République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC PK20/01 A MASCARA

Présenté par :
ZINE YACINE

Encadré par :
Mr : Y. BABAKHOUYA
Consultant Ouvrage d'arts
B.I.E.S.T.A-Tébessa

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé toute cette période afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance à mon cher encadreur **Mr BABAKHOUYA Youcef**, consultant ouvrage d'arts chez B.I.E.S.T.A, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je remercie également toute l'équipe pédagogique de l'ENSTP et les intervenants professionnels responsables de ma formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Je souhaite aussi remercier les membres du jury d'avoir honoré ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et ça en commençant par l'ingénieur responsale dans DTP Mr **tedjani maouche** et mon maitre de stage, **Mr bachir rahmani**, Ingénieur chef de subdivision DTP, pour son accueil, le temps passé ensemble et le partage de son expertise au quotidien. Il fut d'une aide précieuse.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Sans oublier ma sœur, pour leurs encouragements et soutiens pendant toute cette période.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

Ma mère qui a œuvré pour ma réussite, de par son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutient permanent venu de ta part.

Ma sœur : Najet pour leur soutien et encouragement durant toute cette période de préparation les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous. Mes anges gardiens et mes fidèles compagnons. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A toute ma famille pour l'amour et le soutien qu'ils m'ont toujours accordé.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon cursus d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude saadou,nissou,ferhat,amine,khayro,moh
rays,djebre,tarfa,mido,hako,et toutes mes amis:

ZINE YACINE

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE. 01

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I.1. INTRODUCTION. 02
I.2. DEFINITION 02
I.3. PRODUCTION DES FIBRES DE CARBONE. 02
I.4. TYPES DE FIBRE DE CARBONE. 03
I.5. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES FIBRES. 04
I.6. TECHNIQUE DE RENFORCEMENT 05
I.6.1. LE COLLAGE DE COMPOSITES PARMI LES DIFFERENTES METHODES DE RENFORCEMENT. 05
I.6.2. MISE EN ŒUVRE DES COMPOSITES DE RENFORT EN GENIE CIVIL 05
I.6.3 RENFORCEMENT EN FLEXION 07
I.6.4. MODELISATION DU RENFORCEMENT D'ELEMENTS VIS-A-VIS DE LA FLEXION 07
I.6.5 RENFORCEMENT AU CISAILLEMENT 07
I.6.6. RENFORCEMENT PAR CONFINEMENT 08
I.7. MISE EN OUVRE. 09
I.7.1. PREPARATION DE LA SURFACE DU BETON. 09
I.7.2. ADHESIF. 09
I.7.3. PREPARATION DE LA SURFACE DU RENFORT. 10
I.8. AVANTAGES ET INCONVENIENTS 10
I.9. CONCLUSION. 11
I.10. BIBLIOGRAPHIE. 11

Chapitre II : Présentation du Projet

II.1. INTRODUCTION. 12
II.2. DESCRIPTION DU PROJET. 12
II.2.1. Objectif et situation du projet. 12
II.2.2. L'obstacle à franchir. 12
II.3. LES DONNEES DE PROJET. 12
II.3.1. Les données fonctionnelles. 12
II.3.1.1. Tracé en plan. 12
II.3.1.2. Profil en long 13
II.3.1.3. Profil en travers 13
II.3.2. Les données naturelles. 14
II.3.2.1. Topographie. 14
II.3.2.2. Géotechnique. 14
II.3.2.3. Sismicité du site. 15
II.3.2.4. La température. 15
II.3.2.5. La neige. 15
II.3.2.6. Le vent. 15
II.3.2.7. L'humidité. 15

II.4. CONCLUSION. 16

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

III.1. INTRODUCTION. 17
III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION. 17
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES. 17
III.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre ». 17
III.3.1.1. Conception longitudinale. 17
III.3.1.2. Conception transversale. 17
III.3.1.3. Conception des poutres principales. 18
III.3.1.4. Conception des entretoises. 18
III.3.1.5. Choix de la nuance d'acier. 18
III.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique. 18
III.3.1.7. Pré-dimensionnement de l'infrastructure. 19
III.3.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués ». 22
III.3.2.1. Conception longitudinale. 22
III.3.2.2. Conception transversale. 22
III.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure. 23
III.3.2. Variante 3 : « PONT A POUTRES PRECONTRAITES DU TYPE VIPP ». 25
III.3.2.1. Conception longitudinale. 25
III.3.2.2. Conception transversale. 25
III.4. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES DEUX TABLIERS. 28
III.5. ANALYSE multicritère DES VARIANTES. 31
III.6. CONCLUSION. 32

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

IV.1. INTRODUCTION. 33
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL. 33
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 33
IV.3.1. Béton. 33
IV.3.2. Armatures. 33
IV.3.2.1. Armatures passives. 33
IV.3.2.2. Armatures de précontraintes. 33
IV.3.3. Contraintes admissibles. 34
IV.3.3.1. Béton. 34
IV.3.3.2. Armatures. 34
IV.4. EVATUATION DES ACTIONS. 35
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic. 35
IV.4.1.1. Actions permanentes : Poids des voussoirs Pv. 35
IV.4.1.2. Action thermique. 36
IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic. 36
IV.4.2.1. Système de charge à considérer. 36
IV.4.2.2. Caractéristiques du pont. 36
IV.4.2.3. Système de charge A. 37
IV.4.2.4. Système de charge B. 38
IV.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique. 40

IV.4.2.6. Efforts de freinage. 40
IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120. 40
IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240. 41
IV.5. CONCLUSION. 41

Chapitre V : Etude Longitudinale

V.1. INTRODUCTION. 42
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION. 42
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 42
V.2.2. Charges à prendre en compte (Selon guide SETRA) 46
V.2.2.1. Poids propre du fléau. 46
V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires. 46
V.2.2.3. Effet vertical du vent. 46
V.2.2.4. Actions accidentelles. 46
V.2.3. Combinaisons d'action. 46
V.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A). 46
V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B). 46
V.2.4. Evaluation des efforts. 47
V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte. 47
V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles 47
V.2.5.2. Calcul de la surface des cales 48
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE. 50
V.3.1. Phases de réalisation du viaduc. 50
V.3.2. Modélisation. 52
V.3.3. Combinaisons d'action. 52
V.3.4. Résultats. 52
V.4. CONCLUSION. 54

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

VI.1. INTRODUCTION 55
VI.1.1. Les câbles de fléau. 55
VI.1.2. Les câbles de continuités. 55
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU. 55
VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau. 55
VI.2.2. Position et enrobage des câbles. 56
VI.2.3. Tracé des câbles en plan. 57
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation. 57
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE. 60
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire. 60
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. 61
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité. 62
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE. 64
VI.4.1. Pertes de tension instantanées. 64
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement. 64
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage. 65
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension. 65
VI.4.2. Pertes de tension différées. 69

VI.4.2.1. Pertes par retrai. 69
VI.4.2.2. Pertes par fluage. 69
VI.4.2.3. Pertes par relaxation. 69
VI.4.2.4. Pertes différées totales. 70
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES. 72
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. 72
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. 73
VI.5.3. Armature des zones tendues. 73
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT. 74
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS. 74
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant. 74
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement. 74
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU. 75
VI.7. CONCLUSION. 75

Chapitre VII : Etude Transversale

VII.1. INTRODUCTION. 77
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX. 77
VII.2.1. Modélisation. 77
VII.2.2. Détermination des sollicitations. 77
VII.3. FERRAILLAGE. 78
VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur. 78
VII.3.1.1. Ferraillage transversale. 78
VII.3.1.2. Ferraillage longitudinal. 78
VII.3.2. Ferraillage passif des voussoirs. 79
VII.4. EFFET DE TORSION. 79
VII.4.1. Calcul de ferraillage. 80
VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE. 81
VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.EL. 81
VII.5.1.1. Effet de surface. 81
VII.5.1.2. Effet d'éclatement. 82
VII.5.2. Etude de bossage. 82
VII.6. CONCLUSION. 84

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

VIII.1. INTRODUCTION 85
VIII.2. APPAREIL D'APPUI. 85
VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 85
VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui. 85
VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui. 86
VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T. 86
VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes. 86
VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux. 87
VIII.2.3.1. Actions statiques. 87
VIII.2.3.2. Actions dynamiques. 87
VIII.2.3.3. Déplacement horizontal. 87
VIII.2.4. Vérifications des appareils d'appui. 88

VIII.2.4.1. Résistance à la compression. 88
VIII.2.4.2. Sécurité au flambement. 88
VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion. 88
VIII.2.4.4. Condition de non glissement. 89
VIII.3. DES D'APPUIS 89
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile. 89
VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile. 90
VIII.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée. 90
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE. 91
VIII.4.1. Dimensionnement. 91
VIII.4.2. Type de joint. 91
V.III.5. CONCLUSION. 92

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. INTRODUCTION. 93
IX.2. ETUDE DE LA PILE. 93
IX.2.1. Evaluation de la raideur totale K. 93
IX.2.2. Etude sismique. 94
IX.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique. 94
IX.2.2.2. Méthode de calcul. 94
IX.2.2.3. Spectre de réponse élastique. 96
IX.2.2.4. Evaluation de l'effort sismique longitudinal. 96
IX.2.2.5. Evaluation de l'effort sismique transversal. 97
IX.2.2.6. Spectre de réponse verticale 97
IX.2.2.7. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA). 97
IX.2.3. Descend des charges. 98
IX.2.3.1. Efforts dus à la pile et au tablier. 98
IX.2.3.2. Combinaison des efforts. 98
IX.2.4. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement. 99
IX.2.5. Ferraillage de la pile. 99
IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables. 99
IX.2.5.2. La section d'acier. 99
IX.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant. 99
IX.3. ETUDE DE LA CULEE. 100
IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée. 100
IX.3.2. Efforts dus à la culée. 100
IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée. 102
IX.3.3.1. Ferraillage du mur garde grève. 102
IX.3.3.2. Dalle de transition. 103
IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition. 104
IX.3.3.4. Mur en retour. 105
IX.3.3.5. Mur frontal. 105
IX.4. ETUDE DES FONDATION. 106
IX.4.1. Etude de la semelle. 106
IX.4.1.1. Calcul des sollicitations. 106
IX.4.1.2. Nombre des pieux. 106
IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu. 107
IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle. 108

IX.4.2. Etude des pieux. 110
IX.4.2.1. Actions sur les pieux. 110
IX.4.2.2. Ferraillage des pieux. 111
IX.5. CONCLUSION. 112

CONCLUSION GENERALE. 113

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Liste des figures

Chapitre I : Recherche Bibliographique

Figure I.1-Processus de fabrication des fibres de carbone. 02
Figure I.2-Renforcement d'éléments existants par collage de tissus de fibres de carbone (TFC) 05
Figure I.3-Renforcement par plats consolidés à fibres de carbone [3] 06
Figure I.4-Renforcement par stratification au contact avec FRP carbone [9]. 06
Figure I.5-Consolidation de poutre et dalle par fibre de carbone [3]. 07
Figure I.6-Différentes configurations de renforcement en cisaillement [14]. 08
Figure. I.7-Récapitulatif des différents types de renforcement de structure par TFC [3]. 08
Figure I.7.1.1-preparation du support. 09
Figure I.7.1.2-nettoyage et brossage des surfaces. 09
Figure I.7.1.3-Préparation des fissures par injection de la résine de réparation. 09
Figure I.7.2.1-Préparation de la colle. 09
Figure I.7.2. 2-Encollage. 09
Figure I.7.3.1-Découpe du tissu 10
Figure I.7.3.2.-Application au rouleau, d'une 10
Figure I.7.3.3-Mise en place de la bande ou du tissu 10
Figure I.7.3.4-Application au rouleau, d'une couche de résine d'accrochage sur la surface extérieure 10

