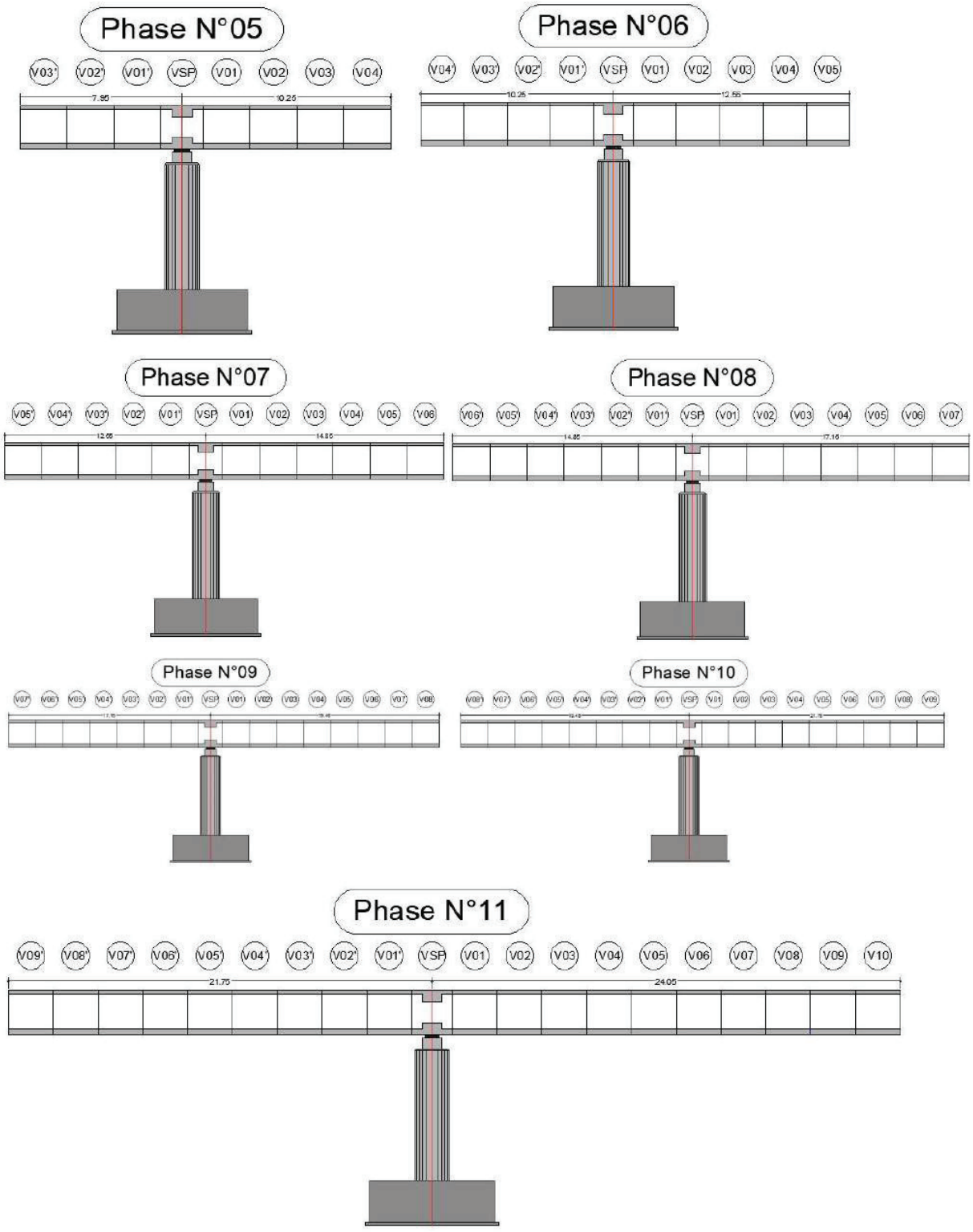
V.2. METHODE DE CONSTRUCTION

Le tablier est construit par encorbellement de voussoirs successifs à partir des piles. Les voussoirs préfabriqués sont transportés sur le lieu, soulevés par une grue en correspondance de la pile, positionnés alternativement aux extrémités des encorbellements et rendus solidaires au moyen de la précontrainte.

Une structure temporaire qui se pose au chevêtre de la pile en garantit la stabilité vis à vis du déséquilibre dû aux manœuvres.

Une jetée de béton sur place réalise la continuité en correspondance de la ligne médiane.




Phase N°05
V03' V02' V01' VSP V01 V02 V03 V04
7.95
10.25
Phase N°06
V04' V03' V02' V01' VSP V01 V02 V03 V04 V05
10.25
12.55
Phase N°07
V05' V04' V03' V02' V01' VSP V01 V02 V03 V04 V05 V06
12.65
14.85
Phase N°08
V06' V05' V04' V03' V02' V01' VSP V01 V02 V03 V04 V05 V06 V07
14.85
17.15
Phase N°09
V07' V06' V05' V04' V03' V02' V01' VSP V01 V02 V03 V04 V05 V06 V07 V08
17.15
19.45
Phase N°10
V08' V07' V06' V05' V04' V03' V02' V01' VSP V01 V02 V03 V04 V05 V06 V07 V08 V09
19.45
21.75
Phase N°11
V09' V08' V07' V06' V05' V04' V03' V02' V01' VSP V01 V02 V03 V04 V05 V06 V07 V08 V09 V10
21.75
24.05

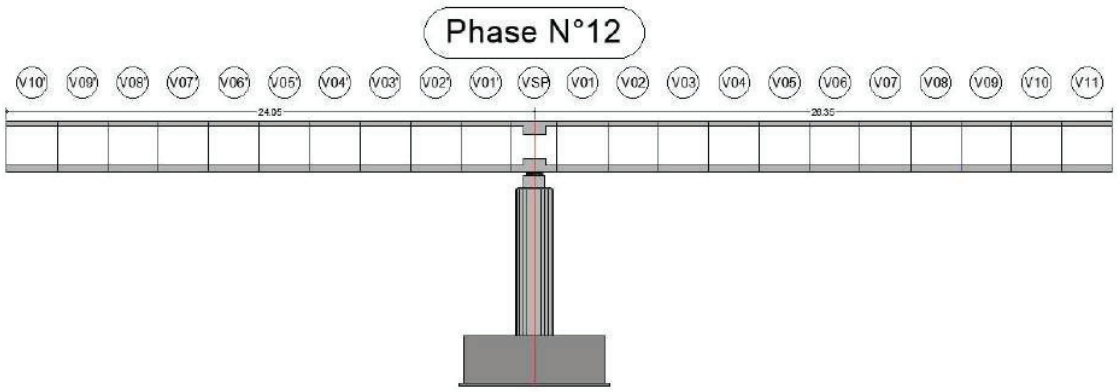


Figure V.1 Cheminement de la réalisation d'un demi-fléau

V.3. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.3.1. Charges à prendre en compte

V.3.1.1. 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.3.1.2. 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/m^2** sur un demi- fléau : **Q_{PRA1} = 2.2 KN/ml**.

Une charge concentrée de (50+5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir : **Q_{PRA2}=105KN**.

V.3.1.3. 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 = - 410.55 KN.

V.3.2. Combinaisons d'actions

V.3.2.1. 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)

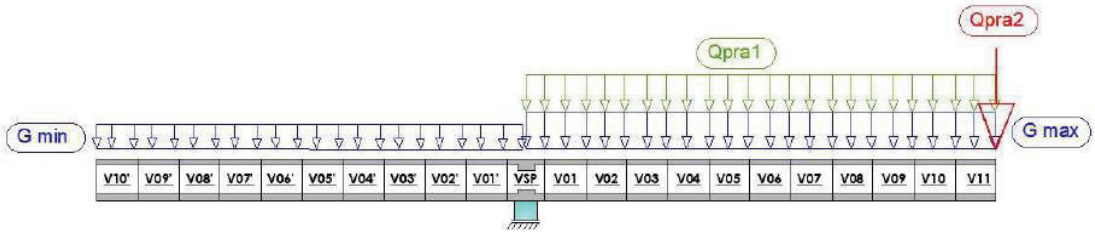


Figure V.2 Situation temporaire de construction à considérer

V.3.2.2. Combinaisons 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)

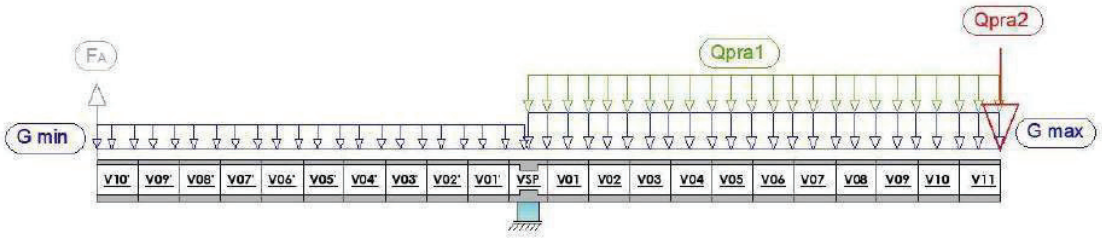


Figure V.3 Situation accidentelle à considérer

V.3.3. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, on utilise un modèle de calcul à l'aide du logiciel à base d'éléments Finis (ROBOT structural analysis). Dans ce modèle, on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

Les résultats sont résumés dans le tableau ***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	72 735.63	5474.56	60 313.18	4516.18	71 853.20	5433.86	59 430.75	4475.48
Fin VSP	67 180.76	5172.87	55 729.78	4268.83	66 340.69	5132.75	54 889.71	4228.70
Fin V01	55 782.28	4713.63	46 321.08	3891.93	55 033.15	4674.77	45 571.95	3853.07
Fin V02	45 489.15	4255.92	37 819.67	3516.25	44 827.75	4218.33	37 158.27	3478.70
Fin V03	36 227.58	3798.08	30 164.85	3140.54	35 651.07	3761.75	29 588.34	3104.21
Fin V04	28 005.71	3340.02	23 363.12	2764.59	27 511.42	3304.96	22 868.83	2729.55
Fin V05	20 820.83	2881.34	17 412.28	2388.19	20 406.07	2847.54	16 995.57	2354.39
Fin V06	14 712.37	2423.25	12 344.89	2011.73	14 373.99	2390.71	12 006.63	1979.70
Fin V07	9656.62	1964.27	8141.63	1635.55	9391.79	1933.01	7876.80	1604.29
Fin V08	5660.68	1506.12	4808.13	1259.52	5466.35	1476.12	4613.80	1229.55
Fin V09	2732.44	1050.63	2351.14	885.74	2605.39	1021.89	2224.08	856.99
Fin V10	830.39	589.50	735.65	507.29	768.52	562.02	673.78	479.82
Fin V11	0.00	131.04	0.00	131.04	0.00	104.83	0.00	104.83

V.4. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

V.4.1. Phases de réalisation du pont

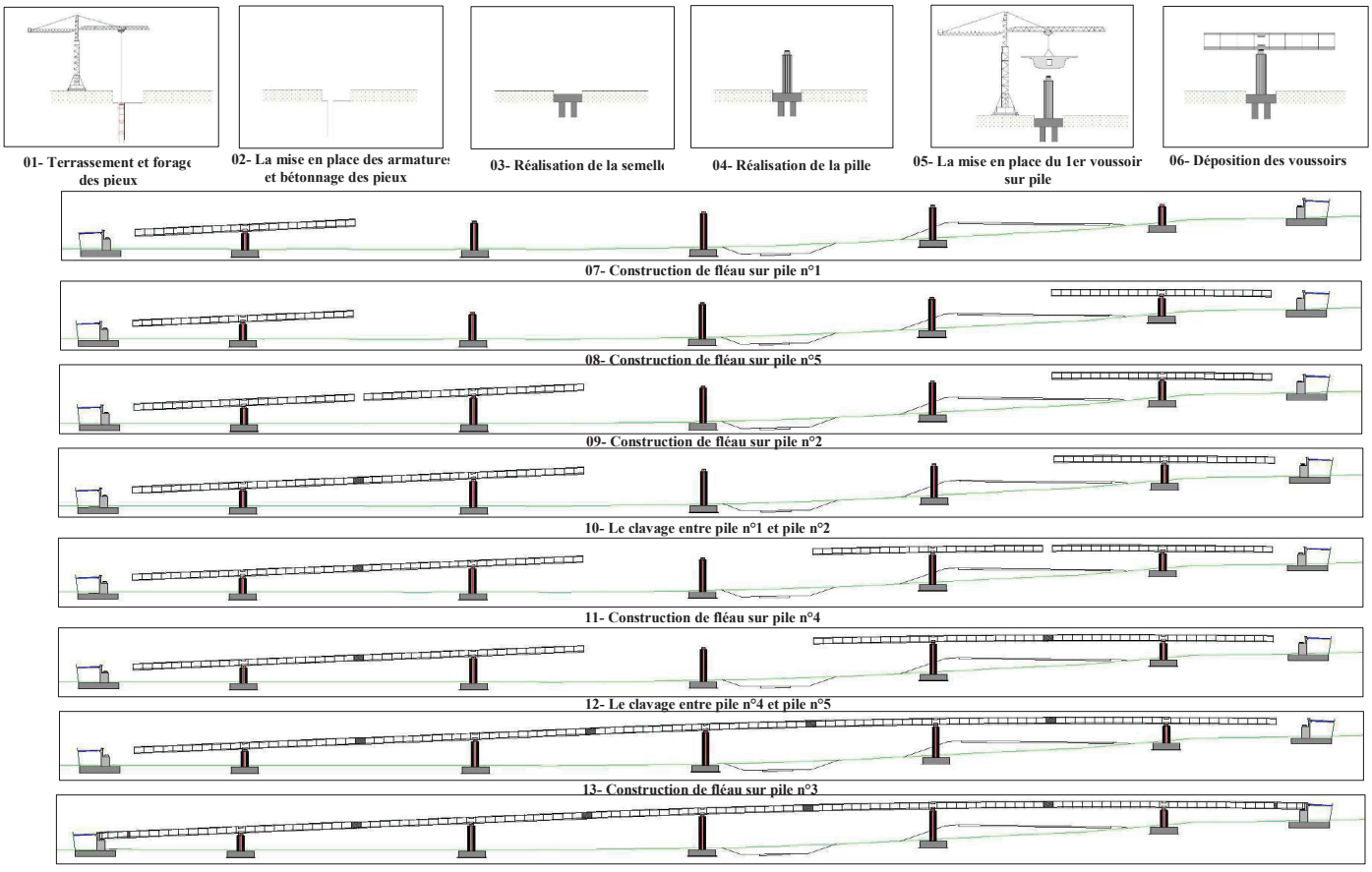


Figure V.4 Le déroulement de la construction du pont

V.4.2. Modélisation

Pour notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

1. La structure est définie par des éléments barres.
2. Sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles.
3. Chaque section est définie par le logiciel de dessin (AutoCAD) , puis exportée vers le logiciel de calcul (ROBOT structural analysis).
4. Les appuis sont considérés comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double.
5. Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le ***chapitre VI.***

V.4.3. Combinaisons d'actions

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	St
ELU	COMB 1	**1,35**	**1,6**	-	-	-	-	**1.6**
	COMB 2	**1,35**	-	**1,6**	-	-	-	**1.6**
	COMB 3	**1,35**	-	-	**1,6**	-	-	**1.6**
	COMB 4	**1,35**	-	-	-	**1,35**	-	-
	COMB 5	**1,35**	-	-	-	-	**1,35**	-
ELS	COMB 1	**1**	**1,2**	-	-	-	-	**1**
	COMB 2	**1**	-	**1,2**	-	-	-	**1**
	COMB 3	**1**	-	-	**1,2**	-	-	**1**
	COMB 4	**1**	-	-	-	**1**	-	-
	COMB 5	**1**	-	-	-	-	**1**	-

V.4.4. 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.

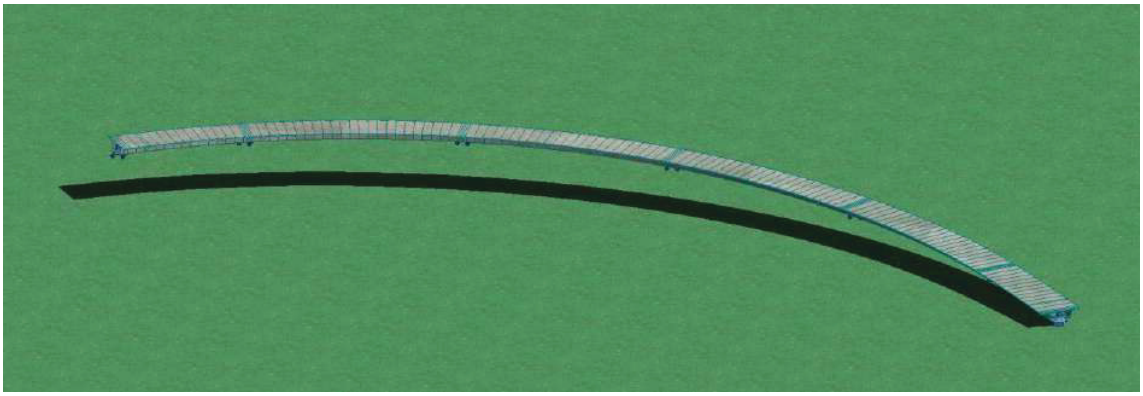


Figure V.5 Modèle de calcul

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

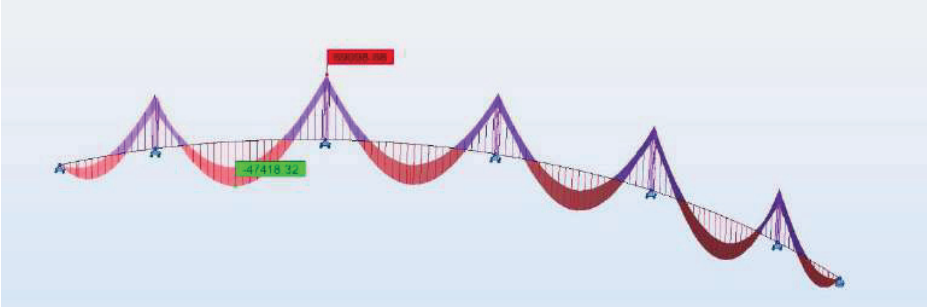


Figure V.6 M Max à l'ELS(G+D240)

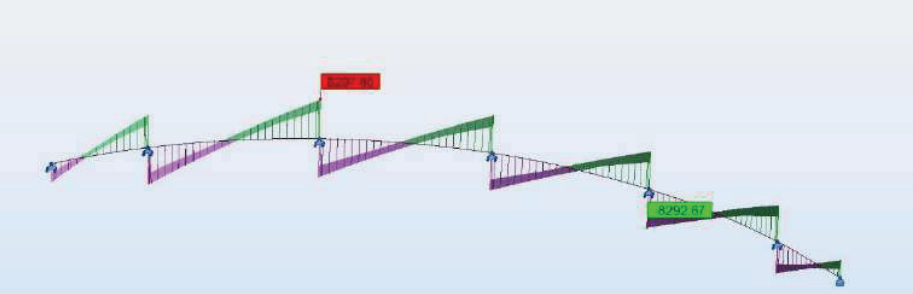


Figure V.7 TMax à l'ELS(G+D240)

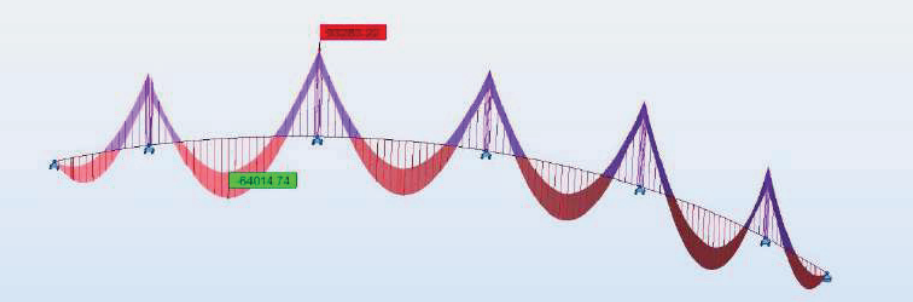


Figure V.8 M Max à l'ELU(1.35G+1.35D240)

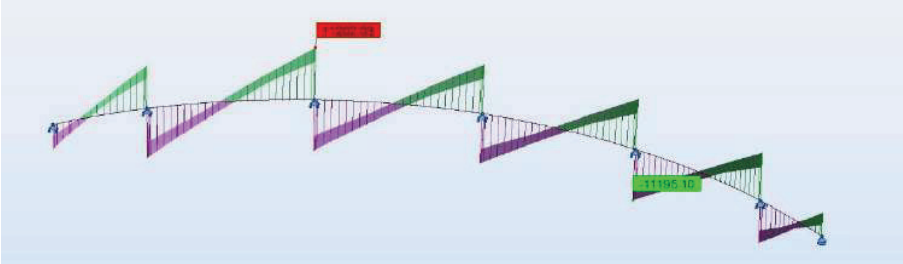


Figure V.9 T Max à l'ELU(1.35G+1.35D240)

V.5. CONCLUSION

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

CHAPITRE VI
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

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 ».

a) 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 dûs 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.

b) Les câbles de continuité

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 fléchissant dûs aux charges d'exploitation.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

La décroissance des moments à partir de la pile permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir, au niveau des encastrements (VSP) les sollicitations sont maximums.