Chapitre II : Présentation Du Projet

Figure II.1 : Situation du projet sur google earth. 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. Carte de zonage sismique de l'Algérie 14

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Figure III.1 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre. 17
Figure III.2 : Pré-dimensionnement des piles. 19

Figure III.3 : Pré-dimensionnement des culées. 20
Figure III.4 : Notations des différentes composantes des voussoirs. 22
Figure III.5 : Pré-dimensionnement des piles. 23
Figure III.6 : Pré-dimensionnement des culées. 23

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P. 35
Figure IV.2 : Numération des voussoirs de la travée de rive. 35
Figure IV.3 : Les 9 cas de charge possibles. 37
Figure IV.4 : Système de chargement Bc. 39
Figure IV.5 : Système de chargement Bt. 39
Figure IV.6 : Convoi de charge Mc 120. 40
Figure IV.7 : Convoi exceptionnel D240. 41

Chapitre V : Etude Longitudinale

Figure V.1 : Les phases de réalisation d'un fléau. 42
Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer. 46
Figure V.3 : Situation accidentelle à considérer. 47
Figure V.4 Stabilité du fléau avec clouage. 48
Figure V.5 : Vue en plan de la géométrie du système de clouage. 49
Figure V.6 : Coupe transversale de la géométrie du système de clouage. 50
Figure V.7 : Phases de réalisation du viaduc. 51
Figure V.8 : Model de calcul. 52
Figure V.9 : Mmax à l'ELS (enveloppe des combinaisons). 53
Figure V.10 : Tmax à l'ELS (G + D240). 53
Figure V.11: Mmax à l'ELU (enveloppe des combinaisons). 53
Figure V.12: Tmax à l'ELU 1.35 (G + D240). 54

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles. 57
Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles. 57
Figure VI.3 : Disposition des câbles de fléau au niveau du V01. 59
Figure VI.4 : Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux P1, P2, P3. 59
Figure VI.5 : Disposition des câbles de continuité des travées principales. 63
Figure VI.6 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité pour les travées principales. 63
Figure VI.7 : Disposition des câbles de continuité des travées de rives. 63
Figure VI.8 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité des travées de rives. 63
Figure VI.9 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension. 64

Chapitre VII : Etude Transversale

Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir courant. 77
Figure VII.2 : Diagramme du moment de torsion. 79
Figure VII.3 : L'aire Ω. 80
Figure VII.4 : Schéma du ferraillage passif du voussoir courant. 81
Figure VII.5 : Aciers de bossage. 83
Figure VII.6 : Schéma du ferraillage de bossage. 84

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

Figure VIII.1 : Géométrie d'un appareil d'appui. 85
Figure VIII.2 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. 90
Figure VIII.3 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. 91
Figure VIII.4 : Joint du type Wd. 91

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Figure IX.1 : Dimensions de la pile 1. 93
Figure IX.2 : Les dimensions des éléments de la culée. 100
Figure IX.3 : Notations de la méthode des bielles. 108
Figure IX.4 : Ferraillage des éléments de la pile. 111
Figure IX.5 : Ferraillage des éléments de la culée. 112

Liste des tableaux

Chapitre I : Recherche Bibliographique

Tableau I.1 : Propriétés en traction des fibres de carbone commercialisées. 04
Tableau I.2 : Propriétés physiques et chimiques des fibres de carbone 05
Tableau I.3 : Avantages et inconvénients des fibres de carbone. 10

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau III.1: Pré-dimensionnement des poutres métalliques. 18
Tableau III.2: Pré-dimensionnement des entretoises.....18
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 19
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées. 20
Tableau III.5 : Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.....22
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 23
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées. 23
Tableau III.8 : Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 3. 25
Tableau III.8 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1. 28
Tableau III.9 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2. 29
Tableau III.9 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 3. 30
Tableau III.10 : Analyse des variantes. 31

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau IV.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton. 34
Tableau IV.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 34
Tableau IV.3 : Estimation du poids total des voussoirs de la travée de rive. 35
Tableau IV.4 : Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. 36
Tableau IV.5 : Caractéristiques du pont 37
Tableau IV.6 : Coefficient a_1. 37
Tableau IV.7 : Valeurs de A(l) pour les 9 cas possibles. 38

Tableau IV.8 : Les valeurs de b_c. 38
Tableau IV.9 : Les valeurs de b_t. 39
Tableau IV.10 : Les valeurs de δ. 40

Chapitre V : Etude Longitudinale

Tableau V.1 : Evaluation des efforts. 47
Tableau V.2 : Calcul de nombre de câbles de clouage. 48
Tableau V.3 : Valeurs limites de la contrainte de compression. 49
Tableau V.3 : Combinaisons de charge en phase de service. 52

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau. 56
Tableau VI.2 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 58
Tableau VI.3 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 58
Tableau VI.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. 60
Tableau VI.5: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 61
Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales. 62
Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales. 62
Tableau VI.8 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives. 62
Tableau VI.9 : L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives. 62
Tableau VI.10 : Les pertes par frottement (MPa). 66
Tableau VI.11 : Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa). 66
Tableau VI.12 : Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa). 67
Tableau VI.13 : Les pertes totales instantanées. 68
Tableau VI.14 : Pertes dues au fluage. 70
Tableau VI.15 : Pertes dues à la relaxation des câbles. 71
Tableau VI.16 : Pertes totales. 71
Tableau VI.17 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 72

Chapitre VII : Etude Transversale

Tableau VII.1 : Combinaisons des charges appliquées. 77
Tableau VII.2 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. 78
Tableau VII.3 : Ferraillage passif des voussoirs. 79

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

Tableau VIII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 85
Tableau VIII.2 : Les dimensions de l'appareil d'appui. 86
Tableau VIII.3 : Efforts et déplacement horizontal du tablier. 87
Tableau VIII.4 : Modèles des joints Wd. 92

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau IX.1 : Hauteurs des piles. 93
Tableau IX.2 : Raideurs longitudinales des appuis. 94
Tableau IX.3 : Raideurs transversales des appuis. 94
Tableau IX.4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 97
Tableau IX.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. 97
Tableau IX.6 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble (pile). 97
Tableau IX.7 : Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 98

Tableau IX.8 : Combinaison des efforts. 98
Tableau IX.9 : Sollicitations les plus défavorables pour la pile 1. 99
Tableau IX.10 : Les dimensions des éléments de la culée. 100
Tableau IX.11 : Calcul du coefficient de poussée Kad. 101
Tableau IX.12 : Evaluations des efforts du mur frontal et tablier 101
Tableau IX.13 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. 103
Tableau IX.14 : Résultats et ferraillage du mur en retour. 105
Tableau IX.15 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. 106
Tableau IX.16 : Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 106
Tableau IX.17 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. 106
Tableau IX.18 : Nombre de pieux sous la semelle. 107
Tableau IX.19 : Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables. 107
Tableau IX.20 : La vérification des conditions de la méthode des bielles. 108
Tableau IX.21 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. 111

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
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.
VC : Voussoir à la clef.
12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximale 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 due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{flv}}$: Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
DTR : Document technique réglementaire.

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في إطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع في النقطة الكيلومترية بطول 143 متر، يدخل في إطار تصميم مخترق يربط ولاية معسكر بالطريق السيار شرق-غرب بطول43كيلومترب 2×3طريق، القطاع الثاني. المبادل رن17(حسين)-مبادل(تيزي)على طول 20كيلومتر

بدأنا عملنا بتقديم بحث بيبليوغرافي حول الالياف الكربونية. توجهنا لاحقا الى التصميم العام للجسر حيث قمنا باقتراح ثلاث خيارات ،(03) واخترنا الأحسن بينهما استنادا لتحليل متعدد المعايير حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والتحتية، مع المرور بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية ودراسة مختلف العناصر الأساسية المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المعايير المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برامج للحساب.

كلمات مفتاحية: الخرسانة سابقة الإجهاد جسر منحني لاحقة الشد، جسر صندوقي، ليف الكربون.

RESUME

L’objet de ce travail, fait l’objet de mon projet de fin d’études, consiste à faire la conception et l’étude d’un viaduc situé dans lePK20/01 d’une longueur de 143 m, dans le cadre de réalisation d’une pénétrante autoroutier reliant mascara à l’autoroute est-ouest sur 43km en 2× 3voies - tronçon 2 : échangeur RN17(Hocine)-échangeur RN17 (Tizi) sur 20km.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur la technique de la fibre de carbone, nous avons passé par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d’où on a opté pour la solution d’un pont voussoir à hauteur constante réalisé par la méthode d'encorbellements successifs, après 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 utilisant des logiciels de calcul.

Mots clés : béton précontraint, pont courbe, post-tension, pont en caisson, fibre de carbone.

ABSTRACT

The purpose of this work, which is the subject of my end-of-study project, is to design and study a viaduct located in the PK20/01 with a length of 143 m, as part of the realization of a penetrating motorway connecting mascara to the east-west highway for 43km2×3-way section2: RN17(Hocine)-RN17 (Tizi) interchange over 20km.

We started our work by a bibliographical research on the carbon fiber, we then moved on to the general design, of which we proposed 2 variants, then the choice of the most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, from where we opted for the solution of a segmental bridge at constant height carried out by the method of successive corbelling, after we made the study of the superstructure and the infrastructure by passing through the calculation of the pre stressing, the seismic study and the dimensioning of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and by using calculation software.

Keywords: pre stressed concrete, curved bridge, post-tensioning, segmental bridge, carbon fiber.



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

« L'ingénieur idéal est un composite ... Il n'est pas un scientifique, il n'est pas un mathématicien, il n'est pas un sociologue ou un écrivain, mais il peut utiliser les connaissances et les techniques de tout ou partie de ces disciplines dans la résolution de problèmes d'ingénierie » ***Nathan W. Dougherty.***

Le présent ouvrage de fin d'études est une des récompenses de la formation d'ingénieur, qui nous a permis de mettre en évidence l'ensemble des savoirs acquis au cours des cinq années d'études.

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 dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

En se basant sur l'ensemble de ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Le présent ouvrage sera structuré de la manière suivante :

- Le premier chapitre traite une recherche bibliographique sur le management de projet.
- Le deuxième chapitre sera consacré à la présentation de l'ouvrage ainsi que ses caractéristiques géométriques.
- Le troisième chapitre sera dédié à une conception générale, le choix des trois variantes, le pré dimensionnement et une analyse multicritère.
- Le chapitre quatre est consacré l'analyse des charges, les matériaux utilisés et les hypothèses de calcul.
- Les chapitres cinq six sept seront consacrés à l'étude générale du dimensionnement des éléments du tablier.
- Les chapitres huit neuf traiteront l'infrastructure.

On achève ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Les composites, produits de synthèse, donnent des concurrences aux métaux parce qu'ils sont légers, inaltérables et que leur résistance dépasse celle de l'acier (leur rapport résistance/poids est très élevé). Les matériaux composites composés fibres de carbone, de par leur souplesse, leur facilité d'installation et leurs caractéristiques mécaniques adaptées, permettent d'intervenir sur des ouvrages de formes complexes. Ils s'adaptent à toutes les formes de supports et ne requièrent aucun placage sous pression et apportent une performance à la structure que l'on ne retrouve pas avec les méthodes traditionnelles (béton armé ou plats métalliques collés).

I.2. DEFINITION

La fibre de carbone fait partie d'une famille de matériaux appelés les composites. Il s'agit de matériaux faits de deux ou plusieurs matériaux constitutifs qui demeurent séparés et distincts à l'échelle macroscopique tout en formant un seul composant. Autrement dit, les produits ne subissent pas de réaction chimique, mais demeurent deux entités chimiques séparées.

I.3. PRODUCTION DES FIBRES DE CARBONE

Les fibres de carbone peuvent être produites à partir de l'un des trois précurseurs suivants :

- La rayonne ;
- Le Poly acrylonitrile (PAN) ;
- Le brai de pétrole.

Cependant, les fibres de carbone utilisées pour les renforts sont produites à partir de brai de mésophase ou de PAN. La production de fibres de carbone à partir de brai de mésophase nécessite tout d'abord de traiter thermiquement le brai isotope afin d'orienter les molécules poly aromatiques. Ensuite, le filage et l'étirage de cette mésophase sont réalisés pour l'obtention des fibres.

Les difficultés rencontrées lors du filage et de l'étirage sont liées à la viscosité croissante de cette phase qui survient avec l'augmentation de la masse moléculaire de la mésophase (augmentation du taux de structures poly aromatiques orientées).

Les fibres ainsi formées présentent deux types de textures dont la structure "oignon" (alignements concentriques) est souhaitée en raison de sa meilleure résistance à la propagation

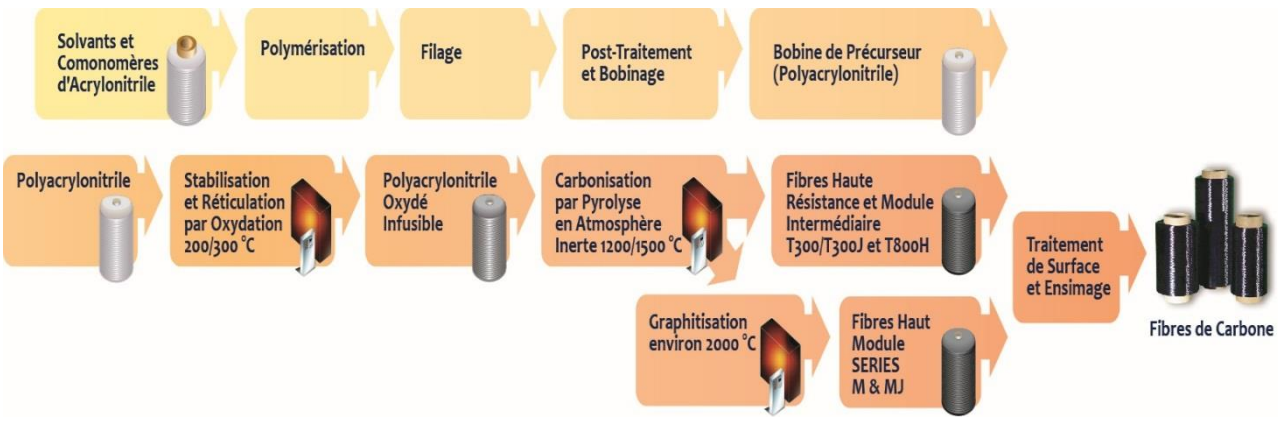


Figure I.1-Processus de fabrication des fibres de carbone

Les fibres sont ensuite oxydées puis carbonisées et graphitisées. L'oxydation permet de rendre la fibre infusible avant de procéder à la carbonisation à 1500°C.

Selon la qualité de la fibre de carbone recherchée, l'étape de graphitisation (jusqu'à 2000°C) est réalisée pour augmenter le module à la traction. La fabrication des fibres de carbone à partir de PAN passe par quatre étapes.

Tout d'abord, les fibres de PAN sont oxydées à des températures allant de 200 à 400°C pour un temps qui varie entre 30min et 3h. Cette étape a pour objectif de rendre les fibres de PAN infusibles en formant des cycles poly aromatiques.

Ensuite, les fibres de PAN oxydées sont carbonisées sous atmosphère neutre d'azote à des températures allant de 1000 à 1500°C. La carbonisation permet d'enrichir le matériau en carbone (95 % de carbone) et de modifier sa microstructure.

La fibre est alors composée d'unités poly aromatiques de base mesurant environ 1 nm ce qui confère une structure organisée limitée. Finalement, la fibre carbonisée est ensuite graphitisée (portée à une température entre 1800 et 2000°C) afin d'augmenter son taux de carbone (99 % de carbone graphite). Cette étape conduit à une croissance et une orientation des cristaux nanoscopiques dans l'axe longitudinal de la fibre. On obtient donc des filaments de 5 à 7 µm de section, très longs et ayant une très grande résistance à la traction (voir figure1.4). La fibre de carbone ainsi obtenue (après carbonisation ou graphitisation) possède une mauvaise adhérence avec les polymères. En effet, les unités de base sont plus ou moins fortement liées chimiquement entre elles, ce qui réduit les propriétés d'adhérence de la surface.

Les fibres subissent alors un traitement de surface qui est choisi en fonction de l'adhérence fibre/matrice requise. Le traitement peut être de nature physique (création de rugosités de surface pour améliorer l'adhérence) ou de nature chimique (fonctionnalisation de la surface, modification de l'énergie interfaciale).

Enfin la manipulation des fibres de carbone nécessite, comme les fibres de verre, la mise en forme d'un fil de base. Ce fil est obtenu après ensimage de la fibre de carbone et par association de plusieurs fibres. Ces fils de base sont ensuite bobinés ou tissés. Industriellement, les fibres de carbone obtenues par le précurseur PAN sont technologiquement plus faciles à produire car les filaments de PAN donnent directement les fibres de carbone.

Ce procédé continu est aussi très stable ce qui permet d'obtenir une qualité de fibre stable au cours de la production. De ce fait, les fibres sont principalement produites par ce procédé. Les fibres issues du précurseur brai de mésophase sont réservées exclusivement à la production de fibres de hauts modules d'élasticité mais ayant une résistance à la traction limitée. 95% des fibres de carbone fabriquées sont destinées à la fabrication des polymères renforcés.

I.4. TYPES DE FIBRE DE CARBONE

Les fibres de carbone commercialisées peuvent être classées selon leurs propriétés en traction.

Le tableau I.1 présente la répartition des différents types de fibres de carbone selon leurs fournisseurs correspondants. On distingue :

- Les fibres d'usage général ou d'application thermique (UG) : E < 200 GPa ;
- Les fibres haute résistance (HR) : 200 GPa < E < 250 GPa ;

- Les fibres à module intermédiaires (IM) : 250 GPa < E < 350 GPa ;
- Les fibres haut module (HM) : 350 GPa < E < 550 GPa ;

- Les fibres de très haut module (THM) : E > 550 GPa.

TableauI.1-Propriétés en traction des fibres de carbone commercialisées

Fabricant	Nom commercial		Classe	E (GPa)	σ (MPa)	ε (%)	Précurseurs
Toray (Asie) Soficar (Europe) CFA (USA)	Toray ca	T300	HR	230	3530	1,5	PAN
		T300 J	HR	230	4210	1,8	PAN
		T400 H	HR	250	4410	1,8	PAN
		T700 S	HR	230	4900	2,1	PAN
		T800 H	IM	294	5490	1,9	PAN
		T800 S	IM	294	6370	2,2	PAN
		T1000G	HM	377	4410	1,2	PAN
		M 40	HM	475	4120	0,8	PAN
		M 40 J	HM	540	4020	0,8	PAN
		M 46 J	HM	588	3920	0,7	PAN
		T400 H	HR	250	4410	1,8	PAN
Kureha Chemical (Asie)	Kureca	T101 F	UG	33	800	2,4	Brai iso
		T201 F	UG	33	700	2,1	Brai iso
Cytec (USA)	Thornel	P-55 S	HM	380	1900	0,5	Brai méso
		P-75 S	HM	520	2100	0,4	Brai méso
		P-100 S	THM	760	2410	0,3	Brai méso
		P-120 S	THM	825	2410	0,3	Brai méso
(1) D'après les fiches techniques des producteurs							

- **Brai iso : Brai isotrope**
- **Brai méso : Brai mésophase**

I.5. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES FIBRES

Les fibres de carbone sont caractérisées par leur faible densité, leur résistance élevée à la traction, leur souplesse, leur bonne conductibilité électrique, leur tenue en température (à plus de 2 500 °C, dans un milieu inerte), leur faible coefficient de dilatation thermique, et leur inertie chimique (sauf à l'oxydation). Les propriétés physiques et mécaniques des fibres de carbone dépendent elles-mêmes de la nature chimique du précurseur, des conditions physiques et chimiques de fabrication des fibres du précurseur, des procédés et des conditions de traitement thermique du précurseur.

TableauI.2-Propriétés physiques et chimiques des fibres de carbone

Fibre	Densité (g/cm3)	Résistance à la traction (MPa*)	Coefficient d'élasticité (module de Young) (GPa*)
Fibres de carbone de bas module (à base de rayonne)	1,43 - 1,70	345 - 690	21 - 55
Fibres de carbone de haut module (à base de rayonne)	1,65 - 1,82	-	345 - 517
Fibres de carbone (à base de PAN)	1,70 - 1,80	2 400 - 2 750	193 - 241
Fibres de carbone, fil continu (à base de brai)	2	2 000	345

I.6. TECHNIQUE DE RENFORCEMENT

I.6.1. LE COLLAGE DE COMPOSITES PARMI LES DIFFERENTES METHODES DE RENFORCEMENT

Cette approche vise à utiliser les propriétés de matériaux différents du support d'origine en béton, tels que des enveloppes métalliques ou des matériaux composites, dont l'impact de la masse est négligeable sur la structure.

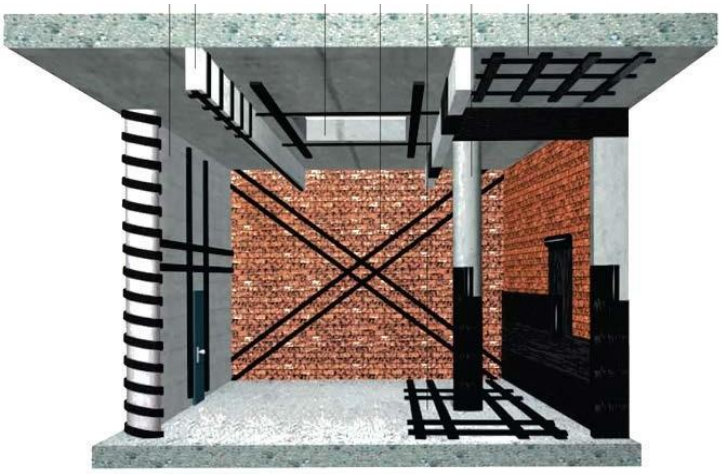


Figure I.2-Renforcement d'éléments existants par collage de tissus de fibres de carbone (TFC)

I.6.2. MISE EN ŒUVRE DES COMPOSITES DE RENFORT EN GENIE CIVIL

Leurs avantages sont de proposer une mise en œuvre relativement aisée, et de ne pas impacter la conception architecturale de l'édifice, la principale problématique de ces méthodes de renforcement réside dans la difficulté de les dimensionner et d'en prédire l'impact sur le comportement dynamique de la construction. **[9]**

L'avancement dans les recherches dans le collage de composites à matrice polymère et fibres techniques (FRP) aux entreprises chargées de sa fabrication de développer un procédé de renforcement à base de tissu fibre de carbone **[10]** ou son utilisation s'est largement appliquer en Amérique du Nord, et en Europe.