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

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

Avec

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15** peut créer, avec une perte estimée de 25%

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

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

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble15T15S}$, **S = 2250mm²** ➔ $P_0 = 3\,348$ **KN**……...……..(VI.3)

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

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

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

Avec

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

Application Numérique :

M = 72 735.63 kN.m (Combinaison de charge A1- Axe VSP ; ***Voir chapitre V***)
d = 0.125 m ; e=0.90
$I = 7.08\ m^4$
S = 14.07 m
ν = 1.02 m

P = 52 333.21 kN

D'où : $\mathbf{n \geq \frac{52\,333.21}{0{,}75 \times 3348} = 20.84}$

On prend **n = 22 câbles de 15*T15S***

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

NB : les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.

Tableau VI.1 Estimation du nombre de câbles du fléau

Phase	X (m)	M (MN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câbles	N retenus
Axe VSP	0.00	72735.63	1.02	7.08	14.07	0.90	52.33	20.84	22
Fin VSP	1.05	67180.76	1.01	5.44	7.14	0.88	41.00	16.33	22
Fin V01	3.35	55782.28	1.01	5.44	7.14	0.88	34.04	13.56	22
Fin V02	5.65	45489.15	1.01	5.44	7.14	0.88	27.76	11.06	20
Fin V03	7.95	36227.58	1.01	5.44	7.14	0.88	22.11	8.80	18
Fin V04	10.25	28005.71	1.01	5.44	7.14	0.88	17.09	6.81	16
Fin V05	12.55	20820.83	1.01	5.44	7.14	0.88	12.71	5.06	14
Fin V06	14.85	14712.37	1.01	5.44	7.14	0.88	8.98	3.58	12
Fin V07	17.15	9656.62	1.01	5.44	7.14	0.88	5.89	2.35	10
Fin V08	19.45	5660.68	1.01	5.44	7.14	0.88	3.45	1.38	8
Fin V09	21.75	2732.44	1.01	5.44	7.14	0.88	1.67	0.66	6
Fin V10	24.05	830.39	1.01	5.44	7.14	0.88	0.51	0.20	4
Fin V11	26.35	0.00	1.01	5.44	7.14	0.88	0.00	0.00	2

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

On adopte le schéma classique qui consiste à faire descendre les câbles des fléaux dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant TR dû aux composantes verticales des efforts de précontrainte, les câbles sont disposés dans le gousset supérieur, le plus près possible de l'axe des âmes, de manière à faciliter leur descente et sont ancrés le plus souvent à l'extrémité de chaque tranche au niveau des âmes.

La décroissance du nombre de câbles nécessaires à partir de l'appui permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

On doit entretemps respecter des dispositions de construction :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $e_h \geq 18.00$ cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $e_v \geq 18.00$ cm.
- L'enrobage : **C = max (3/4 a, Φ , d)** ➔ C ≥ 12.5 cm.

Avec :
a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits;
Φ : diamètre de la gaine (**Φ = 90.00 mm)** ;
d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

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

Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

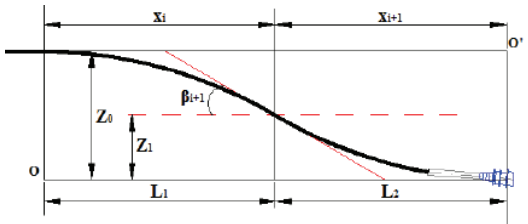


Figure VI.1 Tracé en plan des câbles de fléau

❖ **Allure en plan des câbles du fléau**

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\ (\frac{x}{l})^2$ .....(VI.5)
- Les rayons de courbure : $Ri(x) = \frac{(xi)^2}{2\times(zi-zi+1)}$; $Ri+1(x) = \frac{(xi+1)^2}{2\times(zi+1-zi+2)}$.....(VI.6)
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta i\ (x) = \text{Arctg}\frac{2\times(zi-zi+1)}{xi}$.....(VI.7)
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta i+1\ (x) = \text{Arctg}\frac{2\times(zi+1)}{xi+1}$.....(VI.8)

Pour notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés : $X_i = X_{i+1}$.

VI.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

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

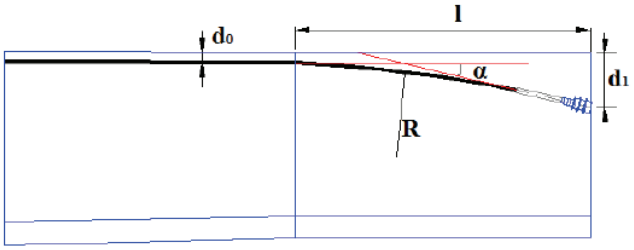


Figure VI.2 Tracé en élévation des câbles du fléau

- L'équation de la parabole : $y = d0 + (d1 - d0) \times (\frac{x}{l})^2$.....(VI.9)
- Le rayon de courbure en un point d'une distance x: $Rc(x) = \frac{x^2}{2\times(d1-d0)} \geq Rmin$ ...(VI.10)
- L'angle de déviation : $\alpha n = artg(2 \times (d1 - d0)) \times \frac{x}{l^2}$ .....(VI.11)

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
R_{min} : rayon minimal pour les câbles **15T15S**, **3 m** < **R_{min}**.

NB :

Les restes des résultats sont élaborés dans les tableaux ***VI.2*** et ***VI.3*** tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans les figures ***VI.3*** et ***VI.4***

Tableau VI.2 Allure du tracé en plan des câbles de fléau

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i; β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_F01 - C_F02 - C_F05	Rectiligne					
C_F03 - C_F04 - C_F06 - C_F07	0.18	0.09	1.15	7.35	0.155	$0.18 - 0.0681x^2$
C_F08 - C_F09	0.36	0.18	2.3	14.69	0.155	$0.36 - 0.0340x^2$
C_F11 - C_F10	0.54	0.27	2.3	9.80	0.231	$0.54 - 0.0510x^2$

Tableau VI.3 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)
C_F01	Rectiligne					
C_F02 - C_F03 - C_F04	2.3	0.36	0.59	11.5	0.1875	$0.36 + 0.043x^2$
C_F05 - C_F06 - C_F07 - C_F08 - C_F09 - C_F10 - C_F11	4.6	0.18	0.59	25.805	0.1493	$0.18 + 0.019x^2$

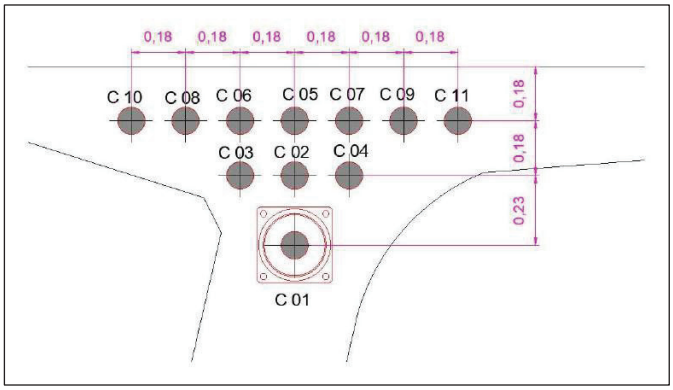


Figure VI.3 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP

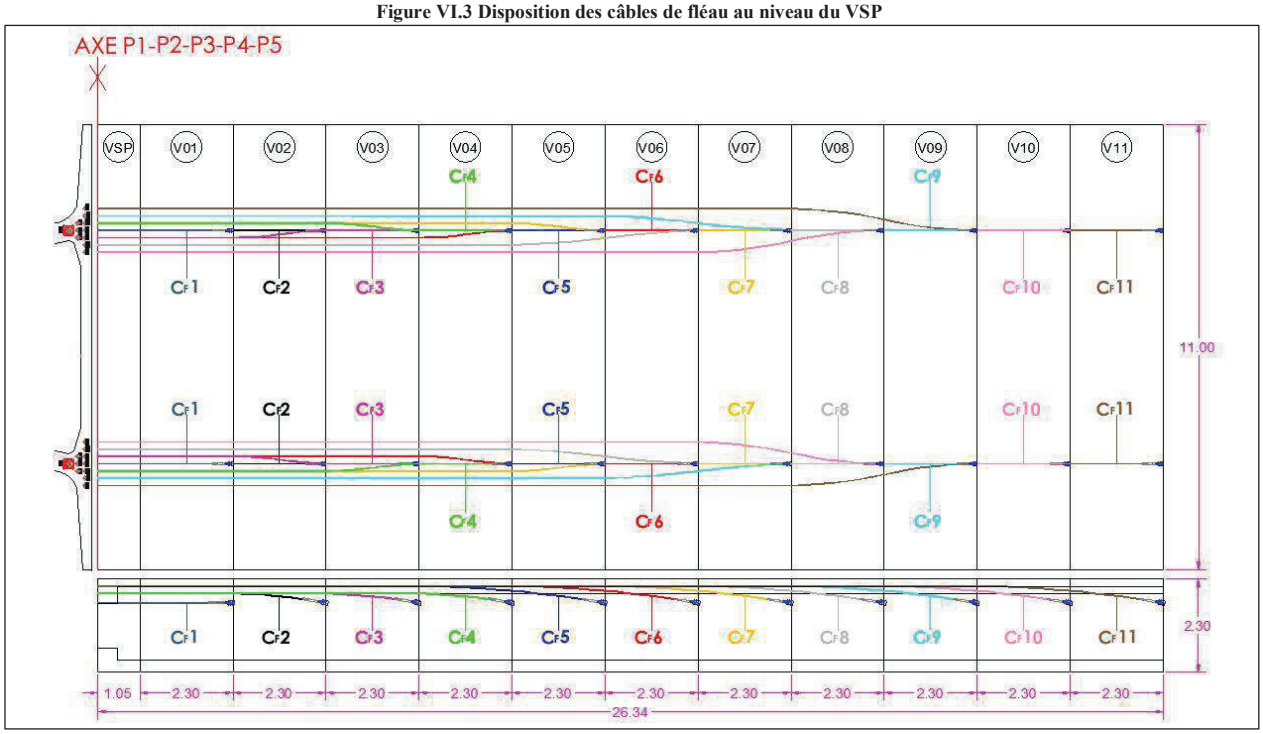


Figure VI.4 Tracé en plan et en élévation des câbles des fléaux P1/P2/P3/P4/P5

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

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

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

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \text{ avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0{,}765 \times P0} \qquad \text{.....(VI.12)}$$

Avec

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

Application Numérique :

M = 47433.5 kN.m (COMB - ELS : G + D240 ; ***Voir chapitre V***)
d = 0.125 m; e = 1.17 m
I = 5.44 m^4
S = 7.14 m
v' = 1.29 m
P_0 = 3 348 kN; ΔP = 24.85%

P = 27 018.03 kN

D'ou : **n > 10.74**
On prend **n = 12 câbles de 15T15S**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir à la clé (Fin V11).

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

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

Voussoirs	X (m)	M (kN.m)	υ'(m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	n câbles	N retenus
FIN V3	7.95	0.00	1.29	5.44	7.14	1.17	0.00	0.00	2
FIN V4	10.25	1771.56	1.29	5.44	7.14	1.17	1.01	0.40	4
FIN V5	12.55	12638.80	1.29	5.44	7.14	1.17	7.20	2.86	6
FIN V6	14.85	22070.20	1.29	5.44	7.14	1.17	12.57	5.00	8
FIN V7	17.15	30041.00	1.29	5.44	7.14	1.17	17.11	6.80	10
FIN V8	19.45	36525.60	1.29	5.44	7.14	1.17	20.80	8.27	10
FIN V9	21.75	41509.30	1.29	5.44	7.14	1.17	23.64	9.40	10
FIN V10	24.05	44991.20	1.29	5.44	7.14	1.17	25.63	10.19	12
FIN V11	26.35	46968.20	1.29	5.44	7.14	1.17	26.75	10.63	12
FIN V11	26.35	47433.50	1.29	5.44	7.14	1.17	27.02	10.74	12
FIN V10	24.05	46349.10	1.29	5.44	7.14	1.17	26.40	10.49	12
FIN V9	21.75	43767.70	1.29	5.44	7.14	1.17	24.93	9.91	10
FIN V8	19.45	39702.50	1.29	5.44	7.14	1.17	22.61	8.99	10
FIN V7	17.15	34164.90	1.29	5.44	7.14	1.17	19.46	7.73	10
FIN V6	14.85	27160.00	1.29	5.44	7.14	1.17	15.47	6.15	8
FIN V5	12.55	18743.70	1.29	5.44	7.14	1.17	10.68	4.24	6
FIN V4	10.25	8953.59	1.29	5.44	7.14	1.17	5.10	2.03	4
FIN V3	7.95	0.00	1.29	5.44	7.14	1.17	0.00	0.00	2

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

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

Application Numérique :

M = 21862.92 kN.m (COMB-ELS : G + D240 ; ***Voir chapitre V***)
d = 0.125 m; e = 1.17 m
I = 5.44 m^4
S = 7.14 m
v' = 1.29 m
P_0 = 3 348 kN; ΔP = 24.85%

P = 12 453.08 kN

D'ou : **n ≥ 4.95**

On prend **n = 6 câbles de 15T15S**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V09 à x = 21.75 m (Origine des X est l'axe de la pile).

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

Tableau VI.5 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive

Voussoirs	X (m)	M (kN.m)	υ'(m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	n câbles	N retenus
FIN V3	7.95	0.00	1.29	5.44	7.14	1.17	0.00	0.00	**2**
FIN V4	10.25	2074.12	1.29	5.44	7.14	1.17	1.18	0.47	**2**
FIN V5	12.55	9356.05	1.29	5.44	7.14	1.17	5.33	2.12	**4**
FIN V6	14.85	14982.95	1.29	5.44	7.14	1.17	8.53	3.39	**4**
FIN V7	17.15	18961.65	1.29	5.44	7.14	1.17	10.80	4.29	**6**
FIN V8	19.45	21256.17	1.29	5.44	7.14	1.17	12.11	4.81	**6**
FIN V9	21.75	21862.92	1.29	5.44	7.14	1.17	12.45	4.95	**6**
FIN V10	24.05	20742.85	1.29	5.44	7.14	1.17	11.82	4.70	**6**
FIN V11	26.35	17897.73	1.29	5.44	7.14	1.17	10.19	4.05	**4**
FIN VSC	27.05	13691.75	1.29	5.44	7.14	1.17	7.80	3.10	**4**
FIN VC1	29.35	11598.38	1.29	5.44	7.14	1.17	6.61	2.63	**4**
FIN VC2	31.65	4768.58	1.29	5.44	7.14	1.17	2.72	1.08	**2**
FIN VC3	33.00	0.00	1.28	7.08	14.07	1.17	0.00	0.00	**2**

VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation du nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces. Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux ***VI.6***, ***VI.7***, ***VI.8*** et ***VI.9.***

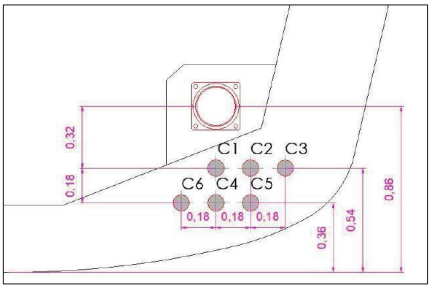


Figure VI.5 Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2 / P2-P3 / P3-P4 / P4-P5

Tableau VI.6 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i; X_{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
$C_c1 - C_c4$	Rectiligne					
C_c2 - C_c5- C_c6	0.18	0.09	1.15	7.35	0.155	$0.18 -0.068x^2$
C_c3	0.36	0.18	1.15	3.67	0.303	$0.36 -0.136x^2$

Tableau VI.7 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_c1- C_c2- C_c3	2.3	0.54	0.86	8.26	0.25	$0.54 + 0.32\ x^2$
C_c4- C_c5- C_c6	2.3	0.36	0.86	5.29	0.34	$0.36 + 0.50\ x^2$

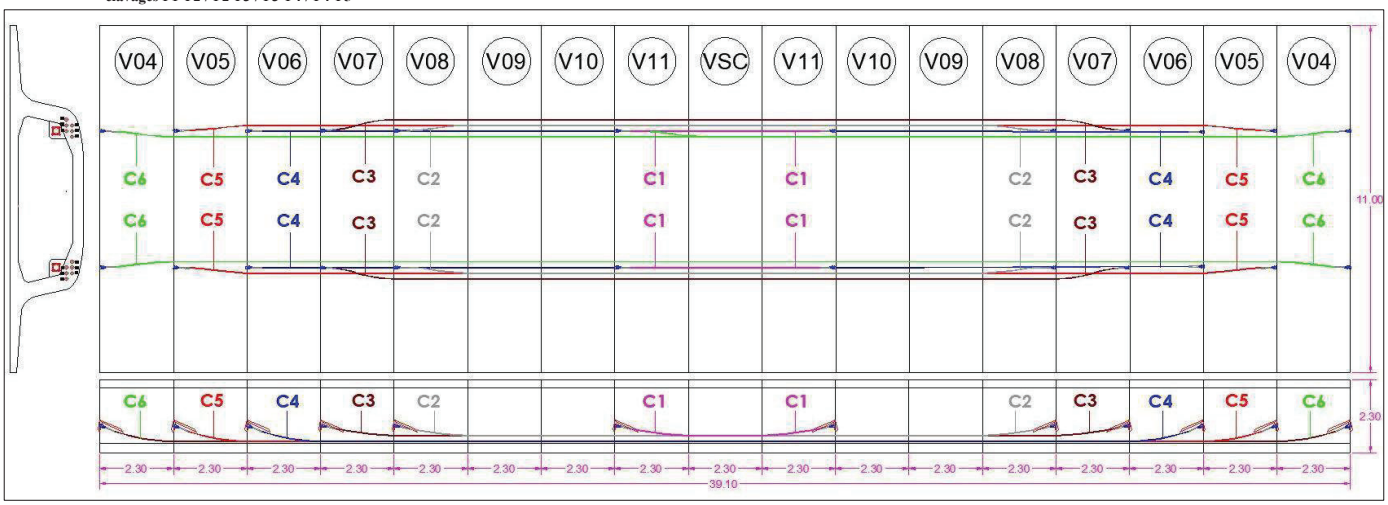


Figure VI.6 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4/P4-P5

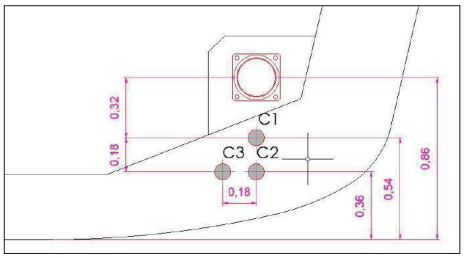


Figure VI.7 Disposition des câbles de continuité au niveau du V09

Tableau VI.8 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rives

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
$C_c1 - C_c2$	Rectiligne					
C_c3	0.36	0.18	1.15	3.67	0.303	$0.36 - 0.136x^2$
C_c3'	0.36	0.18	0.825	1.89	0.411	$0.36 - 0.264x^2$

Tableau VI.9 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rives

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_c1	2.3	0.54	0.86	8.26	0.25	$0.54 + 0.32\ x^2$
C_c2- C_c3	2.3	0.36	0.86	5.29	0.34	$0.36 + 0.50\ x^2$
C_c3'	1.65	0.36	0.86	2.72	0.48	$0.36 + 0.50\ x^2$

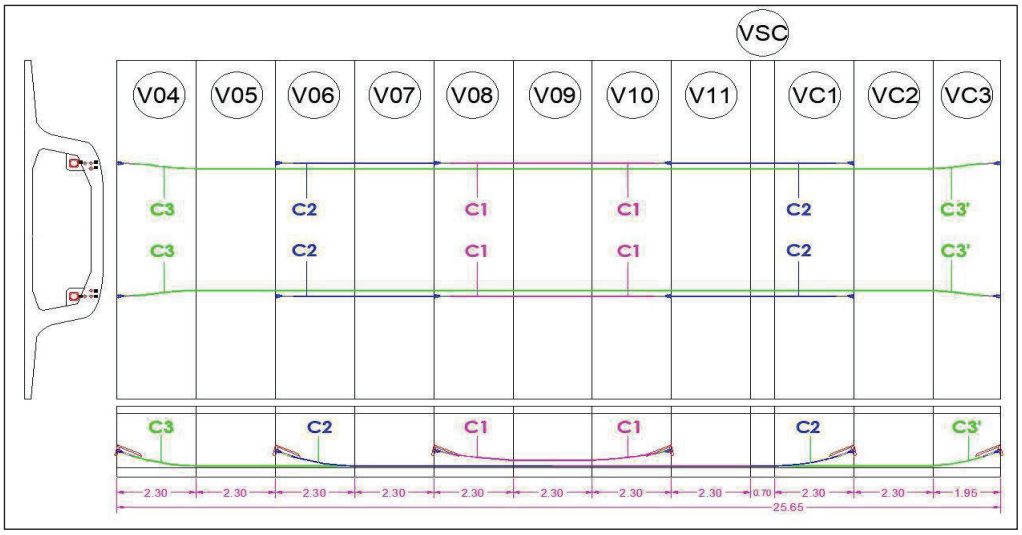


Figure VI.8 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour les travées de rives.

VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. Le calcul se fait phase par phase, nous évaluons ainsi le déficit de tension dans les deux sections extrêmes de chaque voussoir relatif à chaque avancée.

L'origine d'un déficit de précontrainte est essentiellement dûe à deux facteurs :

D'une part, à court terme, la difficulté d'assurer une continuité effective de la pente du tracé des gaines, entrainant fréquemment une majoration des frottements, de telles majorations sont aussi constatées au niveau des zones où les câbles sont soumis à de faibles rayons de courbure.

D'autre part, à long terme, la redistribution par fluage peut s'avérer plus importante que celle calculée par des formules empiriques ou forfaitaires, d'où la nécessité éventuelle de renforcer ultérieurement la précontrainte de continuité on en conclu donc que les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- **Pertes de tension instantanées :** se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- **Pertes de tension différées :** se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

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

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x» de l'armature, est notée $\Delta\sigma pi\ (x)$, la tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale est notée : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

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

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

Avec

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

Tableau VI.10 Coefficient de frottement f , ϕ

Cas	Nature des armatures	f		φ
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	(m^{-1})
I Câbles ne traversant pas de 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 reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26-R}{100}$	0,20	

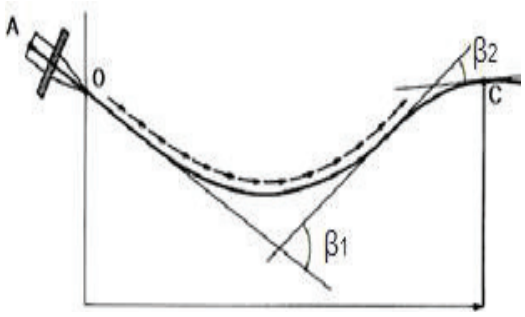


Figure VI.9 Frottements le long du câble lors de la mise en tension

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

$\theta = \alpha + \beta$ .....(VI.14)

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

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

Les résultats sont représentés dans le tableau ***VI.11.***

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

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

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

Avec

k : fonction croissante ;

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

$\boldsymbol{\sigma_{p0}}$: Contrainte initiale ;

g = 2 mm : l'intensité du recul d'ancrage ;

$\mathbf{E_p}$ **= 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

Les résultats sont représentés dans le tableau ***VI.12.***

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

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée.

La mise en tension de ces N câbles provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale $\Delta\boldsymbol{\sigma_{pi}}$.

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

$$\boldsymbol{\Delta\sigma e(x) = \frac{N-n}{N} Ep \times \frac{\sigma b}{Ebi}} \text{.....(VI.17)}$$

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

$$\Delta\sigma e(x) = \frac{1}{2}\frac{Ep}{Ebi} \times \sigma b \qquad \text{et} \qquad \sigma bi = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{Mp \times e}{IG} \quad \text{.....(VI.18)}$$

Avec

σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;

P : effort de précontrainte, $\mathbf{P = P_0 (1 - \Delta P)}$ **;**

$\mathbf{M_p}$: moment dû au poids propre.

Les résultats sont représentés dans le tableau ***VI.13.***

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

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

Les résultats finaux sont représentés dans le tableau ***VI.14.***

Tableau VI.11 Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa)

X	Câbles	Θ_1	Θ_2	Θ_3	Θ_4	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
3.35	C1	-	-	-	-	14.88	10.23	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.65	C2	0.187	-	0.187	-	78.84	74.40	64.61	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7.95	C3	0.357	-	0.187	-	135.14	130.87	121.48	64.61	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
10.25	C4	0.357	-	0.187	-	144.44	140.20	130.87	121.48	64.61	0.00	-	-	-	-	-	-	-
12.55	C5	0.149	-	0.149	0.075	97.14	92.75	83.09	73.37	63.57	32.13	0.00	-	-	-	-	-	-
14.85	C6	0.341	-	0.149	0.075	158.55	154.36	145.13	135.83	126.47	63.57	32.13	0.00	-	-	-	-	-
17.15	C7	0.341	-	0.149	0.075	167.70	163.53	154.36	145.13	135.83	126.47	63.57	32.13	0.00	-	-	-	-
19.45	C8	0.341	0.214	0.149	0.075	176.77	172.64	163.53	154.36	145.13	135.83	91.49	63.57	32.13	0.00	-	-	-
21.75	C9	0.341	0.214	0.149	0.075	185.79	181.68	172.64	163.53	154.36	145.13	135.83	91.49	63.57	32.13	0.00	-	-
24.05	C10	0.479	0.272	0.149	0.075	230.03	226.06	217.32	208.52	199.66	190.74	181.76	172.72	107.64	63.57	32.13	0.00	-
26.35	C11	0.479	0.272	0.149	0.075	238.68	234.74	226.06	217.32	208.52	199.66	190.74	181.76	172.72	107.64	63.57	32.13	0.00
Moyenne						148.00	143.77	134.46	128.41	122.02	111.69	99.36	90.28	75.21	50.83	31.90	16.07	0.00
En (%)						**9.95**	**9.66**	**9.04**	**8.63**	**8.20**	**7.51**	**6.68**	**6.07**	**5.05**	**3.42**	**2.14**	**1.08**	**0.00**

Tableau VI.12 Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa)

X	Câbles	L	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	FIN V11
3.35	C1	3.35	0.003	9.23	52.46	61.84	82.37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.65	C2	5.65	0.010	5.15	0.00	15.72	81.67	147.62	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7.95	C3	7.95	0.012	4.62	0.00	0.00	0.63	82.61	164.58	-	-	-	-	-	-	-	-
10.25	C4	10.25	0.010	5.06	0.00	0.00	0.00	13.73	81.92	150.11	-	-	-	-	-	-	-
12.55	C5	12.55	0.005	6.89	0.00	0.00	0.00	0.00	36.66	73.48	110.30	-	-	-	-	-	-
14.85	C6	14.85	0.008	5.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.13	79.06	131.00	-	-	-	-	-
17.15	C7	17.15	0.007	6.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.13	77.85	125.57	-	-	-	-
19.45	C8	19.45	0.007	6.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.26	76.76	121.27	-	-	-
21.75	C9	21.75	0.006	6.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	33.82	75.79	117.77	-	-
24.05	C10	24.05	0.007	6.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.08	77.88	125.67	-
26.35	C11	26.35	0.007	6.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	31.67	77.09	122.50
Moyenne					4.77	7.05	14.97	24.40	31.46	31.34	31.36	40.18	47.23	56.79	75.77	101.38	122.50
En (%)					**0.32**	**0.47**	**1.01**	**1.64**	**2.11**	**2.11**	**2.11**	**2.70**	**3.17**	**3.82**	**5.09**	**6.81**	**8.23**

Tableau VI.13 Pertes de tension dûes aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa)

	N° câbles	υ (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	22	1.02	0.266	0.76	7.08	14.07	72.74	3.00	5.99	**0.40**
FIN VSP	22	1.01	0.266	0.74	5.44	7.14	67.18	3.01	17.94	**1.21**
FIN V1	22	1.01	0.266	0.74	5.44	7.14	55.78	3.01	22.07	**1.48**
FIN V2	20	1.01	0.257	0.75	5.44	7.14	45.49	3.00	22.04	**1.48**
FIN V3	18	1.01	0.246	0.76	5.44	7.14	36.23	3.00	21.78	**1.46**
FIN V4	16	1.01	0.254	0.75	5.44	7.14	28.01	3.03	20.97	**1.41**
FIN V5	14	1.01	0.264	0.74	5.44	7.14	20.82	3.05	19.73	**1.33**
FIN V6	12	1.01	0.278	0.73	5.44	7.14	14.71	3.05	17.77	**1.19**
FIN V7	10	1.01	0.298	0.71	5.44	7.14	9.66	3.07	15.51	**1.04**
FIN V8	8	1.01	0.328	0.68	5.44	7.14	5.66	3.11	12.87	**0.87**
FIN V9	6	1.01	0.377	0.63	5.44	7.14	2.73	3.11	9.64	**0.65**
FIN V10	4	1.01	0.475	0.53	5.44	7.14	0.83	3.08	6.03	**0.41**
FIN V11	2	1.01	0.590	0.42	5.44	7.14	0.00	3.07	2.79	**0.19**

Tableau VI.14 Les pertes totales instantanées (MPa)

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
Pertes Instantanées	10.669	11.341	11.526	11.751	**11.778**	11.022	10.110	9.962	9.271	8.098	7.884	8.298	8.420

VI.4.2. Pertes de tension différées

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

VI.4.2.1. Pertes par retrait

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

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

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

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

Avec

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

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

Application Numérique :

$E_p = 190\,000$ MPa

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

$\Delta\sigma_r$ = 38 MPa ➔ $\Delta\sigma_r$ = 2,55 %

VI.4.2.2. Pertes par fluages

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

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

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

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

D'où :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau ***VI.15.***

VI.4.2.3. Pertes par relaxation

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

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

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

Avec

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

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

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

Les résultats sont représentés dans le tableau ***VI.16.***

VI.4.2.4. Pertes différées totales

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

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

Les résultats sont représentés dans le tableau ***VI.17.***

D'après les résultats du tableau ***VI.17,*** on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%). Pour la suite des calculs on prend : **$\Delta\sigma$=24.85%.**

VI.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles **C1** à la fin du voussoir **VSP.**

Application Numérique :

❖ **Pertes de tension par frottement :**

$\beta = 0$ rad
$\alpha = 0.00$ rad
$\varphi = 0.003\ m^{-1}$
$f = 0.20\ rd^{-1}$
$\sigma_{p0} = 1\,488$ MPa
$\Delta\sigma\varphi = 10.23$ MPa

❖ **Pertes de tension par recul de l'ancrage :**

$E_P = 190\,000$ MPa
$l = 3.35$ m
$g = 0.002$ m
$k = 0.003$
$d = 9.23$ m
$\Delta\sigma_g = 61.84$ MPa

❖ **Pertes de tension dûes aux non-simultanéités de la mise en tension :**

Mp = 67.18 MN.m
n = 22 câbles
$\sigma\infty = \sigma0\ (1-\Delta P) = 0.75$
P0 = 3 348 KN;
e = 0.74 m
B = 7.14 m2
I = 5.44 m4
Ep = 190 000 MPa
$E_{bi} = 39\,125.82$ MPa
$\sigma_b = 6.79$ MPa
$\Delta\sigma_e = 17.94$ MPa
➔ **$\Delta\sigma_i$ = 90.01 MPa**
➔ **σ_i = 1 397.99 MPa**

❖ **Pertes par retrait :**

$\xi r = 2 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma r = 38$ MPa.

❖ **Pertes par fluage :**

Mp = 56.12 MN.m
n = 22 câbles
P0 = 2 968 KN
e = 0.74 m
B = 7.14 m2
I = 5.44 m4
Ep = 190 000 MPa
Ebi = 39 125.82 MPa
σb = 8.08 MPa
σfl = 98.13 MPa

❖ **Pertes par relaxation :**

σi = 1 319.24 MPa
fprg = 1 860 MPa
ρ1 000 = 2,5 %
μ0 = 0.43
μ = 0.709
σρ = 55.26 MPa
➔ Δ∞ = 369.77 MPa
➔ σ∞ = 1 118.23 MPa

Tableau VI.15 Pertes dûes au fluage

	N° câbles	υ (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσf (%)
Axe VSP	22	1.02	0.76	7.08	14.07	60.89	2.99	42.34	**2.85**
FIN VSP	22	1.01	0.74	5.44	7.14	56.12	2.97	98.13	**6.59**
FIN V1	22	1.01	0.74	5.44	7.14	46.38	2.96	113.81	**7.65**
FIN V2	20	1.01	0.75	5.44	7.14	37.59	2.95	111.61	**7.50**
FIN V3	18	1.01	0.76	5.44	7.14	29.72	2.95	108.57	**7.30**
FIN V4	16	1.01	0.75	5.44	7.14	22.76	2.98	103.02	**6.92**
FIN V5	14	1.01	0.74	5.44	7.14	16.71	3.01	95.70	**6.43**
FIN V6	12	1.01	0.73	5.44	7.14	11.60	3.01	85.39	**5.74**
FIN V7	10	1.01	0.71	5.44	7.14	7.43	3.04	73.88	**4.97**
FIN V8	8	1.01	0.68	5.44	7.14	4.18	3.08	60.80	**4.09**
FIN V9	6	1.01	0.63	5.44	7.14	1.87	3.08	45.19	**3.04**
FIN V10	4	1.01	0.53	5.44	7.14	0.46	3.07	28.05	**1.89**
FIN V11	2	1.01	0.42	5.44	7.14	0.00	3.07	12.79	**0.86**

Tableau VI.16 Pertes dûes à la relaxation des câbles

	N° câbles	σpi (MPa)	μ	μ0	Δσrel (MPa)	Δσrel (%)
Axe VSP	22	1329.24	0.715	0.43	56.76	**3.81**
FIN VSP	22	1319.24	0.709	0.43	55.26	**3.71**
FIN V1	22	1316.30	0.708	0.43	54.86	**3.69**
FIN V2	20	1312.90	0.706	0.43	54.36	**3.65**
FIN V3	18	1312.92	0.706	0.43	54.30	**3.65**
FIN V4	16	1324.22	0.712	0.43	55.97	**3.76**
FIN V5	14	1337.84	0.719	0.43	58.01	**3.90**
FIN V6	12	1340.13	0.720	0.43	58.34	**3.92**
FIN V7	10	1350.51	0.726	0.43	59.91	**4.03**
FIN V8	8	1368.15	0.736	0.43	62.61	**4.21**
FIN V9	6	1371.59	0.737	0.43	63.11	**4.24**
FIN V10	4	1365.13	0.734	0.43	62.14	**4.18**
FIN V11	2	1362.71	0.733	0.43	61.86	**4.16**

Tableau VI.17 Pertes totales

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10	FIN V11
Pertes Différées	8.578	12.243	13.274	**13.099**	12.891	12.612	12.234	11.560	10.874	10.146	9.125	7.919	6.878
Pertes Instantanés	10.669	11.341	11.526	**11.751**	11.778	11.022	10.110	9.962	9.271	8.098	7.884	8.298	8.420
Total (%)	19.247	23.584	24.800	**24.850**	24.669	23.634	22.344	21.522	20.145	18.244	17.008	16.218	15.298

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante :

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

$\sigma_{bt2}' < \sigma_c' < = \sigma_{bc}$ dans la fibre inférieure ; avec $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0+M}{I} y$.....(VI.24)

Avec

P : effort de précontrainte ;
B : surface de la section considérée ;
I : inertie de la section considérée ;
$\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontrainte moyenne ;
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

	n câble	P (MN)	M (MN.m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	B (m^2)	e (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	22	55.28	72735.63	1.28	1.02	7.08	14.07	0.76	**-0.52**	9.51	✓
Fin VSP	22	55.28	67180.76	1.29	1.01	5.44	7.14	0.74	2.90	13.99	✓
Fin V01	22	55.28	55782.28	1.29	1.01	5.44	7.14	0.74	5.01	11.28	✓
Fin V02	20	50.25	45489.15	1.29	1.01	5.44	7.14	0.75	5.61	8.90	✓
Fin V03	18	45.23	36227.58	1.29	1.01	5.44	7.14	0.76	6.01	6.77	✓
Fin V04	16	40.20	28005.71	1.29	1.01	5.44	7.14	0.75	6.06	5.10	✓
Fin V05	14	35.18	20820.83	1.29	1.01	5.44	7.14	0.74	5.91	3.67	✓
Fin V06	12	30.15	14712.37	1.29	1.01	5.44	7.14	0.73	5.57	2.50	✓
Fin V07	10	25.13	9656.62	1.29	1.01	5.44	7.14	0.71	5.03	1.59	✓
Fin V08	8	20.10	5660.68	1.29	1.01	5.44	7.14	0.68	4.30	0.92	✓
Fin V09	6	15.08	2732.44	1.29	1.01	5.44	7.14	0.63	3.37	0.51	✓
Fin V10	4	10.05	830.39	1.29	1.01	5.44	7.14	0.53	2.24	0.34	✓
Fin V11	2	5.03	0.00	1.29	1.01	5.44	7.14	0.42	1.09	0.21	✓

VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérification :

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

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27$ **MPa** ;
$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95$ **MPa**, Hors section d'enrobage ;
$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.3 = 3.30$ **MPa**, Section d'enrobage.

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

VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

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

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

Efforts extérieurs de résultante V tels que

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

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

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

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

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

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

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

tel que

$$\overline{\tau_1^2} = 0{,}4 \times ftj \times [ftj + \sigma x] \quad \text{(VI.29)}$$

$$\overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{ftj}{fcj}[0{,}6 \times fcj - \sigma x] \times [ftj + \sigma x] \quad \text{(VI.30)}$$

Avec

$\boldsymbol{\sigma_x}$: contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

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

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

$\mathbf{b_n}$: 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 : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

V_{Ser}= 8.29MN
α_{moy}=0.161 rad ; N=20
P= 50.32 MN ; V_{red} = 0.22 MN
ρ = 38.54 %
f c28 = 45 MPa ; f t28 = 3.3 MPa
bn = 0.91 m ; z = 1.59 m

τ_{max} = 0.15 MPa
σ_x = 3.93 MPa
τ_1 = 9.54 MPa
τ_2 = 24.46 MPa
On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau}$ est verifié

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

VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une pièce 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 :

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

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;
f_e : limite d'élasticité de l'acier ;
γ_s = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.
β_u l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, β_u=45° car il y a reprise de bétonnage.

Application Numérique :

$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 11.20 MN ; V_p= 8.07 ;
V_{red} = 3.13 MPa; τ_u = 2.16 MPa
f_{t28} = 3.3 MPa ; f_e = 500 MPa
γ_s = 1,15 ; b_n = 0.91 m ; β_u = 45°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{22.18\ cm^2/m}$$

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 12.55\ cm^2/m \quad \text{.....(VI.32)}$$

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

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

VI.7. CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont à voussoirs construit en encorbellements successifs. Les différents 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.

CHAPITRE VII
ETUDE TRANSVERSALE

CHAPITRE VII. ETUDE TRANSVERSALE

VII.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.

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis (ROBOT structural analysis). 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.

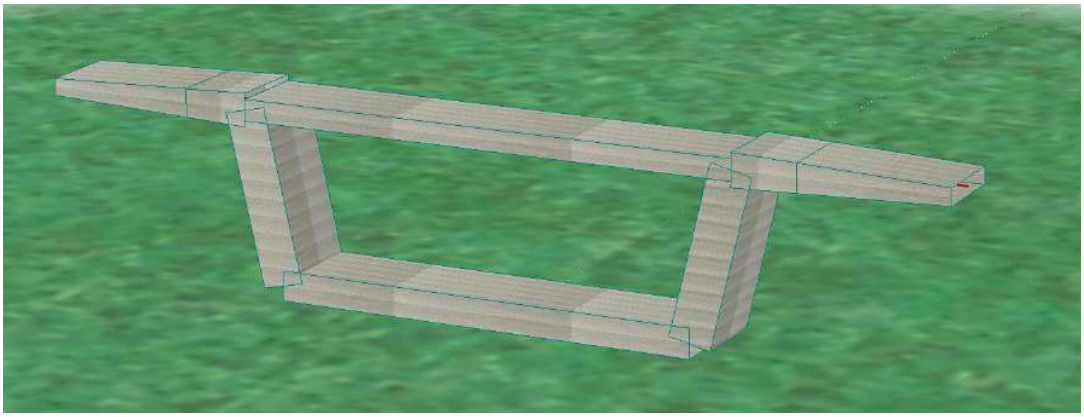


Figure VII.1 Vue en 3D du voussoir courant

VII.2.2. Détermination des sollicitations

Les charges à considérer sont celles définies 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 VII.1 Combinaisons des charges appliquées

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

VII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 Moments extrêmes dans le voussoir courant

	M_{inf} (KN.m)		M_{sup} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	102.75	76.11	- 194.06	- 144.01
Hourdis inférieur	50.08	37.75	- 93.12	- 69.63
Âme	318.25	235.74	- 108.47	- 80.35

VII.3. 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.

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

a) Nappe supérieure

Les fissurations sont jugées 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 = 0.25 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 144.01 KN.m;

$\overline{\sigma_{bc}}$=27 MPa; $\overline{\sigma_s}$=250 MPa; d = 0.9 h = 0.9 × 25 = 22.5 cm;

$x = \frac{5\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}} \times d = 13.91\text{cm}$; $z = d - \frac{x}{3} = 17.86\text{cm}$

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 335.38$ KN.m ;

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

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}} = 34.2\ cm^2$ ➔ On propose **une nappes de 7HA25 ;**

$(C.N.F) = 0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b \times d = 2.11\ cm^2 \leq A_{ser}$ ➔ **Condition de non fragilité est vérifiée.**

b) Nappe inférieure

Application Numérique :

M_{ser} (sup) = 76.11 KN.m ;

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 335.38$ KN.m ;

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

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}} = 17.3\ cm^2$ ➔ On propose **une nappes de 7HA20 ;**

$A(C.N.F) = 0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b \times d = 2.11\ cm^2 \leq A_{ser}$ ➔ **Condition de non-fragilité est vérifiée.**

c) Ferraillage longitudinal

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

$A_{sl}=\frac{A_{st}}{3}=11.4\ cm^2$ ➔ On propose **une nappe de 8HA16**.

$A(C.N.F)=0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d=3.14\ cm^2\leq A_{ser}$ ➔ **Condition de non-fragilité est vérifiée.**

VII.3.2. Ferraillage passif du voussoir

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Section d'acier passif des voussoirs

		Transversal		Longitudinal
Voussoir Courant	Hourdis supérieur	Nappe Sup	34.2 cm^2	11.4 cm^2
		Nappe Inf	17.3 cm^2	5.76 cm^2
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	10.1 cm^2	3.36 cm^2
		Nappe Inf	5.3 cm^2	2.11 cm^2
	Âme	Nappe Interne	6.0 cm^2	2.11 cm^2
		Nappe Externe	15.1 cm^2	5.03 cm^2

Tableau VII.4 Ferraillage passif des voussoirs

		Transversal		Longitudinal
Voussoir Courant	Hourdis supérieur	Nappe Sup	7 HA25	8 HA14
		Nappe Inf	7 HA20	8 HA10
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	7 HA14	6 HA10
		Nappe Inf	7 HA10	
	Âme	Nappe Interne	7 HA12	6 HA12
		Nappe Externe	7 HA20	

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

VII.4. EFFET DE TORSION

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importance.

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié. Ce fut le cas de notre voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera rajouté au niveau des âmes, et ce, en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

Le moment de torsion, Mt = **Mmax = 4 632.92 KN.m.**

Il est engendré par la combinaison : **Mt = 1.35G + 1.35D240**

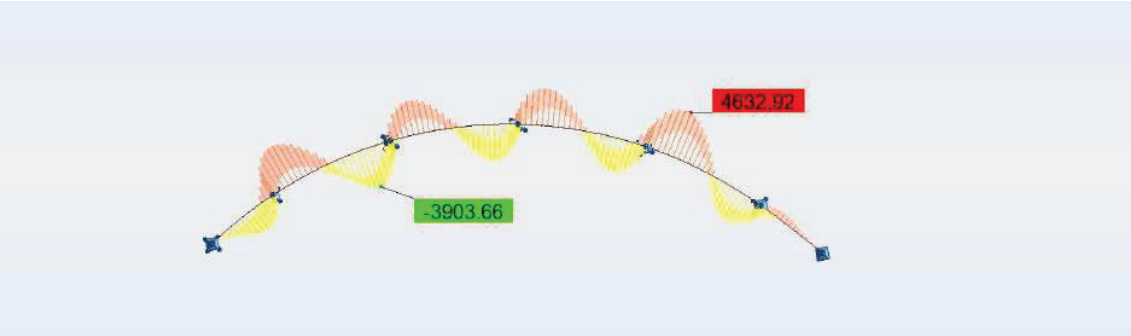


Figure VII.2 Diagramme du moment de torsion

La contrainte de cisaillement dûe à cette faible torsion est

$$\tau = \frac{Mt}{b\Omega} \quad \text{.....(VII.1)}$$

Avec

Mt = 4632.92 kN.m ;
b = épaisseur de deux âmes = 2 x 0.5 = 1 m ;
Ω = 10.96 m^2 ;
U : Périmètre du VSC = 24.68 m ;
$\bar{\tau}$: La contrainte de cisaillement admissible = 0.1 x $fc28$ = 4.5 MPA ;
St : l'espacement = 15 cm ;
γ_s : coefficient de pondération pris égal à 1,15.

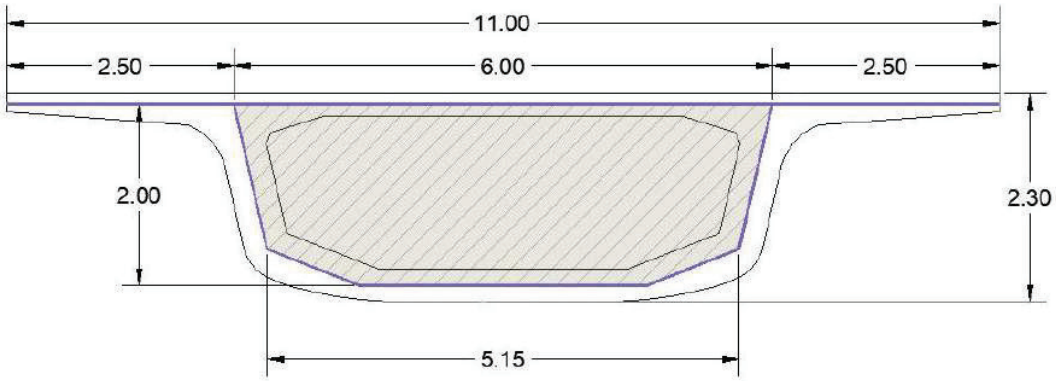


Figure VII.3 L'aire Ω

VII.4.1. Calcul du ferraillage

$$\tau = \frac{Mt}{b\Omega} = \frac{4632.92 \times 10^{-3}}{1 \times 10.96} = 0.42\ MPa < 4.5MPa \Rightarrow \tau_{max} < \bar{\tau}$$ ➔ (Condition vérifiée).

- $A_l = \frac{Mt}{2.\Omega} \times \frac{U.\gamma s}{f_e} = \frac{4632.92 \times 10^{-3}}{2 \times 10.96} \times \frac{24.68 \times 1.15}{f_e} = 119.97\ cm^2$
- $A_t = \frac{Mt}{2.\Omega} \times \frac{St.\gamma s}{f_e} = \frac{4632.92 \times 10^{-3}}{2 \times 10.96} \times \frac{0.15 \times 1.15}{f_e} = 0.729\ cm^2$

Ces sections sont à diviser par deux, car le calcul se fait pour les deux âmes.

Alors on rajoute : 59.99 cm^2 /âme longitudinalement soit **8HA32** par âme ;
0.36 cm^2 /âme transversalement (négligeable).

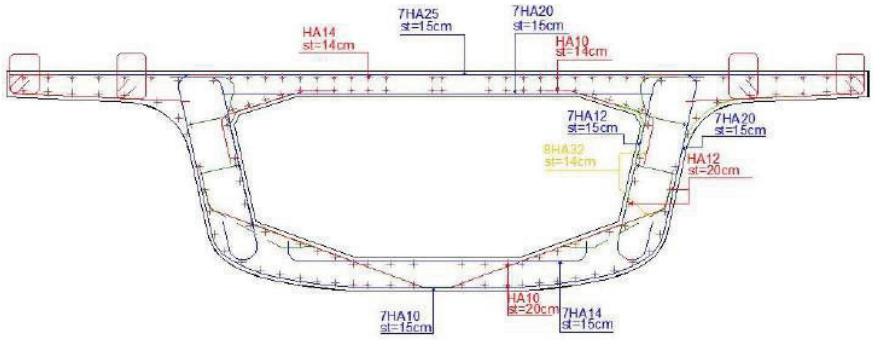


Figure VII.4 Schéma du ferraillage passif du voussoir courant

VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

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

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

Soit :

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

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

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

Les câbles vont subir, après leurs mises en tension, des pertes instantanées :
pour le cable 1(Fin du voussoir 1):

$\sigma_p=1488$ MPa Tension à l'état initial ;
σ_p'$= 1316.30$ MPa Tension après pertes instantanées.

VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L

VII.5.1.1. Effet de surface

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

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

Avec

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, $P_{max}=2.97$MN ;

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

Donc :

$$A_S=0.04\frac{2.96}{333.33}=3.55\ cm^2 \text{ Soit 4HA12.}$$

VII.5.1.2. Effet d'éclatement

- Contrainte de traction du béton :

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

$$\sigma_{tj}=0.5\left(1-\frac{0.25}{0.29}\right)\frac{2.96}{1\times 0.29}=0.70\ \text{MPa}\leq 2.35\ \text{MPa}\rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec

dj = min (2c,c') = min (1.4 ; 0.29) = 0.29m : hauteur de prisme symétrique de niveaux j ;
aj=0.25m : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ; vérifiée
e=2×0.5=1m :largeur de l'âme.

- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{xj}=\frac{P_{max}}{ed_j}\leq\frac{2}{3}f_{cj}\Rightarrow\frac{2.96}{1\times 0.29}=\textbf{10.21 Mpa}\leq\textbf{14.26 MPa}\ \text{condition vérifiée} \quad \text{.....(VII.3)}$$

- Frettage d'éclatement :

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

$$A_{ej}=\frac{0.25\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)P_{max}}{K_j\frac{2}{3}f_e}=\frac{0.25\left(1-\frac{0.25}{0.29}\right)2.96}{1.5\times\frac{2}{3}\times 500}=2.04\text{cm}^2 \quad \text{.....(VII.4)}$$

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

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e=\text{Max}\left(A_{ej};0.15\frac{P_{max}}{\frac{2}{3}f_e}\right)=2.04\text{cm}^2 \quad \text{.....(VII.5)}$$

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

VII.5.2. Etude de bossage

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

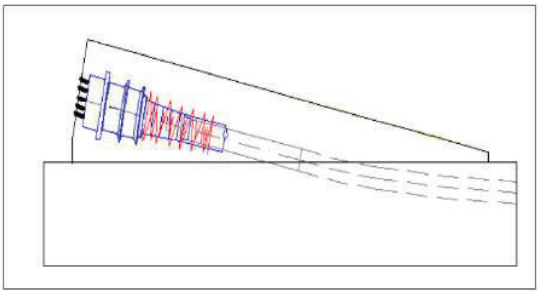


Figure VII.5 Schéma d'un bossage d'ancrage

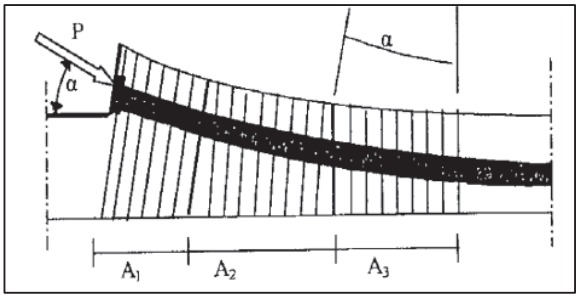


Figure VII.6 Aciers de bossage

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

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

Pour le câble C_C1 (fin de voussoir 1)

a) Aciers d'éclatement A1

Ils se situent sur une distance de 1.2C en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1=\frac{0.15P}{f_{yd}}=\frac{0.15\times3.348}{434.78}=\mathbf{11.55\ cm^2}\quad\text{.....(VII.6)}$$

Avec

P : force précontrainte à l'ancrage

$$\mathbf{f_{yd}=\frac{f_e}{1.15}=434.78\ MPa.}$$

b) Aciers intermédiaires de couture

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

$$A_2=\frac{0.4P}{f_{yd}}=\mathbf{30.80cm^2}\quad\text{.....(VII.7)}$$

c) Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3=\frac{2}{3}\frac{P}{f_{yd}}\sin\alpha=\mathbf{12.70\ cm^2}\quad\text{.....(VII.8)}$$

Avec

A = 0.25 rad : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure de l'hourdis.

- **$A_1+A_2=42.35\ cm^2$ soit 14HA20 ;**
- **$A_3=12.7\ cm^2$ soit 10HA14.**

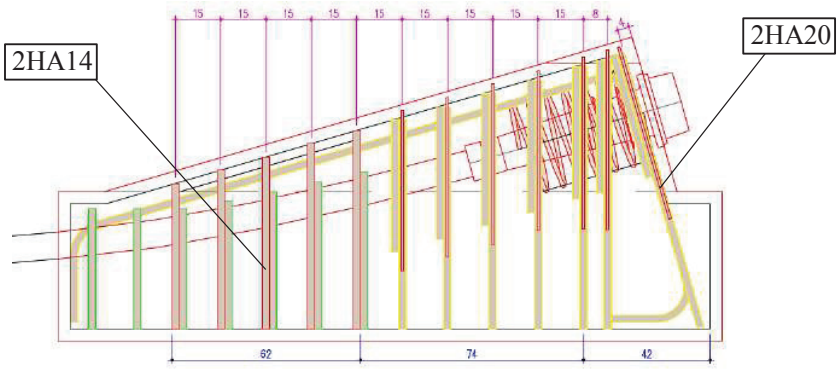


Figure VII.7 Schéma du ferraillage de boussage

VII.6. CONCLUSION

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

CHAPITRE VIII
EQUIPEMENT DU TABLIER

CHAPITRE VIII. EQUIPEMENTS DU TABLIER

VIII.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 ; dés d'appui et joints de chaussée.

VIII.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 notre pont, on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté 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.
- N'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

VIII.1.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

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

Combinaisons	R culée max (MN)	R pile max (MN)
G	2.53	12.38
1.35G + 1.6A(l) + 1.6St	4.15	19.72
1.35G + 1.6Bc + 1.6St	5.22	19.28
1.35G + 1.6Bt + 1.6St	4.78	18.37
1.35G + 1.35Mc120	4.89	19.35
1.35G + 1.35D240	**5.65**	**19.90**

VIII.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante 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.

T : Epaisseur totale de l'élastomère

n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t_i : Epaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : Epaisseur d'une frette élémentaire.

e : Enrobage.

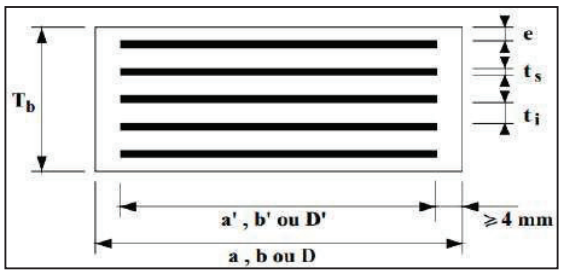


Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'app

VIII.2.1.1. Aire d'appareil d'appui :

La condition de non-cheminement :

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

VIII.2.1.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15} \quad \text{.....(VIII.2)}$$

Avec

a × b : dimensions en plan de l'appareil d'appui **(a< b)**
a : Côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
b : Côté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.
N_{max} : Effort normal agissant sur l'appareil d'appui.

VIII.2.1.3. Dimensionnement des frettes :

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

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

Avec σ_m : contrainte moyenne

Tel que

$\sigma_e = 235$ Kg/mm^2

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

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

Avec

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

β: Coefficient de forme

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

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

	Cas de la pile	Cas de la culée
$\mathbf{R_{max}}$	19.9 MN	5.65 MN
$\mathbf{N_{max}}$	9.95 MN	2.83 MN
a×b	≤ 4975 cm^2 ➔ (a×b) = (**700×750**) mm^2	≤ 1415 cm^2 ➔ (a×b) = (**400×400**) mm^2.
T	$75 \leq T \leq 150$	$40 \leq T \leq 80$
Ts	> 2.81 mm	> 2.71 mm
On prendra	• 6 Feuilles d'élastomère : ti = 12 mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 6 mm. • 7 Frettes métalliques de : ts = 6 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)	(**700×750×120**) mm^3	(**400×400×80**) mm^3

VIII.2.2. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

VIII.2.2.1. Actions statiques :

Les actions statiques se calculent comme suit :

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

Avec

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;
K_i : la rigidité des appuis (***Voir chapitre IX***) ;
$\boldsymbol{\varepsilon_T}$: coefficient de la température. $\boldsymbol{\varepsilon_T = \lambda \times \Delta T}$; avec $\boldsymbol{\Delta T = 50°C}$ et $\boldsymbol{\lambda = 10^{-5}}$;
$\boldsymbol{\varepsilon_f}$: coefficient du fluage $\boldsymbol{\varepsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}}$;
K_{fl} : vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $\boldsymbol{K_{fl} = 2.5}$;
$\boldsymbol{\varepsilon_r = 1.5 \times 10^{-4}}$: coefficient de retrait.

VIII.2.2.2. Actions dynamiques :

Il y a deux actions dynamiques. elles sont celles de l'effort de freinage maximal dû à un camion Bc, $F_{fr} = 0.30$ MN et la force de freinage A(l) $F_{al} = 0.176$ MN (***Voir chapitre III***).

VIII.2.2.3. Déplacement horizontal :

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

Avec

$\mathbf{V_{xT}}$: déplacement dû à la température, donnée par : $\mathbf{V_{xT} = L \times \varepsilon_T}$;
$\mathbf{V_{xf}}$: le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $\mathbf{V_{xf} = L \times \varepsilon_f}$;
$\mathbf{V_{xr}}$: c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $\mathbf{V_{xr} = L \times \varepsilon_r}$;

L : la distance entre l'appui et le centre de rigidité ;
$\mathbf{V_{xfr}}$: 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 ;
$\mathbf{T_q}$: épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Application Numérique :

Tableau VIII.3 Efforts et déplacement horizontal du tablier

	$\|X_i\|$ (m)	K_i (MN/m)	$K_i/\sum K_i$	H_T (MN)	H_{flu} (MN)	H_r (MN)	H_{frBc} (MN)	H_{frAl} (MN)	V_{xT} (m)	V_{xfl} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfrBc} (m)	V_{xfrAl} (MN)
C_1	142.69	4.80	0.080	0.082	0.171	0.137	0.024	0.014	0.017	0.036	0.029	0.007	0.004
P_1	112.69	10.40	0.173	0.141	0.293	0.234	0.052	0.031	0.014	0.028	0.023	0.007	0.004
P_2	57.69	10.11	0.169	0.070	0.146	0.117	0.051	0.030	0.007	0.014	0.012	0.006	0.004
P_3	3.11	9.67	0.161	0.004	0.008	0.006	0.048	0.028	0.000	0.001	0.001	0.006	0.004
P_4	58.11	9.84	0.164	0.069	0.143	0.114	0.049	0.029	0.007	0.015	0.012	0.006	0.004
P_5	113.11	10.37	0.173	0.141	0.293	0.235	0.052	0.031	0.014	0.028	0.023	0.007	0.004
C_2	143.31	4.80	0.080	0.083	0.172	0.138	0.024	0.014	0.017	0.036	0.029	0.007	0.004

Avec :

$\mathbf{X_{CR}}$: centre de rigidité ; $\mathbf{X_{CR}} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i}$ **=142.68m** ;

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

Ki : raideur d'appui ;(***voir chapitre VIII***).

Donc

$V_{x\ pile\ max}$= 0.058 m.

$V_{x\ culée\ max}$=0.073 m.

Et d'après l'étude sismique (***voir chapitre VIII)***

$V_{x\ pile\ dynamique} = V_{x\ culée\ dynamique}$ = 0.12 m.

Donc

$V_{x\ pile\ max}$= 0.178 m.

$V_{x\ culée\ max}$=0.193 m.

VIII.2.3. Vérifications du dimensionnement

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

VIII.2.3.1. Résistance à la compression :

Cas de la pile :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{9.95}{0.7 \times 0.75} = \mathbf{18.95\ MPa} \leq \mathbf{\sigma_{adm} = 20\ MPa} \rightarrow \mathbf{Vérifiée.} \quad \text{.....(VIII.8)}$$

Cas de la culée :

$$\sigma_{ap}=\frac{N_{max}}{a\times b}=\frac{2.83}{0.4\times 0.4}=17.69\ MPa\leq \sigma_{adm}=20MPa \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

VIII.2.3.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier

$$\gamma_s\times Pu\leq Pc \quad \text{.....(VIII.9)}$$

Avec

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité ;
Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;
$Pc = 4\times G\times B\times S^2\times d/h$: la charge critique de flambement ;
B : l'aire nominale de l'appui ;
d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;
h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;
$S=\frac{a\times b}{2\times t\times (a+b)}$: le facteur de forme.

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
S = 15.09 ; d = 0.018 m ;	S = 10 ; d = 0.014m ;
h = 0.12 m ;	h = 0.08 m ;
B = 0.53 m^2 ;	B = 0.16 m^2 ;
Pc = 64.56MN ;	Pc = 10.08 MN ;
Pu = 9.95 MN ;	Pu = 2.83 MN ;
$\gamma_s\times Pu = 29.85\ MN \leq Pc = 64.56MN$	**$\gamma_s\times Pu = 8.49\ MN \leq Pc = 10.08\ MN$**
➔ Vérifiée.	**➔ Vérifiée.**

VIII.2.3.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :

$$\delta = V_x / T < \delta c \quad \text{.....(VIII.10)}$$

Pour **$p = Pu/Pc = 0.154\ MN < 0.25\ MPA$** ; on trouve : **$\delta c\leq 0.7+4(\delta_0-0.7)\ (0.25-p)$**.
Tel que : **$\delta_0 = b/T$**, borné par **$[0.7 < \delta_0 < 2]$**.

b : petit côté de l'appui ;
T : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
b = 700 mm ; T =120 mm ;	b = 400 mm ; T = 80 mm ;
δ_0 = 5.83 ;	δ_0 = 5 ;
On prend : δ_0 = 2 ;	On prend : δ_0 = 2 ;
δ_c = 1.20 ;	δ_c = 0.61 ;
Vx = 0.178 m ;	P=0.281 ; Vx=0.193 m ;
δ = 1.483 ;	δ = 2.413 ;
$\delta \leq \delta_c$ ➔ **Non Vérifiée**	$\delta \leq \delta_c$ ➔ **Non Vérifiée**

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

VIII.2.3.4. Condition de non-glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{max} \text{ et } f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right) \quad \text{.....(VIII.11)}$$

Avec

N est l'effort de compression vertical ;
f est le coefficient de frottement.