Les composites utilisés actuellement en renforcement extérieur de béton aux ouvrages sont disponibles sous deux formes différentes (Fig I.2 et Fig I.3) :

- **Collage de plats consolidés**



Figure I.3-Renforcement par plats consolidés à fibres de carbone [3]

Ces matériaux composites carbone/époxy ont l'avantage sur les plats métallique d'être beaucoup plus légers. Toutefois la technique de pose ne permet que difficilement de maîtriser l'épaisseur de la colle.

- **Stratification au contact**

Renforcement d'un poteau Renforcement d'une poutre par collage de TFC



Figure I.4-Renforcement par stratification au contact avec FRP carbone [9]

Des tissus secs de fibres de renfort souples sont imprégnés directement sur le site lors de l'application sur la structure au moyen d'une colle liquide durcissant à température ambiante. La zone à renforcer est au préalable induite d'une couche de résine primaire liquide.

Après marouflage, une dernière couche de résine de fermeture peut être appliquée comme protection supplémentaire avec le milieu extérieur et améliorer la durabilité du composite.

Dans cette technique une même résine est souvent à la fois matrice du composite et l'adhésif assurant la liaison entre le composite et le support béton. L'encollage sur site se fait généralement à la main, même si certains essais d'automatisation d'enrobage de colonne ont déjà été effectués **[11]**.

De plus, la seule interface de collage avec le support étant la matrice même du composite, cette technique de pose ne génère pas de concentration de cisaillement pouvant provoquer des amorces de décollement dans les zones de faible épaisseur de résine.

I.6.3 RENFORCEMENT EN FLEXION

Afin d'optimiser le renforcement en traction des éléments de la structure telle que les poutres ou les dalles. Le matériau de renfort doit donc présenter à la fois un haut module de Young E et une haute résistance garantie a la rupture (σrf) qui est alors la somme des contributions du béton, de l'acier et du composite.



Figure I.5-Consolidation de poutre et dalle par fibre de carbone [3]

I.6.4. MODELISATION DU RENFORCEMENT D'ELEMENTS VIS-A-VIS DE LA FLEXION

Ce chapitre traite également du renforcement axial d'éléments vis-à-vis de la flexion, dans lequel le TFC joue le rôle d'armatures longitudinales externes, l'utilisation de ce type de renforcement par différentes modélisations, par exemple en 2D et 3D. Le TFC est généralement modélisé par une loi de comportement élastique linéaire fragile. Et afin d'éviter le risque lié au délaminage du composite, l'introduction d'un coefficient d'ancrage (ou d'efficacité) est nécessaire dont l'effet est de diminuer la contrainte ultime du TFC.

I.6.5. RENFORCEMENT AU CISAILLEMENT

Afin de protéger les structures, en particulier les poutres, peuvent être renforcées à l'effort tranchant en améliorant les performances mécaniques. Les composites sont collés sur les faces latérales, d'autre part, différentes configurations de renforcement en cisaillement peuvent être utilisées, avec des bandes discontinues **[13]** ou une surface continue de la poutre, en U ou seulement sur les côtés **[14]** dans la direction longitudinale (Fig I.5).

Le module d'élasticité n'affecte pas la résistance en cisaillement. Cette dernière est fonction exclusivement de la résistance du matériau composite et de la longueur d'ancrage **[3]**.

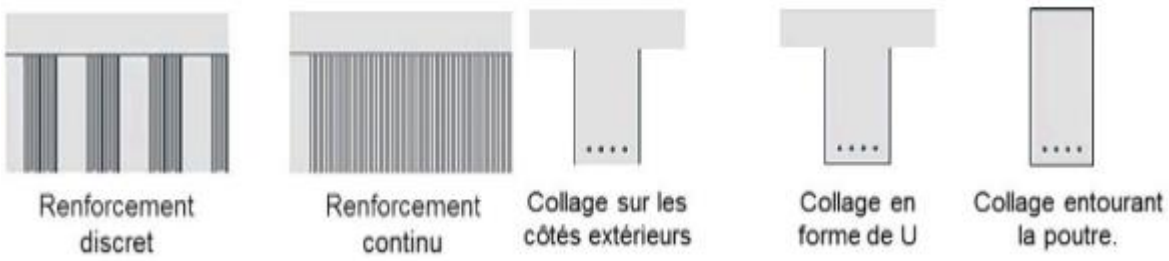


Figure I.6-Différentes configurations de renforcement en cisaillement [14]

I.6.6. RENFORCEMENT PAR CONFINEMENT

L'application d'une charge de compression axiale engendre des déformations transversales du béton par dilatation latérale du poteau. Cette dernière peut être limitée par l'utilisation de renfort en matériaux composites sur la circonférence du poteau. D'un autre côté ce procédé permettra d'améliorer significativement sa capacité portante en augmentant la résistance du béton après confinement en additionnant la résistance du matériau composite. **[3]**

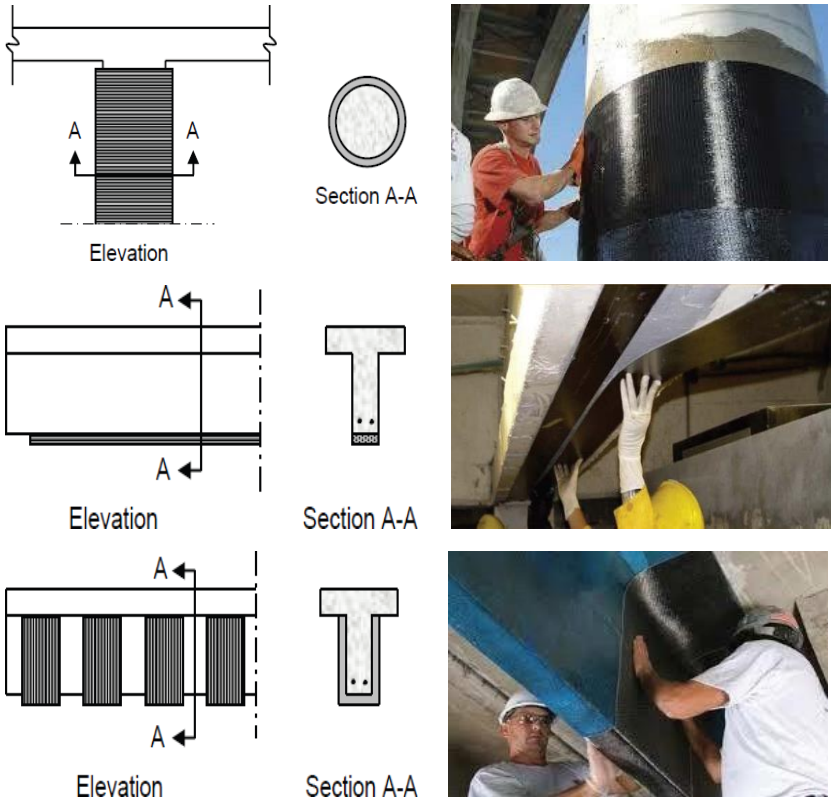


Figure. I.7-Récapitulatif des différents types de renforcement de structure par TFC [3]

I.7. MISE EN OUVRE

I.7.1. PREPARATION DE LA SURFACE DU BETON

La surface du béton doit être bien préparée afin d'éviter la rupture à l'interface résine- béton par suivre un procédé adéquat. Une bonne préparation extérieure du béton exige une importante maintenance, est que les surfaces de béton irrégulier sont réglées (Meier 1995).

I.7.1.1-preparation du support



I.7.1.2-nettoyage et brossage des surfaces



I.7.1.3-Préparation des fissures par injection de la résine de réparation



I.7.2. ADHESIF

Les adhésifs forts sont disponibles pour le collage de la plaque de TFC, et leur force excède généralement sur le béton, donc la rupture dans l'adhésif est rare. Cependant, si des adhésifs faibles sont employés ou si les adhésifs sont incorrectement appliqués, la rupture adhésive peut se produire dans la couche adhésive, sur les faces superposées de TFC (Meier 1995, Karbhari *et al* 1998, Leeming *et al* 1999).

I.7.2.**1-Préparation de la colle**



I.7.2. 2-Encollage



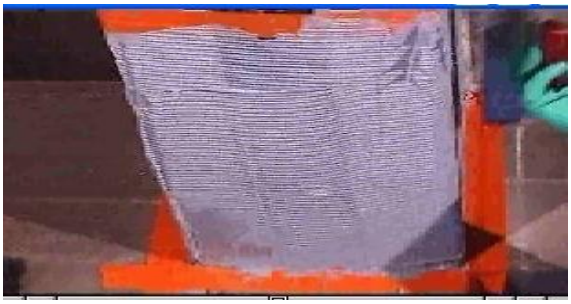
I.7.3. PREPARATION DE LA SURFACE DU RENFORT

Pour les plaques de composites, la rupture peut se produire aussi à l'interface de composite-résine si la surface de la plaque de carbone n'est pas correctement préparée (par exemple déplacement inadéquat, des impuretés comme par exemple : graisse sur la surface).

I.7.3.1-Découpe du tissu



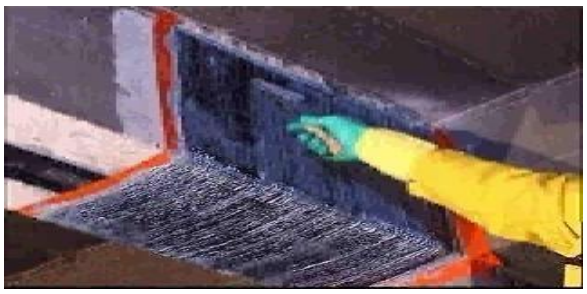
I.7.3.2.-Application au rouleau, d'une



I.7.3.3-Mise en place de la bande ou du tissu



I.7.3.4-Application au rouleau, d'une couche de résine d'accrochage sur la surface extérieure



I.8. AVANTAGES ET INCONVENIENTS

Les fibres de carbone présentent plusieurs atouts et quelques inconvénients qui sont résumés dans le tableau1.3.

TableauI.3-Avantages et inconvénients des fibres de carbone

Advantages	Inconvenient
Légèreté Haute performance Grande résistance à la fatigue Stabilité thermique Transparence aux rayons X Résistance et rigidité élevées Faible dilatation thérmique	Coût de fabrication élevé Tenue faible au choc et à l'abrasion bobinage difficile (raideur élevée)

I.9. CONCLUSION

Dans le monde, aujourd'hui, les principaux phénomènes qui ont conduit les fibres de carbone à s'implanter petit à petit dans le renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art sont :

- La réhabilitation ou la mise en conformité des ouvrages existants, soit pour des raisons de pertes des propriétés initiales, soit pour des raisons de remises à niveau liées à de nouvelles normes.
- La construction de nouveaux bâtiments et d'ouvrages d'art plus légers et plus performants.

I.10. BIBLIOGRAPHIE :

- **C-a. desprz**, « analyse et réduction de la vulnérabilité sismique des structures existant : renforcement par collage de tissus de fibre de carbone », thèse de doctorat (2010), université de Grenoble ,161p
- **Setunge.** review of strengthening techniques using externally bonded fibre reinforced polymer composites, report 2002-c-01.commanded by crc construction innovation (2002).
- **Externally** bondedfrpreinforcement forrcstructures. Bulletinno.14. technical report 2001.fédération internationale du béton (fib)-(2001).lausanne suisse.isbn :978-2-88394-054-3.
- **Bisby I.a**.an introduction to frp strengthening of concrete structure. isis éducation module 4. Prepared by isis canada, february 2004.
- **Hollaway I**.c,a review of the present and future utilisation of frp composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties .construction and building materials, 2010,vol.24,pp.2419-2445
- **Ngo M-D.** expérimental study on the shear behavior of RC beams reinforced bynatural composite materials (linen fibre).in :proceeding 7éme conférence international sur les composites avancées dans construction,9-11 septembre 2015,st.john's collège, university of cambridge,UK.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement, influents sur sa conception, ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2. DESCRIPTION DU PROJET

II.2.1. Objectif et situation du projet

Le présent travail, projet fin d'études, est consacré à la conception et l'étude d'un viaduc situé dans le PK20/01 d'une longueur de 256 m, dans le cadre de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant mascara à l'autoroute est-ouest sur 43km en 2× 3voies -tronçon 2 : échangeur RN17(Hocine)-échangeur RN17 (Tizi) sur 20km

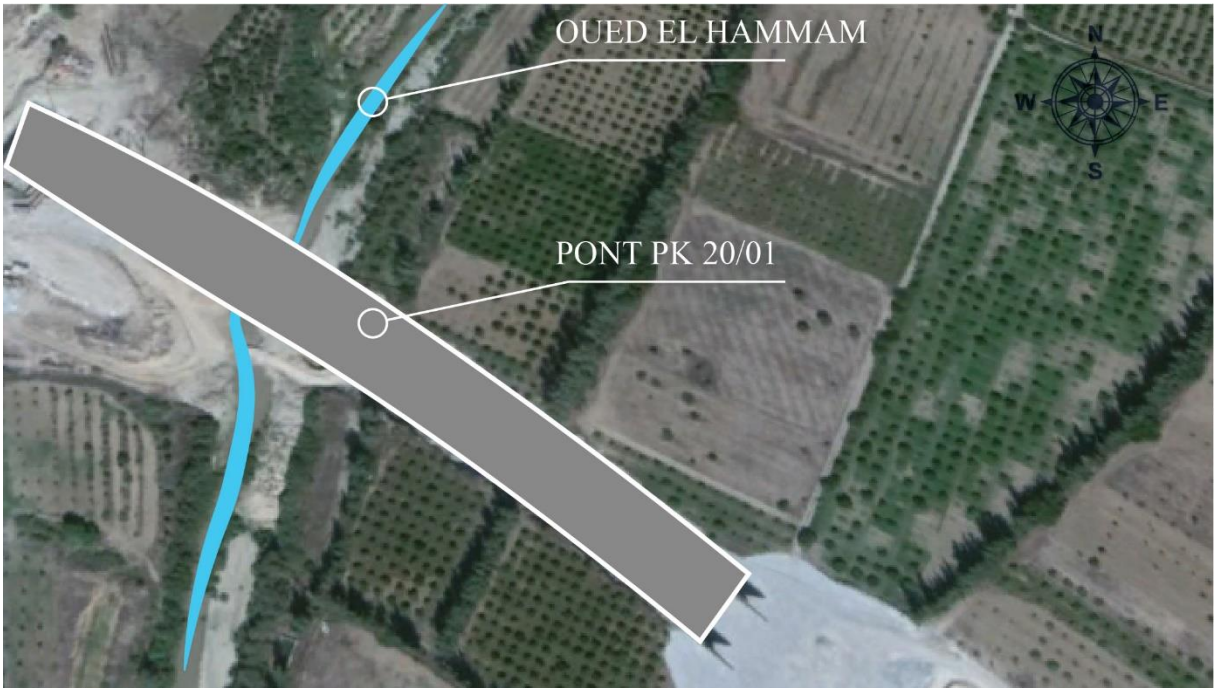


Figure II.1 : Situation du projet sur google earth.

II.2.2. L'obstacle à franchir

L'ouvrage passe au-dessus oued el hammam

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Arc unique, R = 1000.00 m et L = 280.00 m.

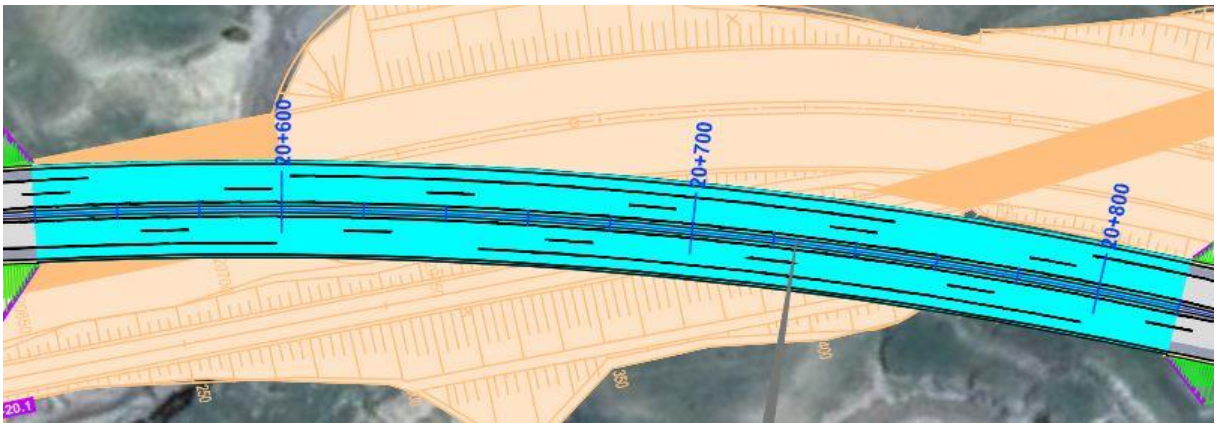


Figure II.2 : Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

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

- Un ligne droite P = 1.35 %

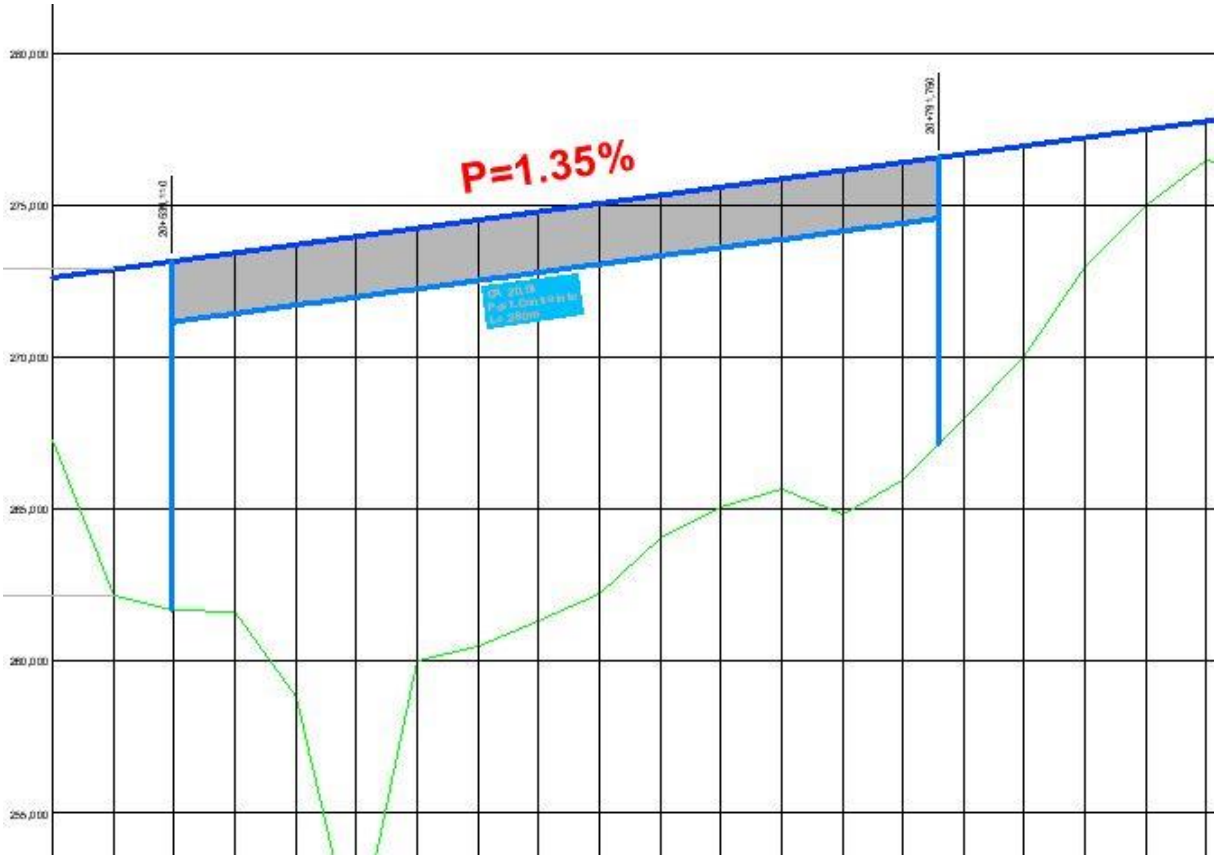


Figure II.3 : Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Chaussée d'une 4 voie de circulation de 3.5m, et 2 bandes d'arrêts d'urgence de 2 m et 2 accotements latéraux de 1 m.
- Bande séparative 0.20 m.

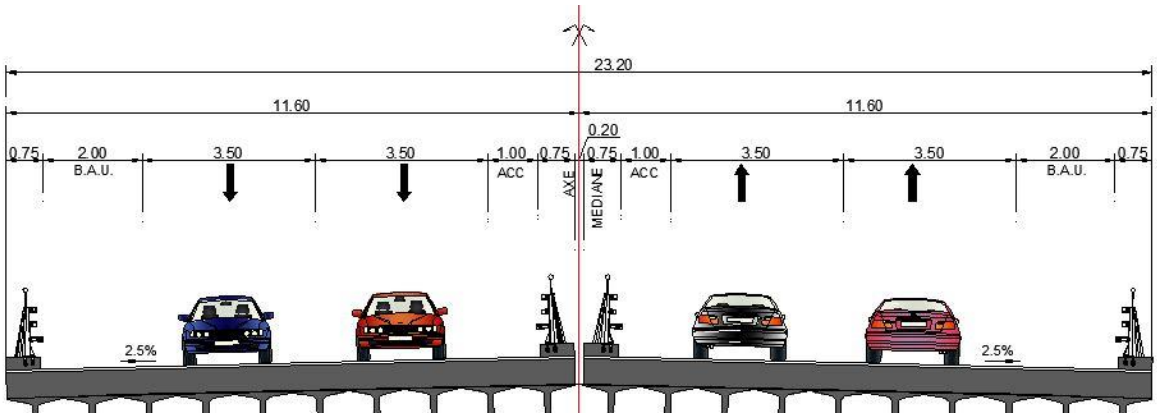


Figure II.4 : Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

Selon l'analyse du levé topographique, le site est dans son ensemble plateaux.

II.3.2.2. Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques, afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement…).

- **Essais in situ :**

Le programme d'investigation géotechnique à consister à l'exécution des essais suivants :

- Trois (04) sondage carotté «SC » avec prélèvement d'échantillon intacts ou remaniés
- Trois (04) sondage pressiométriques « S.P ».
- Pose de Piézomètre.