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
N = 6.88 MN ;	N = 2.13MN ;
σ_m = 13.11 MPa ; f = 0.15 ;	σ_m = 13.29 MPa ; f = 0.15 ;
H = 0.037 MN ;	H = 0.193MN ;
0.037 MN < 6.88×0.15=1.00 MN	**0.193 MN < 2.13×0.15=0.31MN**
➔ Vérifiée.	**➔ Vérifiée.**

VIII.3. DES D'APPUIS

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

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

A = b + 200 ➔ A = 750 + 200 ➔ A= 950 mm ;
B = a + 200 ➔ B = 700 + 200➔ B = 900 mm ;
$h \geq 2\ B_0 / P_0$ ➔ h ≥ 0.478 m. On prend h= 0.5 m.

Avec

$B_0 = A \times B = 0.885\ m^2$;
$P_0 = 2\ (A + B) = 3.7$ m.

VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile

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

❖ Armatures de chainage

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

$$A_c = \frac{\mathbf{0.25 \times N}}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 9.95}{434.78} = 57.21\ cm^2 \text{ ➔ } \mathbf{Soit\ 30HA16} \quad \text{.....(VIII.12)}$$

❖ Armatures horizontales

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

$$A_h = \frac{\mathbf{0.125 \times N}}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 9.95}{434.78} = 28.61\ cm^2 \text{ ➔ } \mathbf{Soit\ 16HA16} \quad \text{.....(VIII.13)}$$

❖ Frette supérieure

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

$$A_s = \frac{\mathbf{0.04 \times N}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 9.95}{434.78} = 9.15\ cm^2 \text{ ➔ } \mathbf{Soit\ 10HA12} \quad \text{.....(VIII.14)}$$

❖ **Frette inférieure**

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

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 9.95}{434.78} = 22.88 cm^2 \rightarrow \textbf{Soit 12HA16} \quad \text{(VIII.15)}$$

Le ferraillage de dé d'appui est montré dans le schéma de la figure ***VIII.2***

VIII.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 :

$(A \times B \times h) = (\mathbf{600} \times \mathbf{600} \times \mathbf{300})\ mm^3$.

Le ferraillage de dé d'appui est montré dans le schéma de la figure ***VIII.3***.

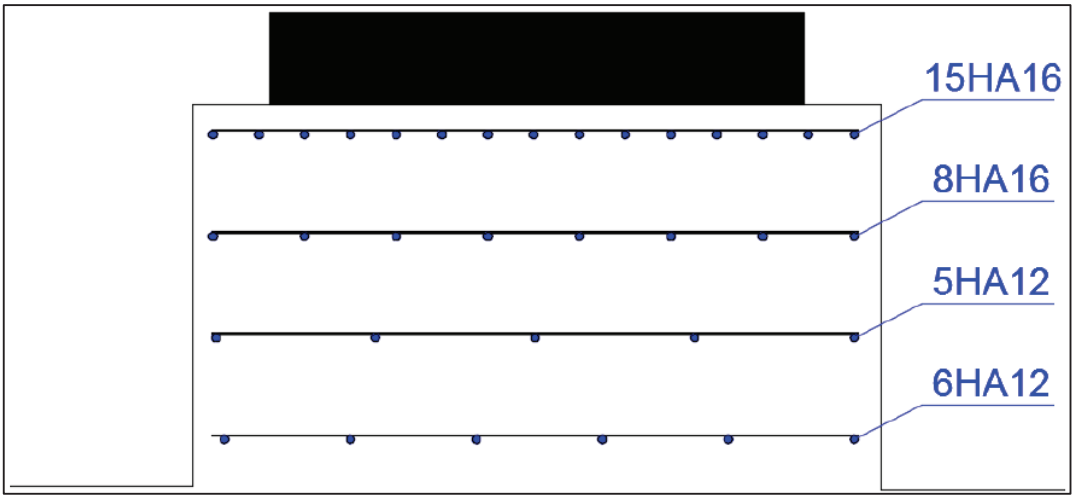


Figure VIII.2 Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile

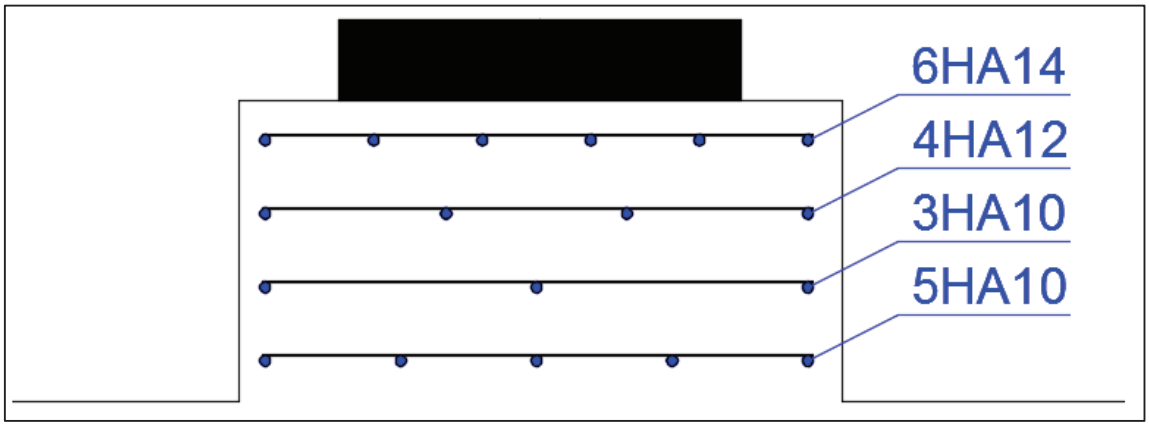


Figure VIII.3 Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

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

VIII.4.1. Dimensionnement

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

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

$$W = WD + 0{,}3WT + \frac{WS}{3} \quad \text{(VIII.16)}$$

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 = 9.2 cm).

Donc : W = **12.2 cm**.

VIII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 12.2 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.

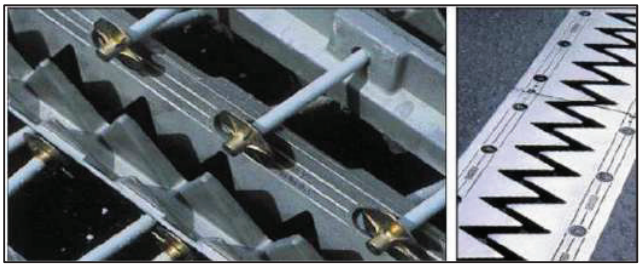


Figure VIII.4 Joint du type Wd

Tableau VIII.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 **Wd160**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

VIII.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 usagers.

L'aménagement du tablier avec ses équipements est parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IX
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

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

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dûs 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 transmet au sol.

Tableau IX.1 Hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur (m)	5.5	8.8	11.5	10.6	6.1

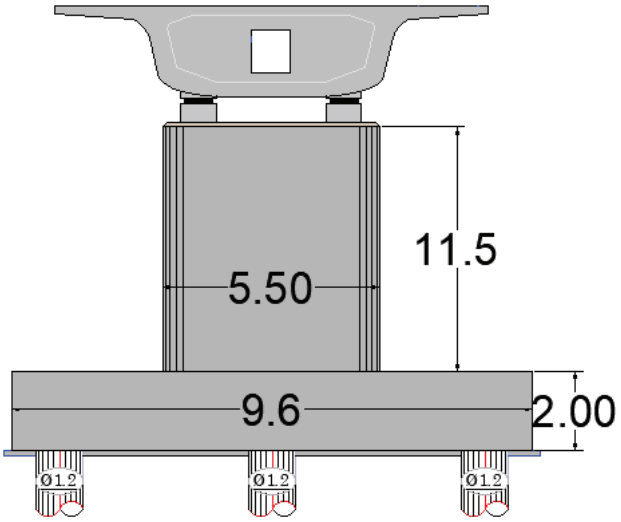


Figure IX.1 Dimensions de la pile la plus haute

IX.2.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

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

I_x=**1.87 m²** ; I_y=**22.18 m²** ; **S=8.8 m²** ; **h=11.5 m**

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

$\lambda = l_f / i \leq 70$.....(IX.1)

Avec

$\mathbf{l_f}$: la longueur du flambement de la pile la plus haute : $\mathbf{l_f = 2 \times h = 23m}$; vérifié

i : rayon de giration.

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.58$ m ➔$\lambda = 14.49 < 70$ **Vérifié**

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0.46$ m ➔$\lambda = 49.89 < 70$ **Vérifié**

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$kA - App = G \times \frac{a \times b}{T},\ kPile = \frac{3EI}{h^3} \text{ et } KApp = \frac{1}{\frac{1}{kPille} + \frac{1}{kA-APP}} \quad \text{.....(IX.2)}$$

Avec

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

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

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} = 27 MPa.

Tableau IX.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	/	1.8	2.40	Infinie	3.6	4.8
P_1	5.5	3.94	5.25	1117.09	7.82	10.40
P_2	8.8	3.94	5.25	272.73	7.65	10.11
P_3	11.5	3.94	5.25	122.20	7.40	9.67
P_4	10.6	3.94	5.25	156.05	7.50	9.84
P_5	6.1	3.94	5.25	818.82	7.80	10.37
C_2	/	1.8	2.40	Infinie	3.60	4.8

Tableau IX.3 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis transversale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_0	/	1.80	2.40	Infinie	3.60	4.8
P_1	5.5	3.94	5.25	13200.00	7.87	10.49
P_2	8.8	3.94	5.25	3222.66	7.86	10.47
P_3	11.5	3.94	5.25	1444.00	7.83	10.42
P_4	10.6	3.94	5.25	1843.93	7.84	10.44
P_5	6.1	3.94	5.25	9675.48	7.87	10.49
C_1	/	1.80	2.40	Infinie	3.60	4.8

IX.2.3. Etude sismique

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

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

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

IX.2.3.2. Méthode de calcul

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.

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire à des conditions. Parmi ces conditions il y a :

La courbure (Angle balaye en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades.

Pour notre pont il existe un arc avec l'angle balayé ➔ α=98 degrés = 108.89 grades.

Donc 108.89 grades > 30 grades ➔ **Condition non vérifiée.**

Alors on utilise « la méthode du spectre de réponse ».

IX.2.3.3. Spectre de réponse :

On réutilisera le modèle longitudinal pour faire notre calcul multimodal en utilisant un logiciel de calcul.

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

❖ **Spectre de réponse horizontale**

Pour les deux directions longitudinales et transversales on utilise le spectre montré dans la ***figure IX.2***.

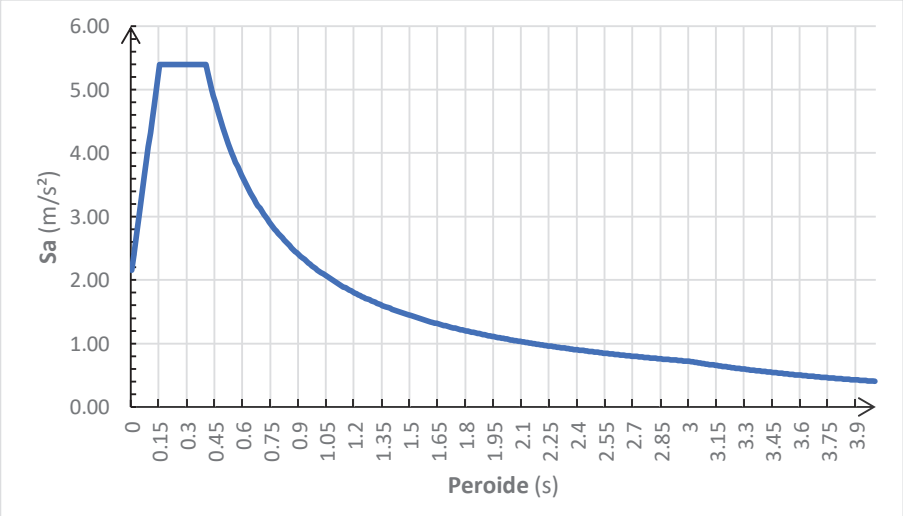


Figure IX.2 Spectre de réponse horizontale

❖ **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.

IX.2.3.4. Période propre :

Après le calcul des modes propres (voir ***Annexe C)*** :

- T=2.04s pour le sens longitudinal ;
- T=2.06s pour le sens transversal.

IX.2.3.5. Evaluation de l'effort sismique

Les résultats du logiciel de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après.

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

Appuis	C0	P1	P2	P3	P4	P5	C1
FL (KN)	495.00	1 102.40	1 132.45	1 109.11	1 128.80	1 173.28	539.84
Uy (cm)	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9
MT (KN.m)	0.00	6 063.04	9 963.41	12 745.32	11 958.76	7156.62	0.00

Tableau IX.5 Distribution des forces, déplacements et moments transversaux sur chaque appui

Appuis	C1	P1	P2	P3	P4	P5	C2
FT (KN)	484.58	1086.80	1178.72	1241.56	1191.27	1088.67	486.22
Uy (cm)	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5
MT (KN.m)	0.00	5977.26	10371.98	14276.81	12626.75	6640.76	0.00

IX.2.4. Descente des charges

Les résultats des efforts sont résumés dans le ***tableau IX.6*** :

Tableau IX.6 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée

Sollicitations Désignations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
G_{max} pile	2551.38	-	-
G_{max} Tablier	11887.87	-	-
A(l) 2 Voies	2021.56	-	-
Bc 2 Voies	2354.45	-	-
Bt 2 Voies	1392.05	-	-
Mc 120	819.25	-	-
D240	1923.34	-	-
St	203.58	-	-
Freinage A(l) 2 Vs	-	48.36	580.28
Freinage Bc 2 Vs	-	28.47	341.64
H_T	-	3.61	43.37
H_{flv} (Ret + flu)	-	13.55	162.62
Séisme longitudinal	-	1481.578	1698.21
Séisme transversal	-	1574.29	1955.25

NB1 : Le calcul des efforts a été fait 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 : $H = H_{dé\ d'appui} + H_{pile} = 11.5+0.5m$.

IX.2.5. Etude statique de la pile

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

Tableau IX.7 Combinaison des efforts

Cas	Combinaisons
ELS	$G + 1.2\ A(l)2Vs + St + 0.6H_T + F_{flv}$
	$G + D240 + 0.6\ H_T + H_{flv}$
	$G + 1.2\ Bc\ 2Vs + St + 0.6T + H_{flv}$
	$G + Mc\ 120 + 0.6\ H_T + H_{flv}$
ELU	$1.35G + 1.6A(l)2Vs + 1.6St + 0.9H_T + H_{flv}$
	$1.35\ G + 1.35\ D240 + 0.9\ H_T + Hflv$
	$1.35\ G + 1.6\ Bc\ Vs + 1.6St + 0.9\ H_T + H_{flv}$
	$1.35\ G + 1.35\ Mc\ 120 + 0.9\ H_T + H_{flv}$

Ces combinaisons génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des efforts horizontaux, verticaux et des moments. Le détail du calcul dans ***l'annexe C***.

Les sollicitations résultantes sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau IX.8 Sollicitations maximales à E.L.S et à E.L.U

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	16302.60	73.75	884.97
ELU	22011.20	98.92	1187.01

IX.2.6. Etude sismique de la pile

Dans cette rubrique le calcul se fait sans intervention de la semelle pour déterminer le ferraillage de la pile.

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

Tableau IX.10 Coefficients des combinaisons des directions

	E_L	E_T	E_V
E1 (Combinaison Longitudinale)	1	0.3	0.3
E2 (Combinaison Transversale)	0.3	1	0.3
E3 (Combinaison Vertical)	0.3	0.3	1

Tableau IX.9 Combinaisons d'action au pied de la pile

ELA	**E1**	$E1 + R_{max} + PP_p$
	E2	$E2 + R_{max} + PP_p$
	E3	$E3 + R_{max} + PP_p$
	E4	$-E1 + R_{min} + PP_p$
	E5	$-E2 + R_{min} + PP_p$
	E6	$-E3 + R_{min} + PP_p$

Les combinaisons prises en considération pour le calcul des efforts sismiques sont présentées ci-dessus D'où Rmax et Rmin sont les Réactions maximales et minimales suivant ces combinaisons.

- $G + 0.2\ A(l)2Vs + 0.4\ HT + Hflv$
- $G + 0.2\ D240 + 0.4\ HT + Hflv$
- $G + 0.2\ Bc\ 2Vs + 0.4\ HT + Hflv$
- $G + 0.2\ Mc\ 120 + 0.4\ HT + Hflv$

Avec PP_p = **2551.38 KN** (Poids du voile)

Les résultats sont résumés ci-dessous

Tableau IX.11 Sollicitations maximales à E.L.A

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELA	14910.14	1133.78	13041.31

IX.2.7. Ferraillage de la pile

IX.2.7.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le ***tableau.IX.7*** (détails de calcul voir ***Annexe C)***.

Tableau IX.12 Sollicitation les plus défavorables pour la pile 4

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	16302.60	73.75	884.97
ELU	22011.20	98.92	1187.01
ELA	14910.14	1133.78	13041.31

N (KN/ml)	H (KN/ml)	M (KN.m/ml)
2964.11	**13.41**	**160.90**
4002.04	**17.98**	**215.82**
2710.93	**206.14**	**2371.15**

IX.2.7.2. La section d'acier

Avec un logiciel qui calcule la section d'acier et fait la vérification (détails de calcul voir ***Annexe D)*** on obtient :

As = 16 cm^2/ml ➔ **7HA20/ml** avec St = 15 cm dans les deux sens. Voir ***Figure IX.4.***

IX.2.7.3. Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = P_{horizontal}$ (ELU) = 17.98 KN

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.017}{1.95} = 0.008$ MPa.

$\tau_u' = \inf\{4MPa; 0.1f_{c28}\} = 2.7$ MPa. (Fissuration préjudiciable).

$\tau_u' \geq \tau_u$ ➔ **vérifiée**

On opte pour des cadres horizontales de **HA12** avec St = 20 cm.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

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

IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée

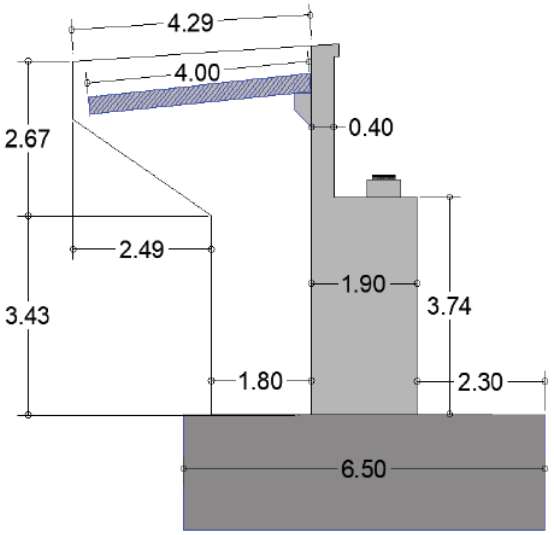


Figure IX.3 Les dimensions des éléments de la culée.

Tableau IX.13 Les dimensions des éléments de la culée

Mur frontal	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur : 11m Epaisseur : 1.9 m Hauteur : 3.74 m	Longueur : 9.9 m Epaisseur : 0.4 m Hauteur : 2.61 m	Surface : 16.06 m² Epaisseur : 0.5 m	Longueur : 4.0 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 9.9 m	Longueur : 6 m Epaisseur : 2 m Largeur : 11.6 m

IX.3.2. Efforts sur à la culée

❖ **Calcul de la poussée**

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah}= \frac{1}{2}\gamma k_{ad} \times H^2 \quad \text{.....(IX.3)}$$

Avec : $\mathbf{k_{ad} = K_h = 0.33}$ Le coefficient de poussée au repos (condition normale)

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids des terres

Tableau IX.14 Evaluations des efforts sur la culée

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux N (KN)	Efforts horizontaux H (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
Semelle	3770.00	/	0.00	0.00	0.00	/
Mur F	1954.15	/	0.00	3.87	0.00	/
DDT	148.50	/	1.10	7.54	163.35	/
Mur en R	401.62	/	2.42	5.74	972.55	/
Corbeau	33.39	/	1.10	7.31	36.73	/
MGG	295.41	/	0.75	7.07	221.55	/
Poids des Terres Amot	2212.28	/	2.10	4.70	4653.09	/
Poids des Terres sur DDT	219.92	/	1.10	7.54	241.91	/
Poussée Mur Frontal	/	902.43	/	-3.85	/	-3471.33
Poussée Semelle	/	1176.88	/	-1.00	/	-1176.88
Poussée DDT	/	6.77	/	-8.03	/	-54.40
Poids des surcharges	227.70	/	2.10	/	478.17	/
Poussée des surcharges	/	296.97	/	-4.55	/	-1349.73
Rg	2524.00	/	-0.35	/	-883.40	/
R(Al)	1189.65	/	-0.35	/	-416.38	/
Rbc	1406.97	/	-0.35	/	-492.44	/
RMc120	1098.07	/	-0.35	/	-384.32	/
RD240	1646.67	/	-0.35	/	-576.33	/
RST	40.55	/	-0.35	/	-14.19	/
Fflv (Retrait + fluage)	/	308.20	/	-5.74	/	-1769.07
F température	/	82.18	/	-5.74	/	-471.71
Frein Al	/	14.13	/	-5.74	/	-81.11
Frein Bc	/	24.00	/	-5.74	/	-137.76

NB1 : Le calcul des efforts a été fait par rapport au point A situé :
- Bas de la semelle ;
- Centre de la semelle.