- **Essais de laboratoire :**

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Détermination des limites d'Atterberg :
  - Limite de liquidité W (%).
  - Indice de plasticité Ip (%)
- Détermination
  - De la densité sèche γ_d /γ_w.
  - De la teneur en eau Wn (%).
  - Du degré de saturation Sr (%).
- Essais de cisaillement rectiligne non-consolide, non-draine pour avoir :
  - La cohésion apparente Cu (bar).
  - L'ange de frottement interne φ (°).

- Analyses chimiques sommaires (sulfates, carbonates, chlorures, matière organique, sels soluble).
- Essai de compression simple sur roche.

II.3.2.3. Sismicité du site

La région de mascara 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).

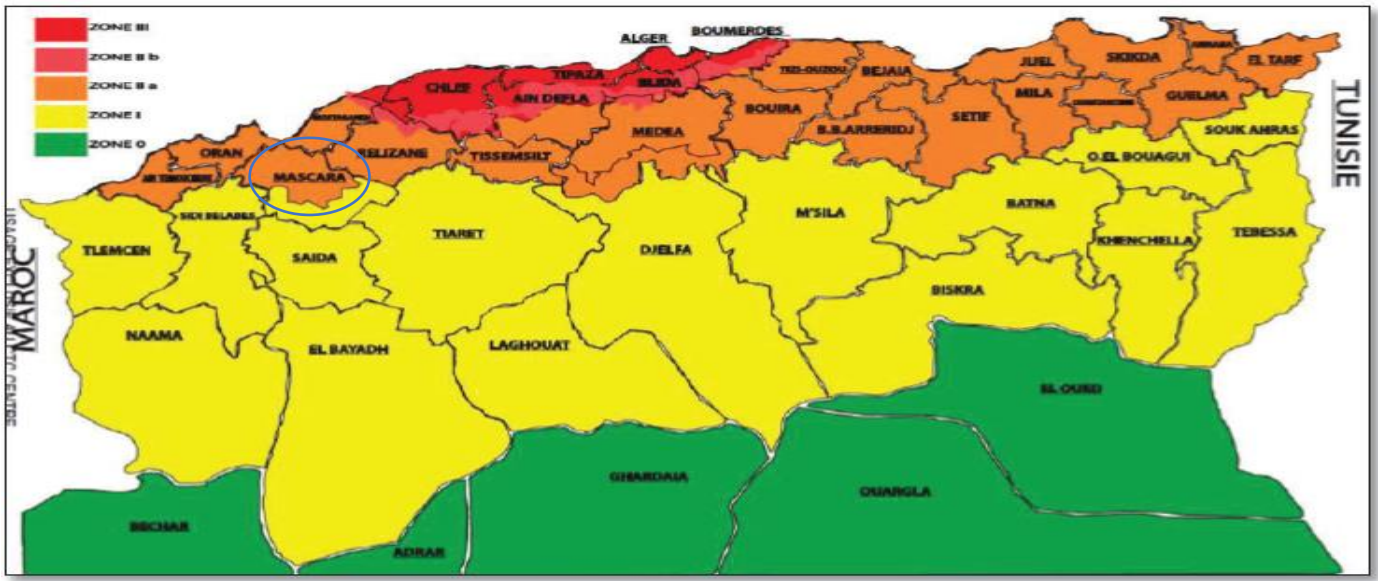


Figure II.5. Carte de zonage sismique de l'Algérie.

II.3.2.4. 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 mascara est caractérisée par un gradient thermique de 25°.

II.3.2.5. La neige

Annaba c'est une ville côtière donc les effets de la neige ne sont pas près en considération dans le calcul.

II.3.2.6. 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.3.2.7. L'humidité

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 35 à 50 %, la présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

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

Pour la région de mascara l'humidité ambiante varie entre 55 et 75 %.

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, fait objet de mon projet fin d'études, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, en se basant sur les données recueillies, on entamera le chapitre qui suit « Conception générale ».

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, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles.

III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

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

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Le profil en travers.

III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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 sept 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 constante composé de trois travées de 40.2 m de longueur et une travée de 25.10 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 145.70 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 11.50 m, la conception correspondante à cette largeur consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

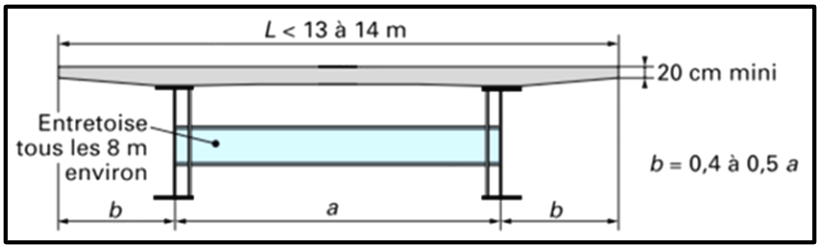


Figure III.1: Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

1.5 m ≤ a ≤ 0.55 L → On opte pour : a = 6.4 m, par conséquence : b = 2.55 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: Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur	H = L/22	1900
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	30
Largeur semelle inferieure	500 mm ≤ b_i ≤ 700 mm	600
Epaisseur de la semelle inferieure	$b_i / t_i \leq 30$	30
Largeur semelle supérieure	400 mm ≤ bs ≤ 600 mm	500
Epaisseur semelle supérieure	$b_S / t_S \leq 30$	20

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 e = 6 m, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.2: Pré-dimensionnement des entretoises.

Eléments	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 détails.

III.3.1.7. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

- **Conception des piles :**

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

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.

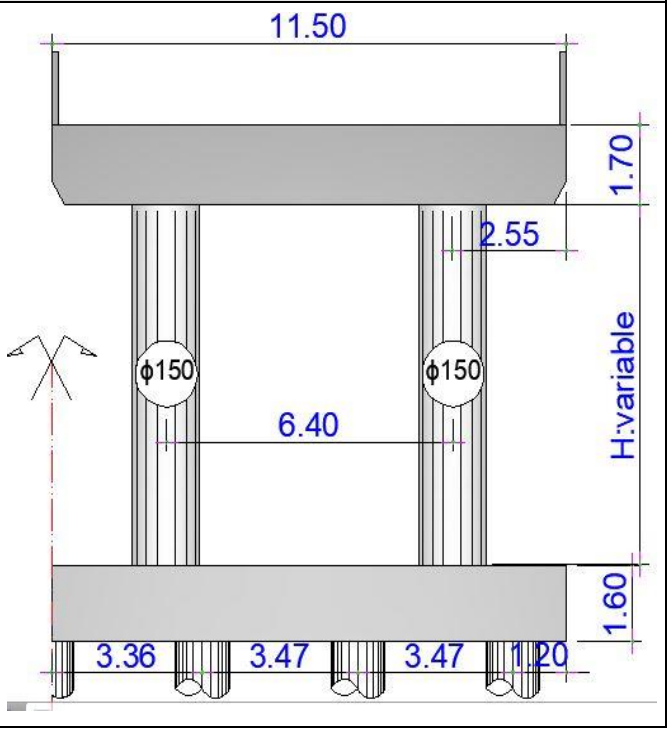
Le choix du type des piles fait appel à quatre critères :

- Critères géométriques.
- Critères économiques.
- Critères esthétiques.
- Critères mécaniques.

➢ **Conception des fondations :**

Le choix définitif du type de fondation peut se faire dans un deuxième temps, en fonction du tassement admissible. Dans les argiles, une fondation superficielle peut fournir une assise suffisante à un ouvrage pour repousser tout risque de rupture par cisaillement, ce qui n'empêchera pas le tassement produit par la charge d'être excessif. Dans un tel cas, les pieux sont plus efficaces.

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
La pile	chevetre	H=1.70	
	Fut	∅=1.50	
	Hauteur	H_{P1} = 14.91 H_{P2} = 12.21 H_{P3} = 11.24	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	23.20	
	Hauteur	1.60	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	14	
	Profondeur	18.00	
	Entraxe	3.47	

➢ **Conception des culées :**

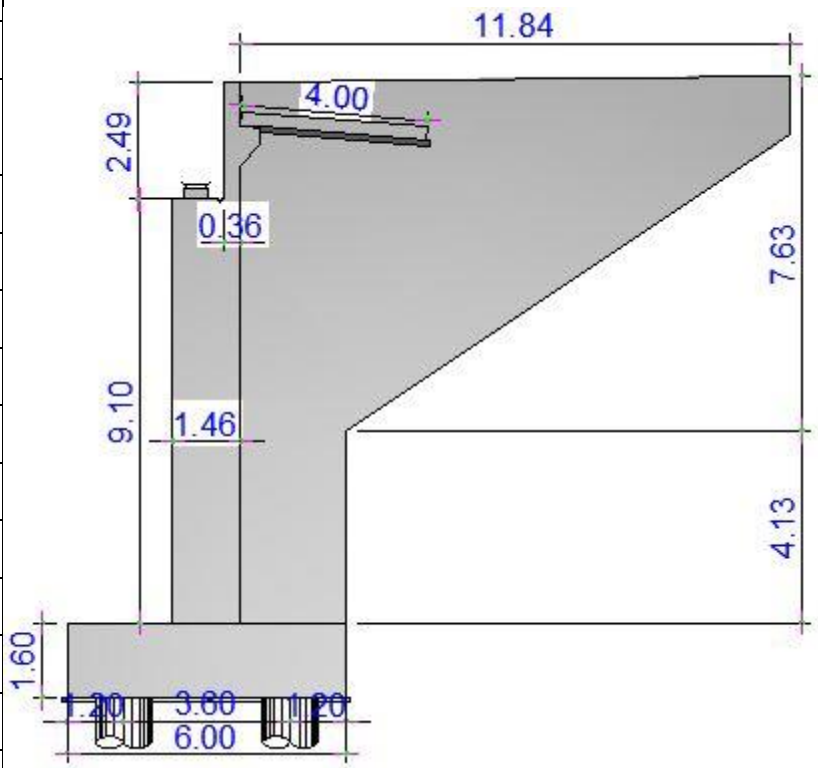
Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

On distingue plusieurs familles de culées :

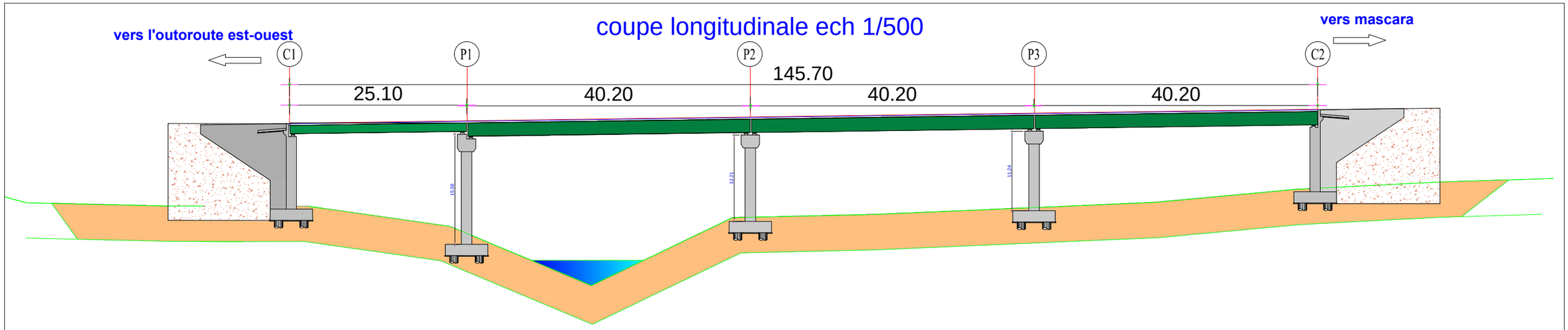
- Les culées enterrées.
- Les culées en terre armée.
- Les culées remblayées.
- Les culées contrepoids.
- Les culées creuses.