Les combinaison et les sollicitations sont montrés dans ***l'Annexe C .***

IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.3.1. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle ; il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement par les charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

❖ **Combinaison d'actions**

Le résultat des combinaisons les plus défavorables est montré dans le tableau : (détail de calcul voir ***annexe C***).

Tableau IX.15 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	5175.36	1623.07	4171.21
ELU	6986.74	2793.71	7195.73

N (KN/ml)	H (KN/ml)	M (KN.m/ml)
470.48	**147.55**	**379.20**
635.15	**253.97**	**654.15**

❖ **Ferraillage mur frontal** (Voir ***Figure IX.5***)

Ferraillage vertical **:** Avec logiciel de calcul on trouve A_s = 19 cm² On prend **7HA20/ml** avec St=15cm.
Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **7HA12/ml** avec St=15 cm.
Ferraillage horizontal **:** Ast = As/4 ; Soit : **6HA12/ml** avec St=17.5 cm.

IX.3.3.2. Mur de garde grève

❖ **Evaluation des efforts**

➢ **Moment des poussées des terres :**

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L \quad \text{.....(IX.4)}$$

Avec
H : hauteur des remblais, **H = 2.61 m** ;
$\mathbf{K_a}$: coefficient de poussée des terres, $\mathbf{K_a = 0.33}$;
L : longueur des remblais, L **= 1m**.

➔ $\mathbf{M_{P\text{ - ELS}} = 17.76}$ **KN.m/ml**.
➔ $\mathbf{M_{P\text{ - ELU}} = 23.76}$ **KN.m/ml**.

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

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

$$M_f = \frac{2\,\mu \times P \times h}{0.25 \times 2h} \quad \text{.....(IX.5)}$$

Avec
μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'ELU et μ = 1.2 à l'ELS ;
P = 60 KN.

➔ $\mathbf{M_{f\text{ - ELS}} = 68.71}$ **KN.m/ml**.
➔ $\mathbf{M_{f\text{ - ELU}} = 91.61}$ **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 :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma \quad \text{.....(IX.6)}$$

Avec
γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;
Bc : coefficient de pondération du système **Bc** ;

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
h : hauteur de mur garde grève.

➔ M_{Pc-ELS} **= 44.44 KN.m/ml**.
➔ M_{Pc-ELU} **= 59.25 KN.m/ml**.

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

➔ $M_{ELS}=M_G+1.2M_Q$ **=130.75 KN.m/ml.**
➔ $M_{ELU}=1.35M_G+1.6M_Q$ **= 174.63 KN.m/ml**.

❖ **Ferraillage du mur garde-grève (**Voir ***Figure IX.5)***

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.
Section d'acier **:** avec logiciel de calcul on trouve A_s = **20.3** cm²**,**
On prend **7HA20/ml** avec St=15cm ;
Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **7HA12/ml** avec St = 15cm ;
Armatures horizontales **:** A_{st}= As/4 ; Soit : **6HA12/ml** avec St = 17.5cm ;

IX.3.3.3. Dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

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

- Remblais : $G_{remblais} = 20 \times 0.48$ ➔ $G_{remblais}$ = 9.6 KN/ml ;
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle} = 25 \times 0.3$ ➔ $G_{P.dalle}$ = 7.5 KN/ml ;
- Revêtement : $G_{Revêtement} = 24 \times 0.08$ ➔ $G_{Revêtement}$ =1.92 KN/ml ;
- Surcharge d'exploitation : ➔ Q = 10 KN/ml.

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

Tableau IX.16 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELS	G+1.2Q	60.12	60.12
ELU	1.35G+1.6Q	80.76	80.76

❖ **Ferraillage de la dalle de transition (**Voir ***Figure IX.5***)

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.
Section d'acier **:** A_s = **13** cm² On prend **7HA16/ml** avec St =15 cm ;
Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **7HA10/ml** avec St= 15 cm.
Armatures longitudinales **:** barres de **HA10** avec St =20 cm ;

IX.3.3.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition

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

❖ **Evaluation des efforts**

Réaction dûe au poids des remblais :

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

$$R_{Rem}=\frac{ql}{2} \quad \text{.....(IX.7)}$$

Avec
L : longueur de la dalle de transition ;
q : charges des remblais ; $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p\ dalle}$.

➔ $R_{Rem}=\frac{18.06\times4}{2}=$**36.12KN/ml**

Réaction des surcharges sur remblais :

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

$$R_{Dal-T}=\frac{ql}{2} \quad \text{.....(IX.8)}$$

Avec

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

➔ $R_{Dal-T}=\frac{10\times4}{2}$ **=20KN/ml**

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

$R_{ELS} = M_G + 1,2 \times M_Q = 60.12$ KN/ml.

$R_{ELU} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q = 80.76$ kN/ml.

❖ **Ferraillage du corbeau (**Voir ***Figure IX.5***)

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : A_s=10.4 cm² On prend **7HA14/ml** avec St = 15cm ;

Armature de construction : A's = As/3 ; Soit : **5HA10/ml** avec St= 20cm.

IX.3.3.5. Mur en retour

❖ **Evaluation des efforts**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par un logiciel de calcul d'éléments finis. Le mur en retour est supposé s'encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : P_{terres} = 0.5× (0.333×18×6.22×1) = 114.92KN/ml ;
- Poussée des surcharges de remblais : P_{sr} = 3,33 KN/m² ;
- Poids de CCP : P_{eq} = 4.375 KN/ml ;
- Surcharge sur trottoir St=0.75 KN/ml
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

❖ **Combinaisons des efforts**

E.L.S : Mu = (Mt + M_{pp}+ M_{CCP}) + 1,2 (Msr + Mst).

E.L.U : Mu =1,35(Mt + M_{pp}+ M_{CCP}) + 1,6 (Msr + Mst).

❖ **Résultat suivant**

Tableau IX.17 sollicitaions du mur en retour

Etat	Direction	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS	Sens vertical	125	83
	Sens horizontal	32	120
ELU	Sens vertical	165	111
	Sens horizontal	42	158

❖ **Ferraillage** (Voir ***Figure VIII.5***)

Tableau IX.18 Résultats et ferraillage du mur en retour

Direction	Coté	As	Armatures
Sens vertical	Coté remblais	6.6	7HA12
	Coté extérieur	4.59	7HA10
Sens horizontal	Coté remblais	13.3	7HA16
	Coté extérieur	4.59	7HA10

IX.4. ETUDE DES FONDATIONS

IX.4.1. Etude de la semelle

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

Tableau IX.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 :	11.6
Largeur :	6	Largeur :	6.5
Epaisseur :	2	Epaisseur :	2

Les résultats des efforts agissants sur la semelle sont récapitulés dans ***l'annexe C***.

IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir ***annexe C***) :

Tableau IX.20 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle cas pile

	Sous la pile		
Etat	**N (KN)**	**H (KN)**	**M (KN.m)**
ELS	19 433.29	73.75	1 032.47
ELU	26 257.99	98.92	1 384.85
ELA	15 275.18	1 475.95	15 338.11

Tableau IX.21 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle cas culée

	Sous la culée		
Etat	**N (KN)**	**H (KN)**	**M (KN.m)**
ELS	11 832.50	2 799.95	3 744.52
ELU	15 969.32	4 938.58	3 910.22

IX.4.1.2. Nombre des pieux

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

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} \quad \text{.....(IX.9)}$$

Avec

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

$\mathbf{Q_p}$: capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau IX.22 Nombre de pieux sous la semelle

Cas de la pile		Cas de la culée	
Nmax(KN)	19 433.29	**Nmax**	11 832.50
QP(KN)	4 873.35	**QP**	4 598.16
np	3.98	**np**	2.57
On prend	6 pieux de 20 m de profondeur	On prend	6 pieux de 20 m de profondeur

IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \quad \text{.....(IX.10)}$$

Avec :

n : nombres des pieux ;
N : effort normal ;
Mx, **My** : moments dans les sens x,y ;
X = 1.8 m; Y = 2 m : la distance des pieux par rapport aux axes de la semelle.

Tableau IX.23 Les valeurs de Nmaxn Nmin pour les combinaisons les plus défavorables cas pile

	Cas de la pile		
Etat	**Nmin (KN)**	**Nmax(KdN)**	**Q_P(KN)**
ELS	3 152.84	3 422.98	4 873.35
ELU	3 971.50	4 622.48	6 509.59
ELA	1 267.69	3 824.04	7 480.59

Tableau IX.24 Les valeurs de Nmax, Nmin pour les combinaisons les plus défavorables cas culée

	Cas de la culée		
Etat	**Nmin (KN)**	**Nmax(KN)**	**Q_P(KN)**
ELS	1 660.04	2 504.02	4 598.16
ELU	2 335.70	4 192.69	6 175.33

❖ Cas de la pile :

$N_{max\text{-}els}$ = 3 422.98 KN < 4 873.35 KN ;
$N_{max\text{-}ela}$ = 4 622.48 KN < 7 480.59 KN. ➔ Pas de risque de poinçonnement.
N_{min} > 0. ➔ Pas de risque de soulèvement.

❖ Cas de la culée :

$N_{max\text{-}els}$ = 2 504.02 KN < 4 598.16 KN ➔ Pas de risque de poinçonnement.
N_{min} > 0 ➔ Pas de risque de soulèvement.

IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle, on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad \text{.....(IX.11)}$$

Avec :
h = H – d' ;
L : entraxe entre les pieux ;
b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau IX.25 La vérification des conditions de la méthode des bielles

Cas de la pile		**Cas de la culée**	
L (m)	4.0	L (m)	4.0
b (m)	1.6	b (m)	1.9
H (m)	2.0	H (m)	2.0
d' (m)	0.1	d' (m)	0.1
h (m)	1.9	h (m)	1.9
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.6	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.525
$\alpha_1 = \alpha_2 = arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	49.90	$\alpha_1=\alpha_2=\text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	51.24
Condition	**Vérifiée**	Condition	**Vérifiée**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \quad \text{.....(IX.12)}$$

Application Numérique :

Cas de la pile

$N_{Max\text{-}ELS} = 3.42MN$;
$N_{Max\text{-}ELU} = 4.62$ MN ;
$N_{Max\text{-}ELA} = 3.82$ MN ;
$\overline{\sigma_a(elu)} = \frac{2}{3} f_e = 333.33$ MPa
$\overline{\sigma_a(els)} = \frac{f_e}{1.15} = 434.78$ MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)} = f_e = 500$ MPa ;
$As\text{-}_{ELS} = 86.48$ cm^2 ;
$As\text{-}_{ELA} = 64.40$ cm^2.
$As\text{-}_{ELU} =$ **89.53** cm^2 ;

Cas de la culée

$N_{Max\text{-}ELS} = 2.50$ MN ;
$N_{Max\text{-}ELU} = 4.19$ MN ;
$\overline{\sigma_a(els)} = 333.33$ MPa
$\overline{\sigma_a(elu)} = \frac{f_e}{1.15} = 434.78$ MPa ;
$As\text{-}_{ELS} = 60.29$ cm^2 ;
$As\text{-}_{ELU} =$ **77.35** cm^2 ;

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = H + \Phi_{pieu}}$.

- **Pour la semelle sous la pile** (Voir ***Figure IX.4***)

Armatures transversales inférieures :
$As = As\text{-}_{ELU}/3.2 = 27.98$ cm^2/ml ; Soit : 7HA25, avec un espacement de 15 cm.
Armatures transversales supérieures :
$As_2 = As/4 = 6.99$ cm^2/ml ; Soit : 7HA12, avec un espacement de 15 cm.
Armatures longitudinales inférieures :
$As_1 = As/3 = 9.33$ cm^2/ml ; Soit : 5HA16, avec un espacement de 20 cm.
Armatures longitudinales supérieures :
$As_3 = As/10 = 2.80$ cm^2/ml ; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.
Armatures latérales :
$As_4 = As/10 = 2.80$ cm^2/ml ; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.

- **Pour la semelle sous la culée** (Voir ***Figure IX.5***)

Armatures transversales inférieures :
$As = As\text{-}_{ELU}/3.2 = 24.17$ cm^2/ml ; Soit : 8HA20, avec un espacement de 12.5 cm.
Armatures transversales supérieures :
$As_2 = As/4 = 6.04$ cm^2/ml ; Soit : 8HA10 avec un espacement de 12.5 cm.
Armatures longitudinales inférieures :
$As_1 = As/3 = 8.05$ cm^2/ml ; Soit : 5HA16, avec un espacement de 20 cm.
Armatures longitudinales supérieures :
$As_3 = As/10 = 2.42$ cm^2/ml ; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.
Armatures latérales :
$As_4 = As/10 = 2.42$ cm^2/ml ; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.

IX.4.2. Etude des pieux

IX.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u by = 0 \quad \text{(IX.13)}$$

Avec :

b : diamètre du pieu ;

$\mathbf{C_U}$: module de réaction du sol ;

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \quad \text{(IX.14)}$$

Avec

α : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \quad \text{(IX.15)}$$

Avec :

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

I : moment d'inertie de pieu.

E : module d'élasticité du béton. E = 33000 MPa.

b : diamètre de pieu.

Cu : Module de réaction de sol= 30 MN/m3

Application Numérique :

$C_u = 35$ MN/m^3 ;

E = 33 000 MPa ;

b = 1,20 m ;

I = 0,102 m^4 ;

λ = 0.228 ;

D'où : **λL = 4.559.**

D'où, on tire les valeurs de (X_φ^H , X_φ^M) à partir du tableau de WARNER.

$$\lambda L = 4.559 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.31 \\ X_\varphi^M = 1.57 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} \quad \text{(IX.16)}$$

Tableau IX.26 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu (cas pile)

	Cas de la pile			
Etat	**N (KN)**	**H (KN)**	**H (KN/pieu)**	**$\bar{M}$(KN.m)**
ELS	3 152.84	73.75	12.29	45.08
ELU	3 971.50	98.92	16.49	60.46
ELA	1 267.69	1 475.95	245.99	902.12

Tableau IX.27 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu (cas culée)

	Cas de la culée			
Etat	**N (KN)**	**H (KN)**	**H (KN/pieu)**	**$\bar{M}$(KN.m)**
ELS	1 660.04	2 799.95	466.66	1 711.37
ELU	2 335.70	4 938.58	823.09	3 018.53

IX.4.2.2. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

- **Cas de la pile**

A_s = 103.11 cm² Donc : on prend **24HA25**. Voir ***Figure IX.4.***

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA14** avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone critique.

- **Cas de la culée**

A_s = 177.6 cm² Donc : on prend deux nappes de **24HA32**. Voir ***Figure IX.5.***

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA14** avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone critique.

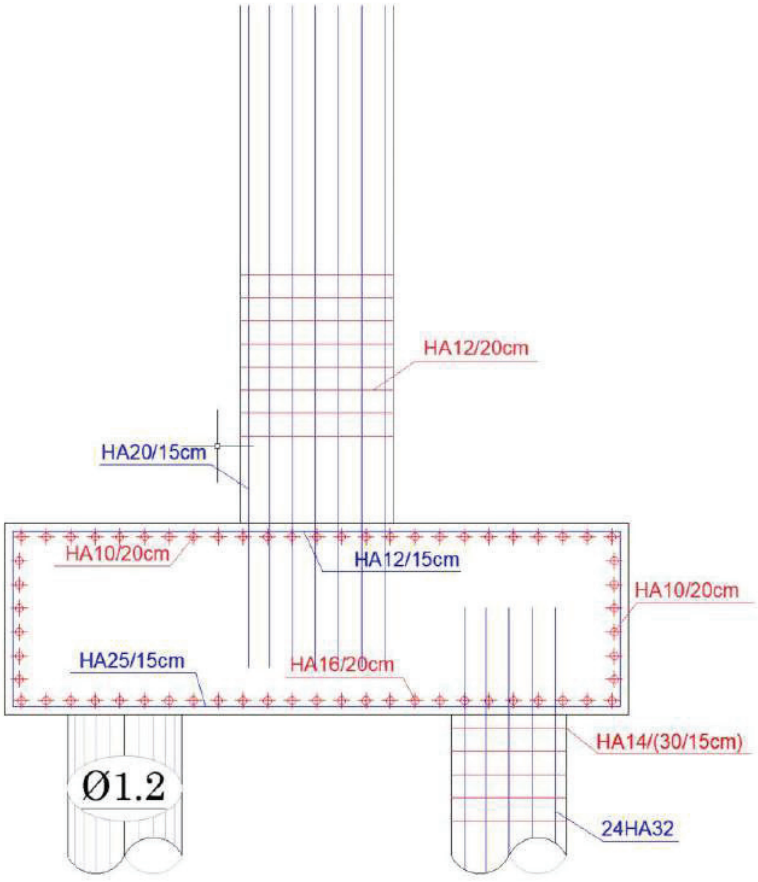


Figure IX.4 Ferraillage des éléments de la pile

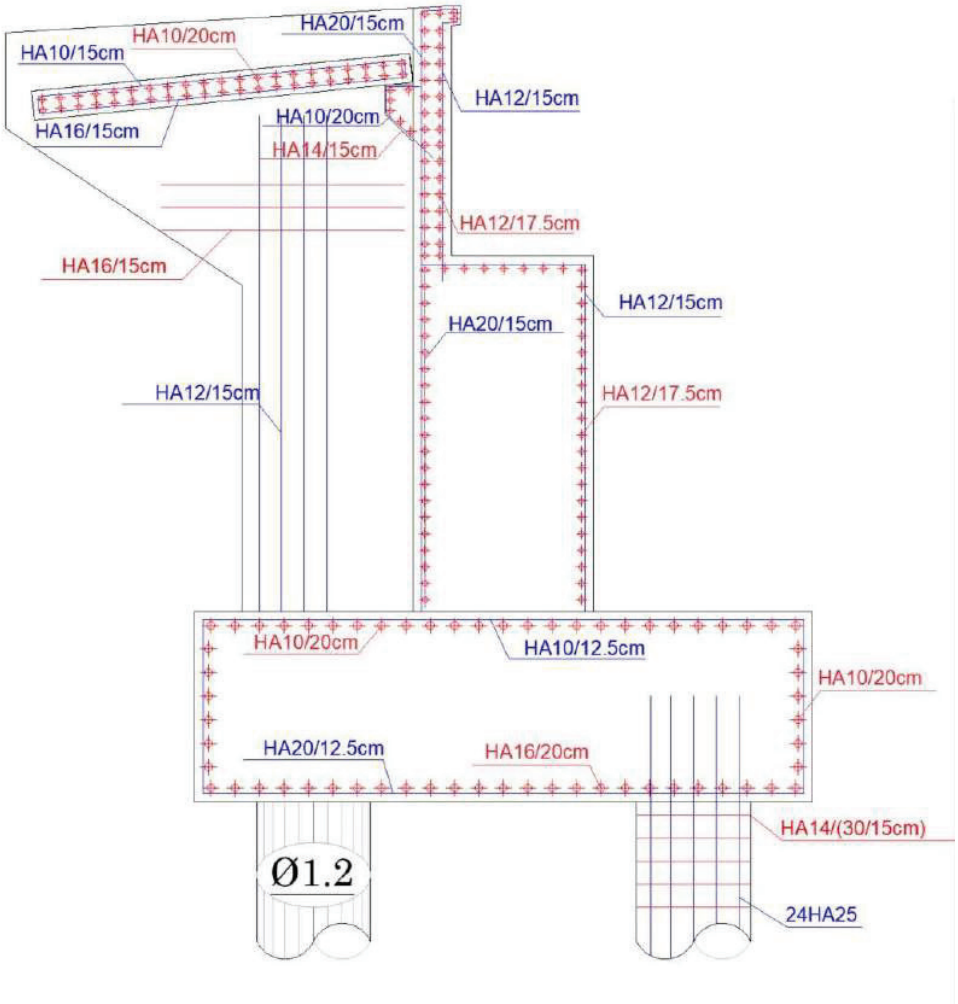


Figure IX.5 Ferraillage des éléments de la culée

IX.5. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont, en tenant compte de l'effet sismique, est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevée. Comme pour notre cas.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce stage de fin d'études vient finaliser la formation au sein de l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, qui est une réussite totale malgré la crise sanitaire liée au COVID-19 qui a touché le monde entier.

Ce mémoire, intitulé Conception et Etude d'un Viaduc se trouvant sur la pénétrante liant la wilaya de GUELMA à l'autoroute EST-OUEST, est une construction en encorbellements successifs à hauteur constante préfabriqué. En outre, Ce mémoire nous a permis d'appliquer ce que les enseignants de l'ENSTP nous ont appris, utiliser des logiciels de calculs, et comprendre encore mieux ce que nous avons pu acquérir théoriquement.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

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

Le livre : Association professionnelle des ingénieurs des ponts et chaussées et des mines, *L'esthétique et l'ingénieur*

BENREDHOUANE Mustapha, *Cours de Béton Armé***.** Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2017)

Le livre : BERTRAND Lemoine, *Esthétique des ponts*

Le livre : BERTRAND Voutaz, SYLVIE Boulanger, *Un duel entre la technique et l'esthétique*, (institut canadien de la construction, montreal)

Calgaro, J.A & Virlogeux, M. *Projet et construction des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).

Calgaro,J.A & Bérnard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J. *La précontrainte*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1992)

CHAUSSIN. R. *Béton précontraint*. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), (1992)

Le livre : Collection technique CIMbéton, *T41 béton et ouvrages d'art (Tome 1) - les ponts courants en beton*

Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)

Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)

Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton*. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009)

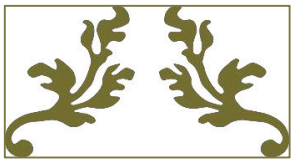
Document technique reglementaire : *Regles definissant les charges a appliquer pour le calcul et les epreuves des pont routes*

Document technique reglementaire : *Regles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art*

KIBBOUA.A, *Cours des règles parasismiques applicables sur un pont*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2018)

THONIER. H. *Le béton précontraint aux états limites*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), (1992)

Les logiciels utilisé : ROBOT Structural Analysis, ROBOT Expert, AutoCAD



ANNEXES A



Annex A.1 Résumé du sondage carotté SC1-C1 X=359074.27 Y=4037935.15

Profondeur (m)	Nature du sol	prof	S.P.T N1	S.P.T N2	S.P.T N3	Récupération
0,0 à 0,50 m	Remblai hétérogène.					65 %
0,50 à 8,5 m	Argile limoneuse avec peu de sable de couleur jaunâtre.	3,5 à 3,95	12	14	14	85%
		7,0 à 7,45	08	07	09	
8,5 à 19,5 m	Alluvions cimenté par des argiles et limons.	à 12,0	Refus			658%
		à 15,5	refus			
19.5 à 30.0m	Argile avec peu limon de couleur grisâtre, présence de gypse	22,0 à 22,45	08	10	11	85%
		25,0 à 25,45	09	11	12	
		28,5 à 28,95	14	16	18	

Annex A.2 Résumé du sondage carotté SC2-P3 X= 358989.18 Y= 4037826.82

Profondeur(m)	Nature du sol	Récupération
0,0 à 5,00 m	Limons et argile de couleur jaunâtre.	65 %
5,00 à 9,0 m	Argile limoneuse avec peu de sable de couleur jaunâtre.	85%
9,0 à 11,0 m	Alluvions cimenté par des argiles et limons.	60%
11.0 à 30.0m	Argile limoneuse de couleur grisâtre, présence de trace de gypse	85%

Annex A.3 Résumé du sondage carotté SC3-C2 X= 359029.304 Y= 4037645.235

Profondeur (m)	Nature du sol	prof	S.P.T N1	S.P.T N2	S.P.T N3	Récupération
0,0 à 0,50 m	Remblai hétérogène					85%
0,50 à 3,0 m	Argile limoneuse et graveleuse de couleur brunâtre					80%
3,0 à 14,0 m	Grés fracturé, altéré, poreux	à 3,0 m	Refus			90%
		à 6,0m	Refus			
		à 9.0m	Refus			
		à 12,0m	Refus			
14.0 à 25.0m	Argile marneuse de couleur grisâtre	16.0 à 16.45m	14	22	31	85%
		18.5 à 18.95m	12	18	29	
		23.0 à 23.45m	6	9	13	
25.0 à 27.0m	Passage d'alluvions.					60%
27.0 à 30.0m	Argile marneuse de couleur grisâtre					75%

Annexe A.7 Résultats du sondage pressiométrique SP_1C1 X= 359074.27 Y=4037935.15

Prof. m	Caractéristiques mécaniques		
	E (bar)	Pl (bar)	E/Pl
2	29.23	3.53	8.28
4	73.27	7.46	9.82
6	76.28	7.72	9.88
8	179.39	20.83	8.61
10	141.54	21.0	6.74
12	137.59	23.55	5.84
14	176.46	26.43	6.68
16	234.13	32.57	7.19
18	485.34	33.0	14.71
20	472.26	38.97	12.12
22	665.77	42.35	15.72
24	388.33	40.66	9.55
26	341.73	40.96	8.34
28	371.5	44.95	8.26

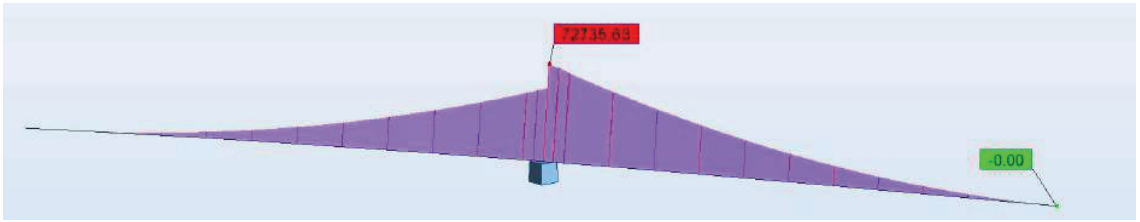
Annexe A.8 Résultats du sondage pressiométrique SP_2P3 X=358989.18 Y=4037826.82 :

Prof. m	Caractéristique mécaniques		
	E (bar)	Pl (bar)	E/Pl
2	107.58	13.81	7.79
4	73.54	13.08	5.62
6	122.46	18.14	6.75
8	111.96	16.59	6.75
10	207.47	15.16	13.69
12	131.42	20.55	6.4
14	220.24	29.28	7.52
16	425.69	38.43	11.08
18	415.45	41.74	9.95
20	400.12	41.65	9.61
22	445.5	41.88	10.64
24	423.58	45.19	9.37
26	545.05	42.50	12.82
28	545.68	45.61	11.96

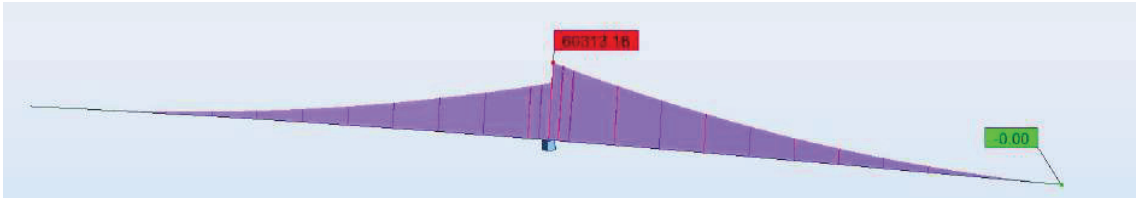
Annexe A.9 Résultats du sondages pressiométrique SP_3C2 X=359026.22 Y=4037645.063 :

Prof. m	Caractéristiques mécaniques		
	E (bar)	Pl (bar)	E/Pl
2	22.03	4.28	5.15
4	509.78	28.17	18.1
6	314.61	32.37	9.72
8	400.28	46.13	8.68
10	470.45	48.36	9.73
12	404.23	46.51	8.69
14	275.44	46.42	5.93
16	145.49	18.34	7.93
18	238.95	19.89	12.01
20	455.13	25.71	17.7
22	284.36	22.16	12.83
24	400.79	40.17	9.98
26	370.52	48.53	7.63
28	400.28	48.13	8.32

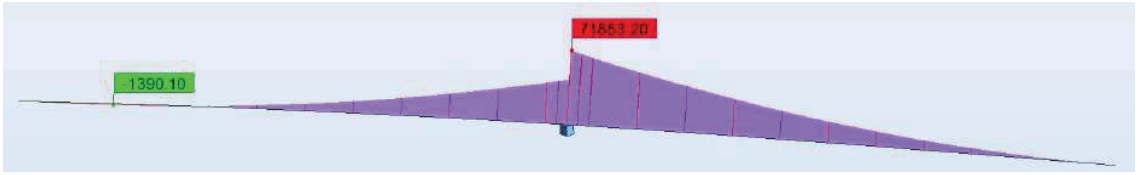
ANNEXES B



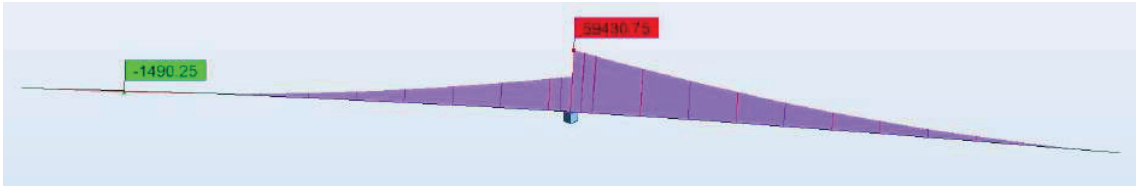
Annexe B.1. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1



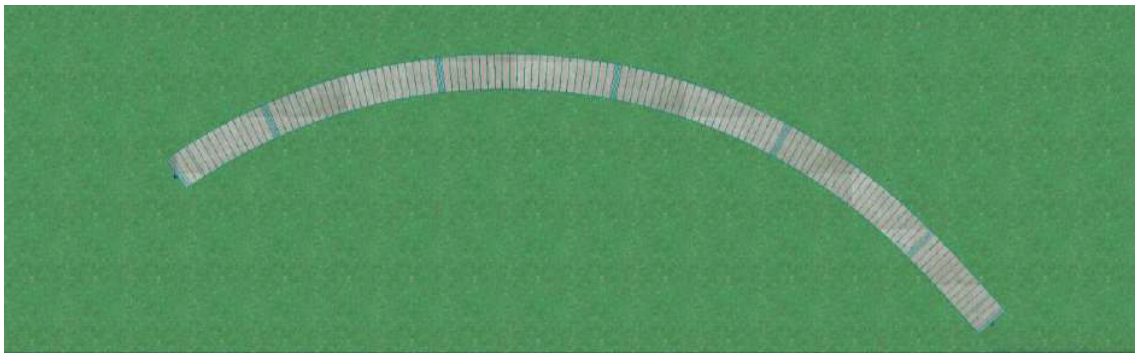
Annexe B.2. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2



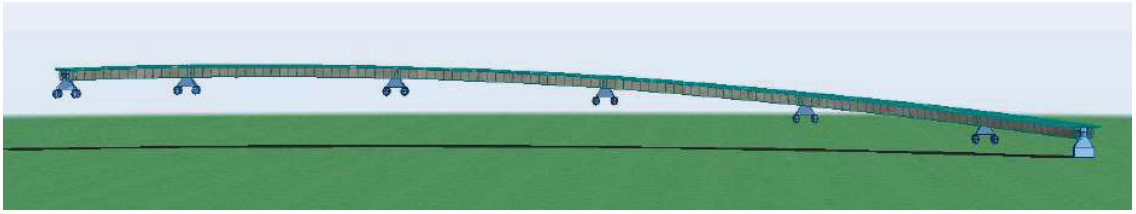
Annexe B.3. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1



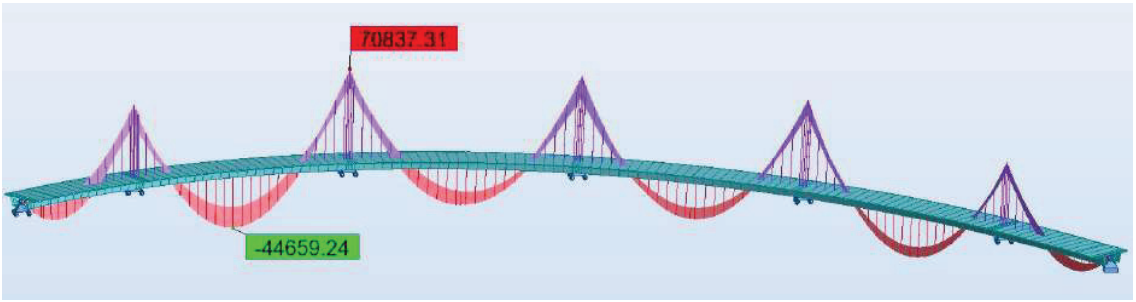
Annexe B.4. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2



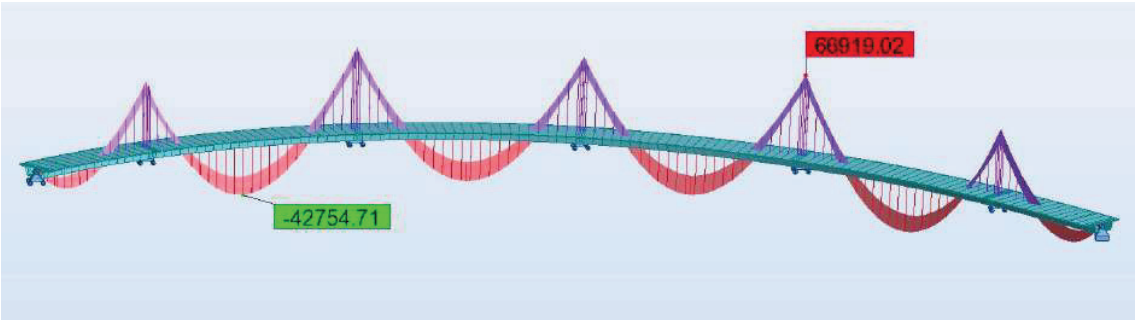
Annexe B.5. Vu en plan



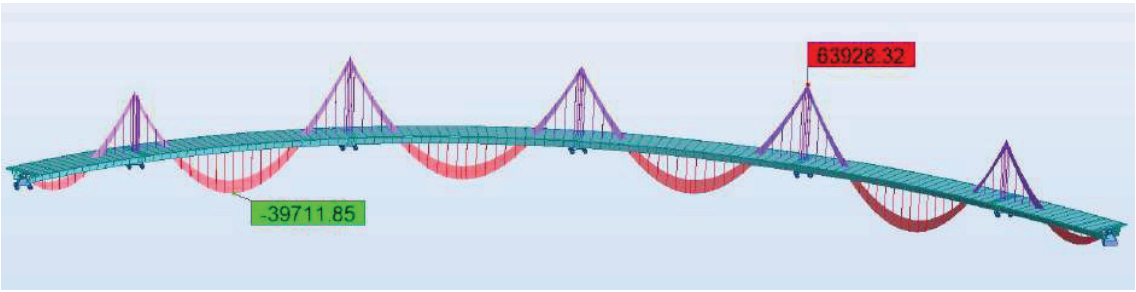
Annexe B.6 Vu en élévation



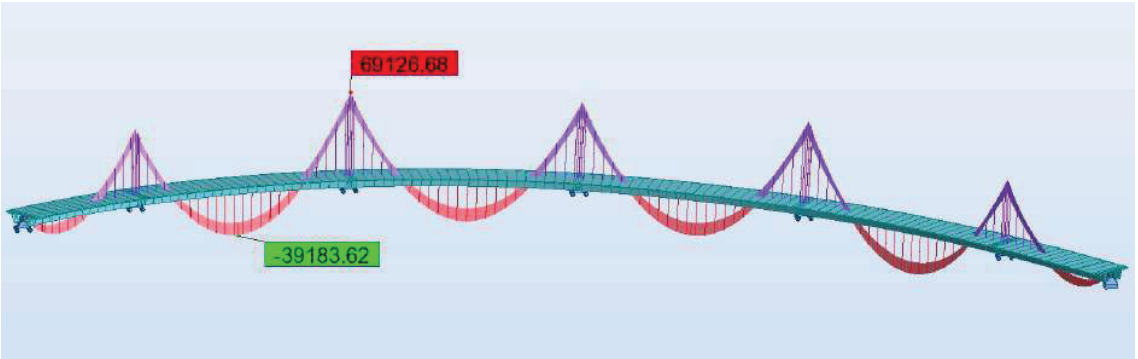
Annexe B.7. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al+St



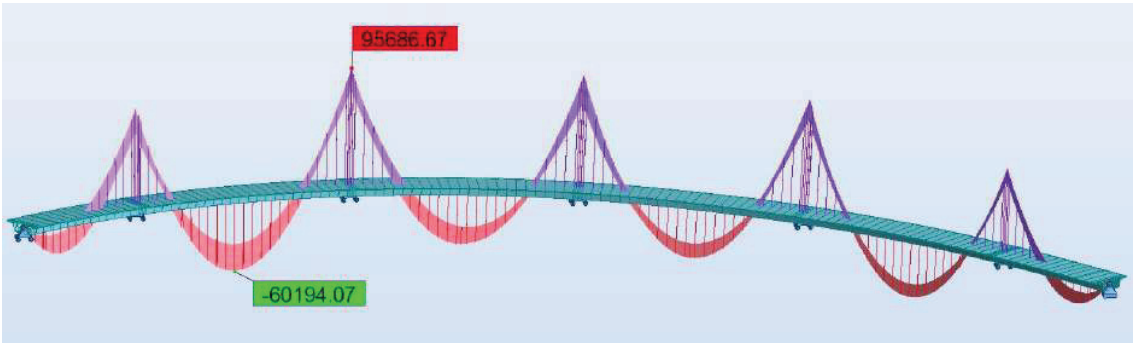
Annexe B.8. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc+St



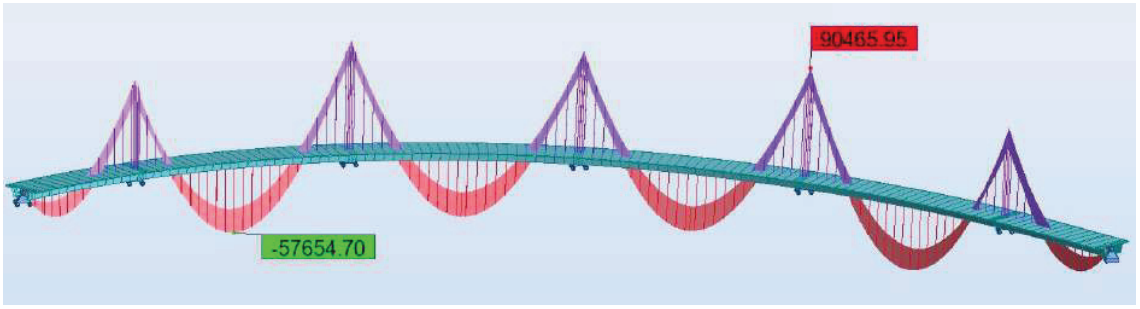
Annexe B.9. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt+St



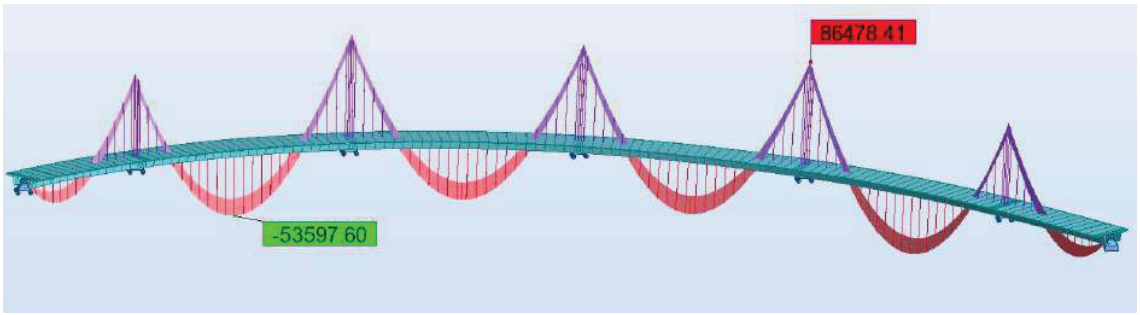
Annexe B.10. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120



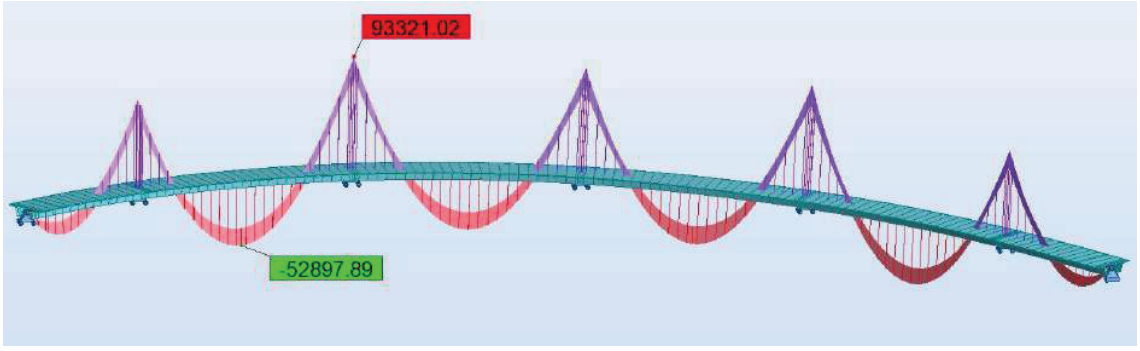
Annexe B.11. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al+1.6St