Notre viaduc est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai franchissant une ligne ferroviaire. Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai donc on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

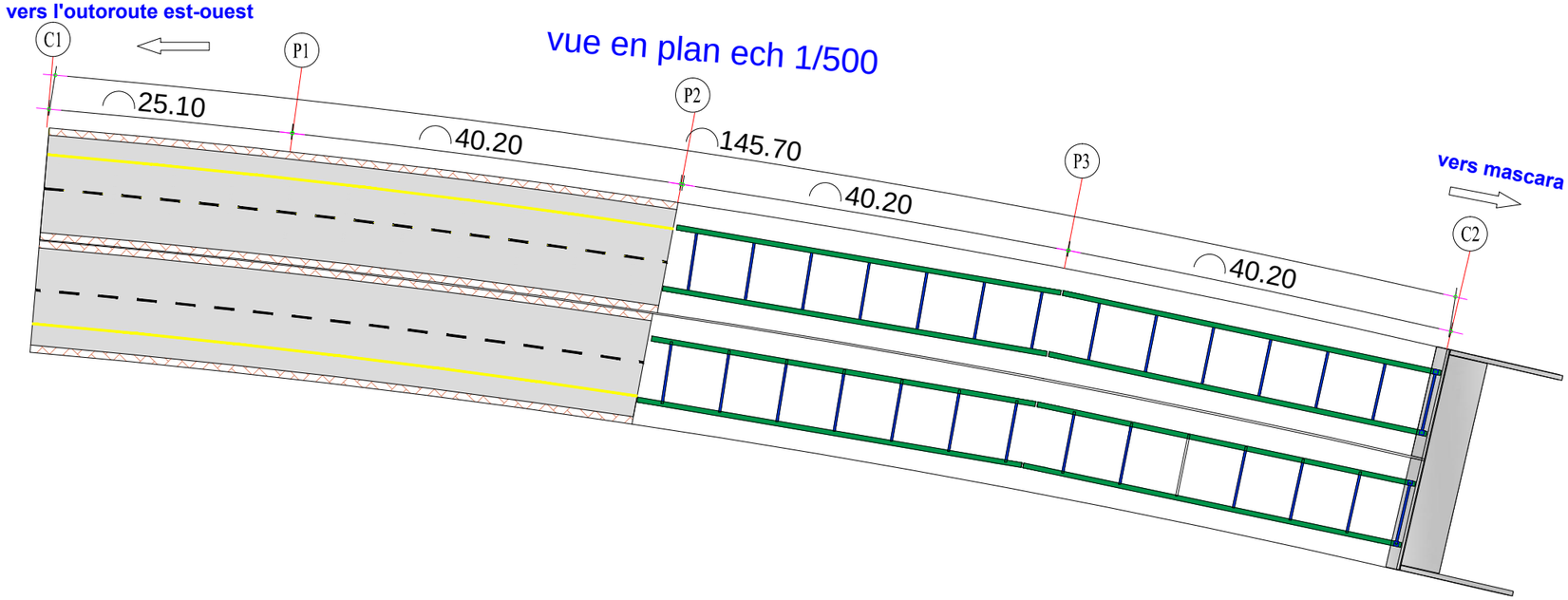
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{C1} =10.25 H_{C2} = 9.10	
	Longueur	23.20	
	Épaisseur	1.46	
Mur en retour	Épaisseur	0.50	
Mur garde grève	Hauteur	2.49	
	Longueur	22.20	
	Épaisseur	0.36	
Dalle de transition	Longueur	4.00	
	Epaisseur	0.30	
	Largeur	22	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	23.20	
	Hauteur	1.60	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	14	
	Profondeur	21.00	
	Entraxe	3.60	

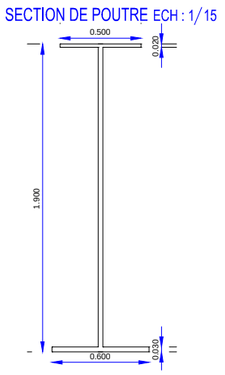
coupe longitudinale ech 1/500



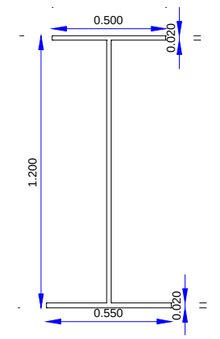
vue en plan ech 1/500



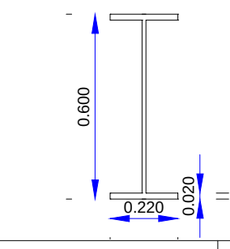
SECTION DE POUTRE ECH : 1/15



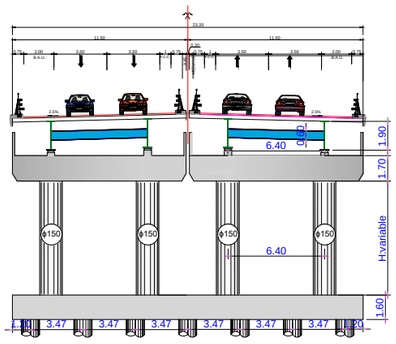
SECTION DE POUTRE RIVE ECH : 1/15



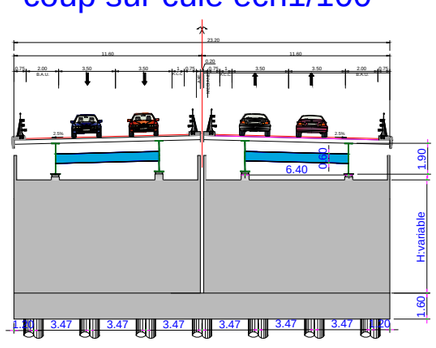
SECTION ENTRETOISE ECH : 1/15

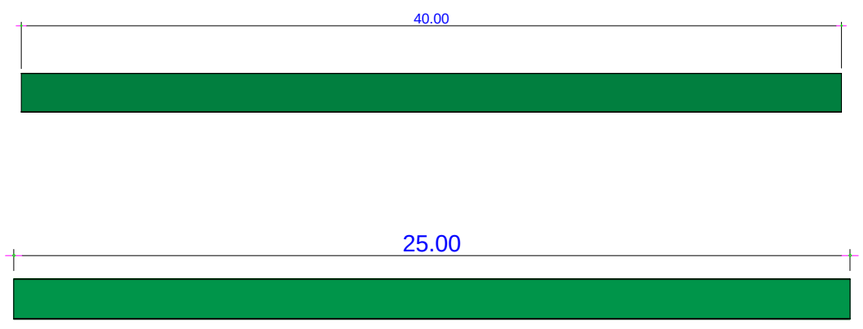


coup sur pile ech1/100



coup sur cule ech1/100





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, 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. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à (65 - 70 m), le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

III.3.2.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs en béton précontraint composé d'une travée principale de 65 m de longueur et deux travées de rives de 39 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 143 m.

- **Découpage des voussoirs :**

Il dépend des moyens du transport, on prend 2.40 m pour les voussoirs courants et 1.60 m pour les voussoirs sur pile et 1.20 m pour les voussoirs sur culée. En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre de voussoirs : **N = 63**.

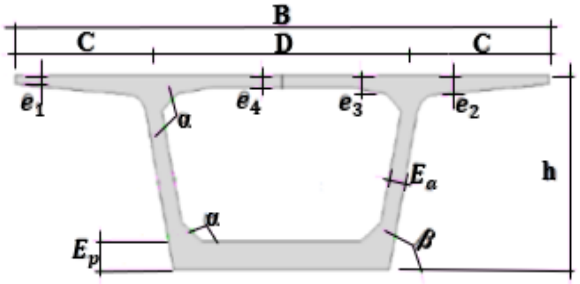
Composé de 2 voussoirs sur pile, 3 voussoirs de clavage 56 voussoirs courants et 2 voussoirs sur culée.

III.3.2.2. Conception transversale

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

Nous examinons dans ce paragraphe, en se basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs 2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. Alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Eléments	Ration usuel	Valeur	Notations
Hauteur	L/25 < h < L/20	3 m	
Largeur	B	11.5 m	
C	B/4	2.80 m	
D	B - 2C	5.90 m	
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	0.20m	
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.35 m	
e_3	$e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1.5\ e_4$	0.25 m	
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	0.25 m	
Inclinaison	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	23 %	
E_a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	0.40 m	
E_p	$E_p \geq$ (18 cm, 3ϕ , e_a/3)	0.35 m	
Gousset supérieur	$30° < \alpha < 45°$	45°	
G. inférieur	$30° < \alpha < 45°$	30°	

III.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

On prend les mêmes types de pile et culée que la variante 1, même pré-dimensionnement aussi sauf au niveau de fondation des piles là où on rajoute une fille de 3 pieux supplémentaires.

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

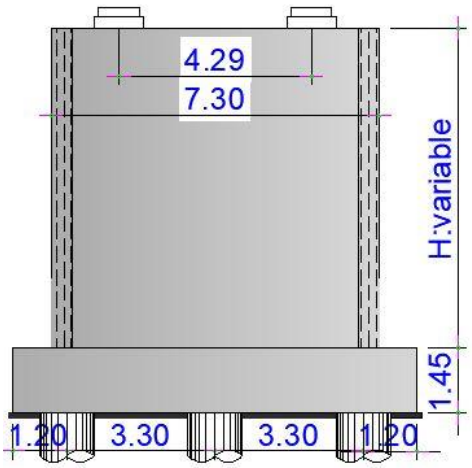
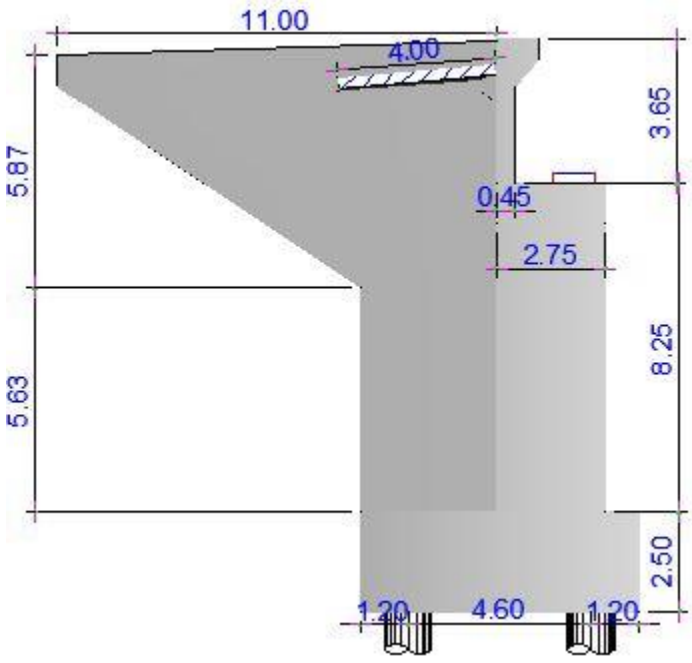
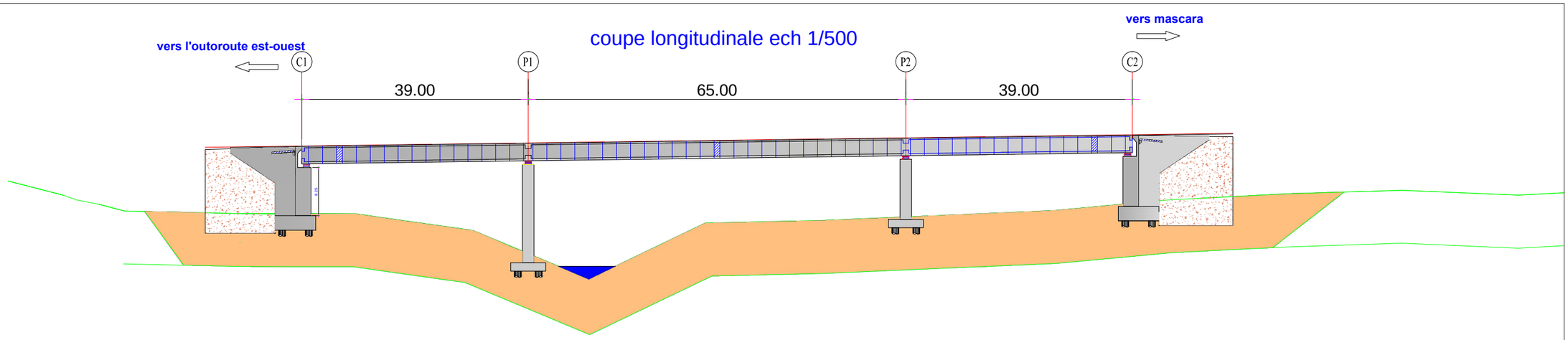
Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	1.60	
	Longueur	7.30	
	Hauteur	H_{P1} =17.79 H_{P2} = 10.68	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	9.00	
	Hauteur	1.45	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	6	
	Profondeur	18.00	
	Entraxe	3.30	