Annexe B.12. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St



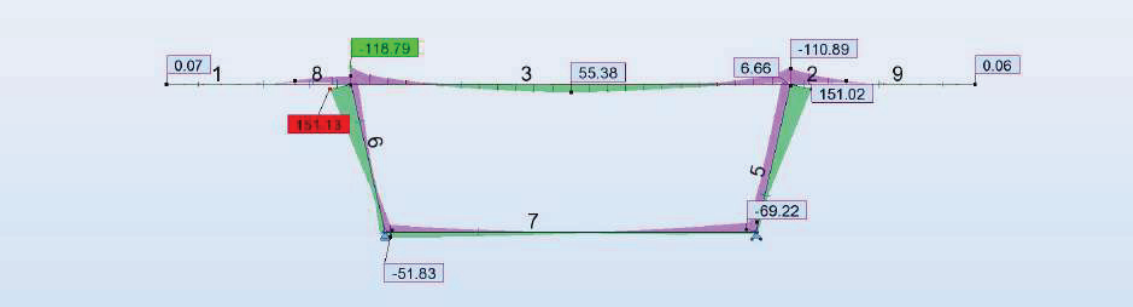
Annexe B.13. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+1.6St



Annexe B.14. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120



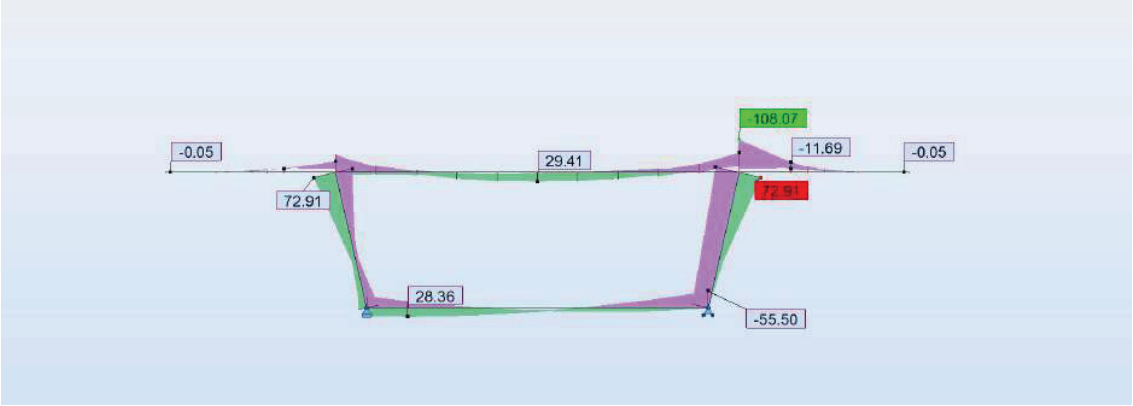
Annexe B.15. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Al



Annexe B.16. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc



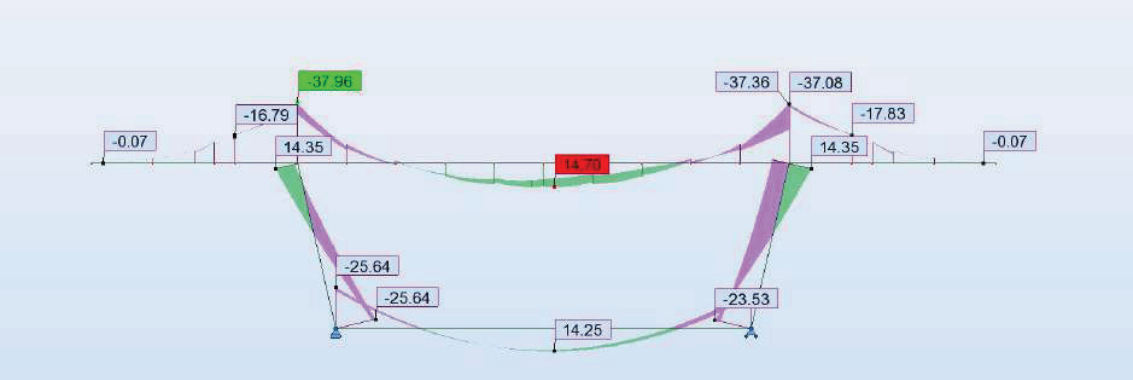
Annexe B.17. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt



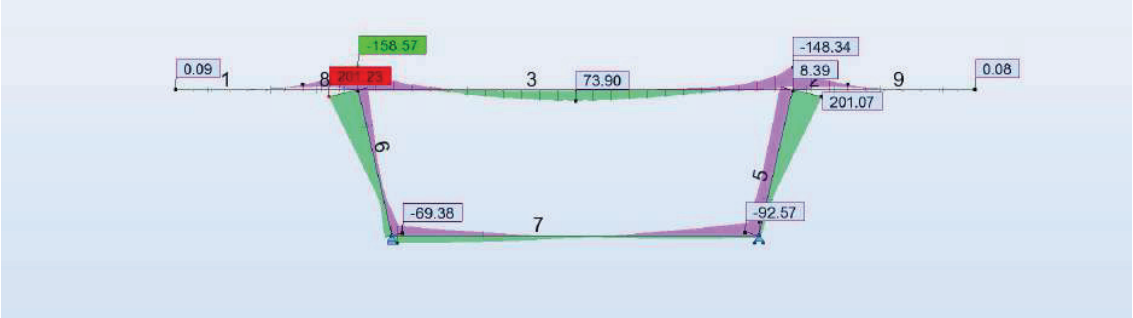
Annexe B.18. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+Mc120



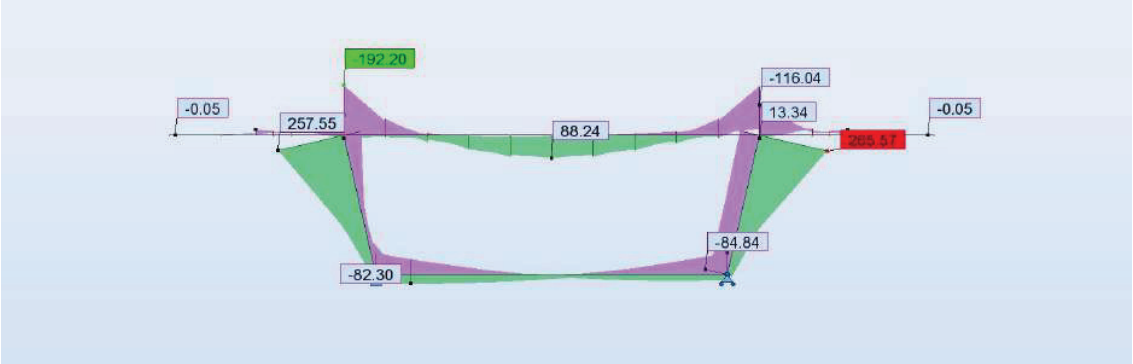
Annexe B.19. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240



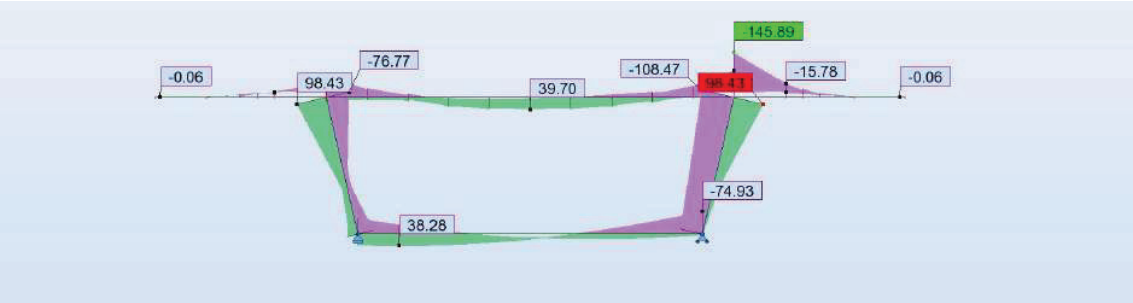
Annexe B.20. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al



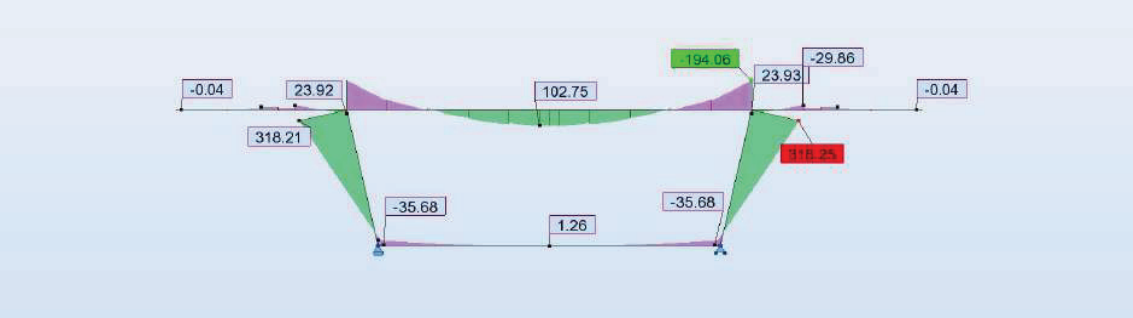
Annexe B.21. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc



Annexe B.22. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt



Annexe B.23. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120



Annexe B.24. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240

ANNEXES C

Annexe C.1 δ des systeme des charges

N des voies	L (m)	G (kN)	Bc		Bt		Mc120
			1 voie	2 voies	1 voie	2 voies	
1 Cas	33	7244.1	1.067	1.079	1.060	1.068	1.075
2 Cas	55	12073.5	1.042	1.049	1.038	1.043	1.059
3 Cas	66	14488.2	1.036	1.042	1.032	1.036	1.050
4 Cas	88	19317.6	1.027	1.032	1.024	1.027	1.046
5 Cas	110	24147.0	1.022	1.025	1.020	1.022	1.037
6 Cas	121	26561.7	1.020	1.023	1.018	1.020	1.040
7 Cas	143	31391.1	1.017	1.020	1.015	1.017	1.034
8 Cas	165	36220.5	1.015	1.017	1.013	1.015	1.034
9 Cas	176	38635.2	1.014	1.016	1.013	1.014	1.032
10 Cas	198	43464.6	1.012	1.014	1.011	1.012	1.032
11 Cas	220	48294.0	1.011	1.013	1.010	1.011	1.029
12 Cas	231	50708.8	1.011	1.012	1.010	1.011	1.030
13 Cas	253	55538.2	1.010	1.011	1.009	1.010	1.028
14 Cas	286	62782.3	1.009	1.010	1.008	1.009	1.027

Annexe C.2 valeur de l'effort de freignage pour la charge A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m^2)	S (m^2) 1 voie	S (m^2) 2 voies	F (kN) 1 voie	F (kN) 2 voies
Cas 1	33	10.30	123.75	247.5	58.22164	114.03
Cas 2	55	7.67	206.25	412.5	71.28112	137.76
Cas 3	66	6.92	247.50	495.0	76.55682	147.01
Cas 4	88	5.90	330.00	660.0	85.89931	162.90
Cas 5	110	5.25	412.50	825.0	94.27295	176.65
Cas 6	121	5.01	453.75	907.5	98.21908	182.98
Cas 7	143	4.62	536.25	1072.5	105.7556	194.80
Cas 8	165	4.33	618.75	1237.5	112.9148	205.73
Cas 9	176	4.21	660.00	1320.0	116.3772	210.92
Cas 10	198	4.01	742.50	1485.0	123.0997	220.81
Cas 11	220	3.85	825.00	1650.0	129.5829	230.13
Cas 12	231	3.78	866.25	1732.5	132.7433	234.60
Cas 13	253	3.66	948.75	1897.5	138.9154	243.20
Cas 14	286	3.51	1072.50	2145.0	147.8319	255.32

ANNEXES D

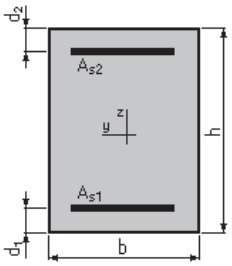
(Hourdi supérieure nappe inferieure) Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 45.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (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)	102.75	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	76.11	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.8 (cm2)		
théorique	ρ = 0.87 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.19 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 102.75 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.36 Pivot: A
Position de l'axe neutre : y = 3.7 (cm)
Bras de levier : Z = 18.5 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 2.29 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 76.11 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 7.9 (cm)

Bras de levier : Z = 17.4 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 11.1 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 27.0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 252.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 252.8 (MPa)

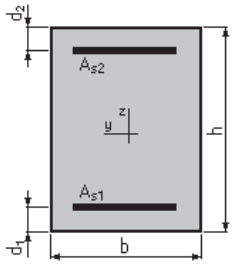
(Hourdi supérieure nappe supérieure) Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 45.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (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)	194.06	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	144.01	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 34.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.8 (cm2)
théorique ρ = 1.71 (%)
minimum ρ_{min} = 0.19 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 194.06 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.31 Pivot: B
Position de l'axe neutre : y = 7.4 (cm)

Bras de levier: Z = 17.1 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 3.38 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 5.79 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 144.01 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 10.1 (cm)
Bras de levier : Z = 16.6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 17.2 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 27.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 252.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\ lim}$ = 252.8 (MPa)

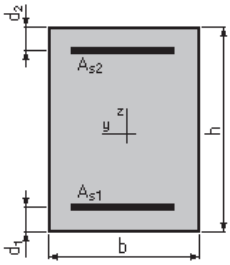
(Hourdi inferieur nappe inferieure) Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 45.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (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)	50.08	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	37.75	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 5.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.18 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.17 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 50.08 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1.1	(cm)
Bras de levier:	Z = 29.5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.40	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 37.75 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 6.2 (cm)
Bras de levier:	Z = 27.9 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 1.8 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 27.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 18.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 252.8 (MPa)

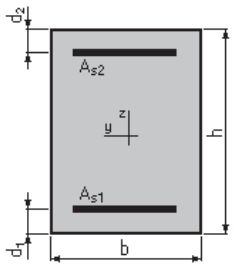
(Hourdi inferieur nappe supérieure) Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 45.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (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)	93.12	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	69.63	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 10.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.0 (cm2)
théorique ρ = 0.34 (%)
minimum ρ_{min} = 0.17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 93.12 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2.2 (cm)
Bras de levier: Z = 29.1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.78 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 69.63 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 8.1 (cm)
Bras de levier: Z = 27.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 252.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 252.8 (MPa)

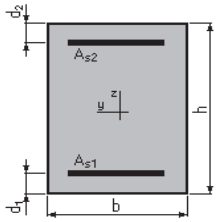
(Ferraillage de l'âme externe) Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 45.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	419.72	235.74
2.	ELU	560.99	318.25

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 15.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
théorique ρ = 0.60 (%)
minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 419.72 (kN) M = 235.74 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 15.3 (cm)
Bras de levier: Z = 39.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 252.8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 88.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 560.99 (kN) M = 318.25 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.6 (cm)
Bras de levier: Z = 42.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.72 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 83.0 (MPa)

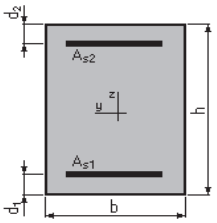
(Ferraillage de l'âme interne) Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 45.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	419.72	80.35
2.	ELU	560.99	108.47

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
théorique ρ = 0.24 (%)
minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 419.72 (kN) M = 80.35 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.05
Position de l'axe neutre: y = 24.7 (cm)
Bras de levier: Z = 36.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 9.5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 33.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 560.99 (kN) M = 108.47 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.43 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 20.6 (cm)
Bras de levier: Z = 36.8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 3.99 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.38 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

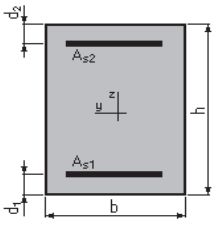
FERRAILLAGE DE LA PILE
(Le voile) Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

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^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	2964.11	160.09
2.	ELU	4002.04	215.82
3.	ELA	2710.93	2371.15

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 16.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 32.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 800.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 2964.11 (kN) M = 160.09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.55
Position de l'axe neutre: y = 494.0 (cm)
Bras de levier: Z = 80.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 31.9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 4002.04 (kN) M = 215.82 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.03 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 190.1 (cm)
Bras de levier: Z = 79.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.13 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 2710.93 (kN) M = 2371.15 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.06 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 35.0 (cm)
Bras de levier: Z = 141.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2.92 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500.0 (MPa) comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA PILE

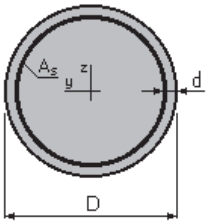
(Ferraillage des pieux) Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

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.	ELS	3152.84	45.08	0.00
2.	ELU	3971.50	60.46	0.00
3.	ELA	1267.69	902.12	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 1.00 (%)
minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 3152.84 (kN) M_y = 45.08 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.11
Position de l'axe neutre: y = 742.6 (cm)
Bras de levier: Z = 56.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 39.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 3971.50 (kN) M_y = 60.46 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.11 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 220.1 (cm)
Bras de levier: Z = 54.7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.61 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 1267.69 (kN) M_y = 902.12 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.51 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 51.2 (cm)
Bras de levier: Z = 90.7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 4.34 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

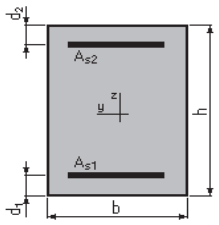
FERRAILLAGE DE LA CULEE
(Mur frontal) Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 190.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	470.48	379.20
2.	ELU	635.15	654.15

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 38.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 950.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 470.48 (kN) M = 379.20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10.50
Position de l'axe neutre: y = 85.2 (cm)
Bras de levier: Z = 156.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 4.7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 11.9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 635.15 (kN) M = 654.15 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8.87 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 46.0 (cm)
Bras de levier: Z = 166.6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.31 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

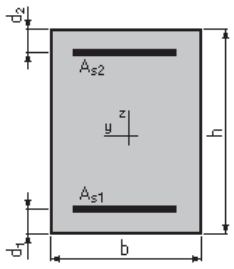
FERRAILLAGE DE LA CULEE
(Mur garde grève) Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (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)	174.63	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	130.75	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.8 (cm2)
théorique ρ = 0.58 (%)
minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 174.63 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.62 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7.2 (cm)
Bras de levier: Z = 32.1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.60 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 130.75 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.9 (cm)
Bras de levier: Z = 31.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

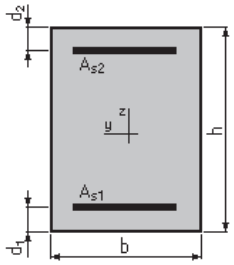
FERRAILLAGE DE LA CULEE
(Dalle de transition) Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

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)	80.76	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	60.15	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 13.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.52 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 80.76 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.62 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.6 (cm)
Bras de levier: Z = 23.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.27 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 60.15 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 8.1 (cm)
Bras de levier: Z = 22.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

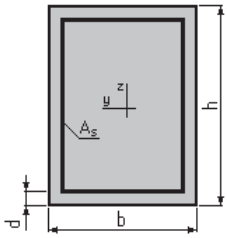
FERRAILLAGE DE LA CULEE
(Corbeau) Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	80.76
Etat **L**imite de **S**ervice	60.12
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000.0	(cm2)	Section réduite	B_r = 2744.0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3.0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3.0	(m)
Inertie	I_y = 225000.0	(cm4)	Inertie	I_z = 2500000.0	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 8.7	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28.9	(cm)
Elancement	λ_y = 34.6		Elancement	λ_z = 10.4	
	α = 0.71		N_u (béton seul)	= 3900.60	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0.2 (MPa)
0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 10.4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 10.4 (cm2)
Section maximum	$A_{s\ max}$ = 150.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.52 (%)
minimum	ρ_{min} = 0.35 (%)
maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

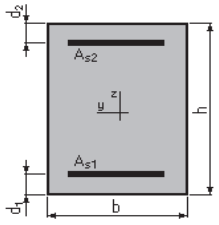
FERRAILLAGE DE LA CULEE
(Mur en retour – barres verticales) Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0	(cm)
h = 50.0	(cm)
d_1 = 5.0	(cm)
d_2 = 5.0	(cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	125.00	83.00
2.	ELU	165.00	111.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 6.6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 6.6 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 12.0 (cm2)	Section maximum	$A_{s\ max}$ = 250.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.26 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.24 (%)	maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 125.00 (kN) M = 83.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.9 (cm)
Bras de levier: Z = 41.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 18.6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 25.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 165.00 (kN) M = 111.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.70 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.7 (cm)
Bras de levier: Z = 43.1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.17 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

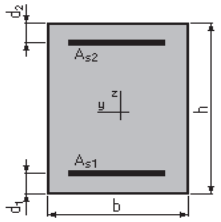
FERRAILLAGE DE LA CULEE
(Mur en retour –horizontales) Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	32.00	120.00

2.	ELU	42.00	158.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 13.3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
théorique ρ = 0.53 (%)
minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 32.00 (kN) M = 120.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.2 (cm)
Bras de levier: Z = 41.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207.3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 38.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 42.00 (kN) M = 158.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.67 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.2 (cm)
Bras de levier: Z = 42.9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.31 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 9.9 (MPa)

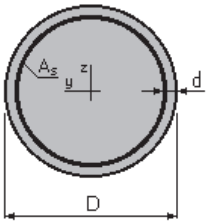
(Ferraillage des pieux pour culée) Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

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.	ELS	1660.04	1711.37	0.00
2.	ELU	2335.70	3018.53	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 177.6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 1.57 (%)
minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 1660.04 (kN) M_y = 1711.37 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 51.4 (cm)
Bras de levier: Z = 93.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207.3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 151.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 2335.70 (kN) M_y = 3018.53 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 47.5 (cm)
Bras de levier: Z = 92.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 4.95 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434.8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)