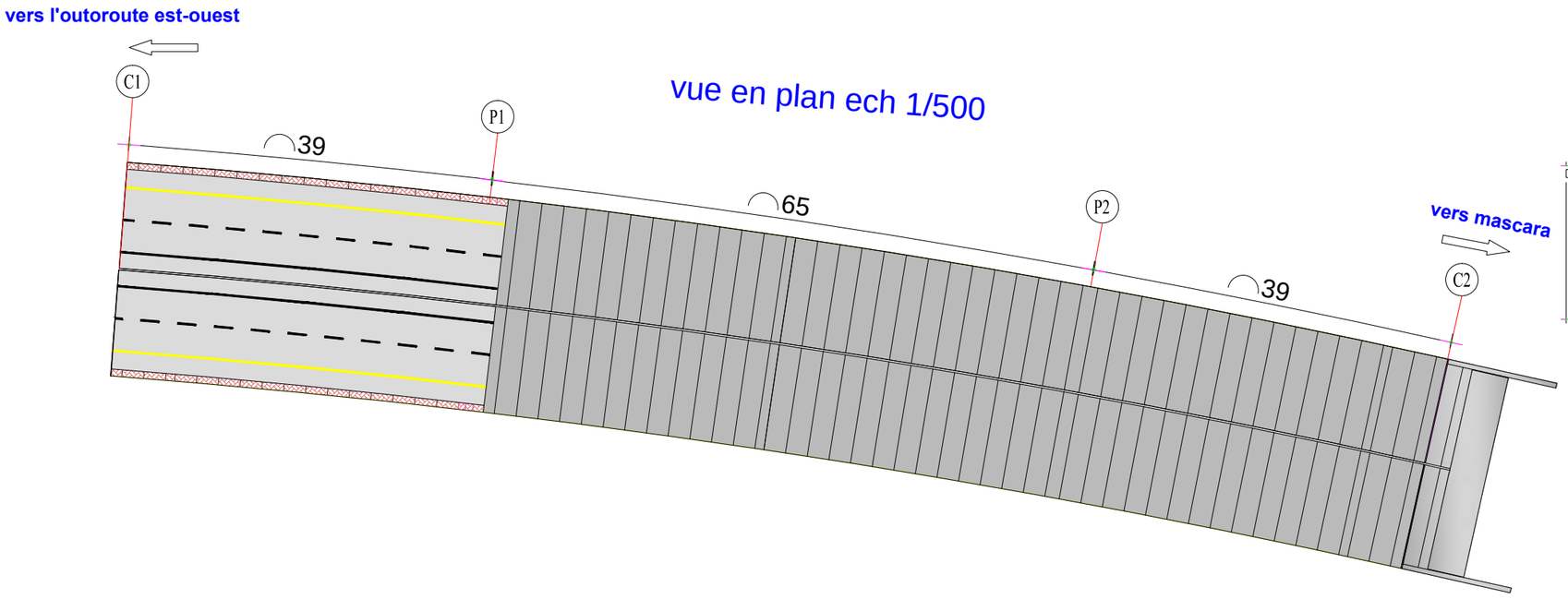
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{C1} = 8.25 H_{C2} =8.83	
	Longueur	11.5	
	Épaisseur	2.75	
Mur en retour	Épaisseur	0.50	
Mur garde grève	Hauteur	3.65	
	Longueur	11.00	
	Épaisseur	0.45	
Dalle de transition	Longueur	4.00	
	Epaisseur	0.30	
	Largeur	22.10	
Semelles	Largeur	7.00	
	Longueur	23.20	
	Hauteur	2.50	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	14	
	Profondeur	21.00	
	Entraxe	4.60	

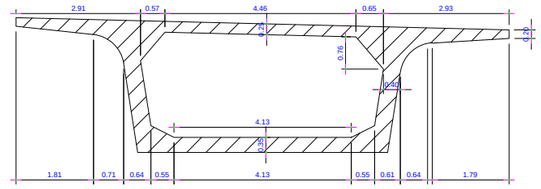
coupe longitudinale ech 1/500



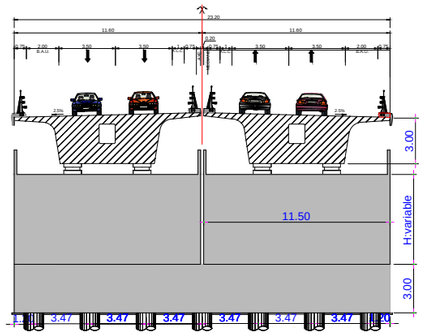
vue en plan ech 1/500



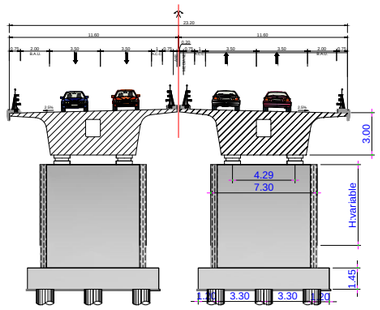
vossoire courante ech 1/100



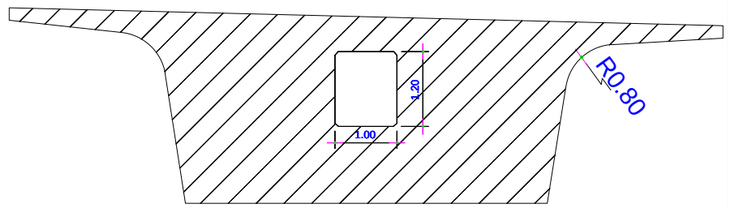
coup sur culle ech1/100



coup sur pile ech1/100



vossoire sur pile ech 1/100



III.3.3. Variante 3 : « PONT A POUTRES PRECONTRAITES DU TYPE VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes a Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont la solution la plus adaptées pour la plupart des ouvrages qui présentent une multitude de travées identiques, ce qui facilite sa réalisation suite au processus itérative de sa mise en place.

La partie porteuse de ce type de pont est constituée de poutres longitudinales, équidistantes en ligne droite et proportionnelles en courbe, de même hauteur, solidarisées par un hourdi de faible épaisseur et par des entretoises aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui.

III.3.3.1. Conception longitudinale

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 4 travées,3 travées équidistantes d'une longueur de 40.20 m et une travée de 25.10 m de longueur, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 145.70 m.

III.3.3.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été élaboré conformément au guide de conception SETRA [VIPP/1996].

Tableau III.8 : Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 3.

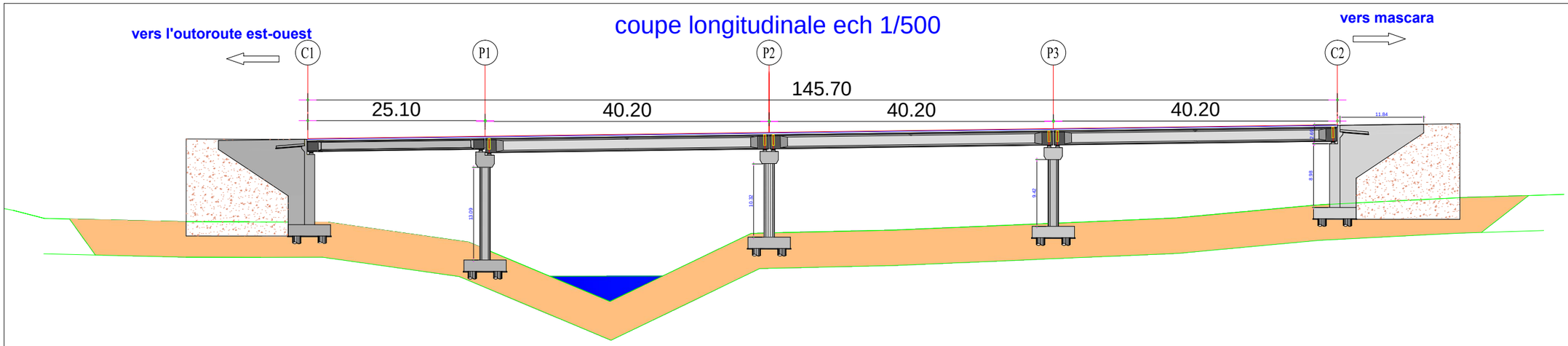
Eléments	Ratio usuel	Valeur retenue (m)
Largeur totale	-	11.50
Longueur de la poutre	-	40.00
Hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	2.25
Epaisseur de la dalle	$16 < e < 25$	0.25
Hauteur de la poutre	$H_t = H_p + e$	2.00
Entraxe des poutres	$1.30\ m < \lambda < 2.00\ m$	1.72
Nombre de poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	7 poutres
Largeur de la table de compression	$b > 0.6\ H_p$ (assurer la stabilité au déversement)	1.20
Épaisseur de la table de compression	$12cm < e_1 < 15\ cm$	0.15
Inclinaison de la table de compression	$1/15 < \beta < 1/10$	1/10
Gousset inférieur/supérieur	$30° < \alpha < 45°$	45°
Largeur des talons	$60cm < L < 90\ cm$	0.60
Hauteur du talon	$10\ cm < E_t < 20\ cm$	0.15
Epaisseur de l'âme b_0 a mi- travée	$E_{a\text{-mitravée}} \geq 14 + \Phi$, Avec $\Phi = 8$ cm (diamètre de la gaine de précontrainte)	0.25
Epaisseur des âmes en zone d'about	$E_{a\text{-about}} = E_{a\text{-mitravée}} + 30\ cm$	0.6

Epaisseur de l'entretoise d'about	25 cm < E_e < 30 cm	0.30
Hauteur de l'entretoise d'about	$H_e = H_p - 0.50$	1.50

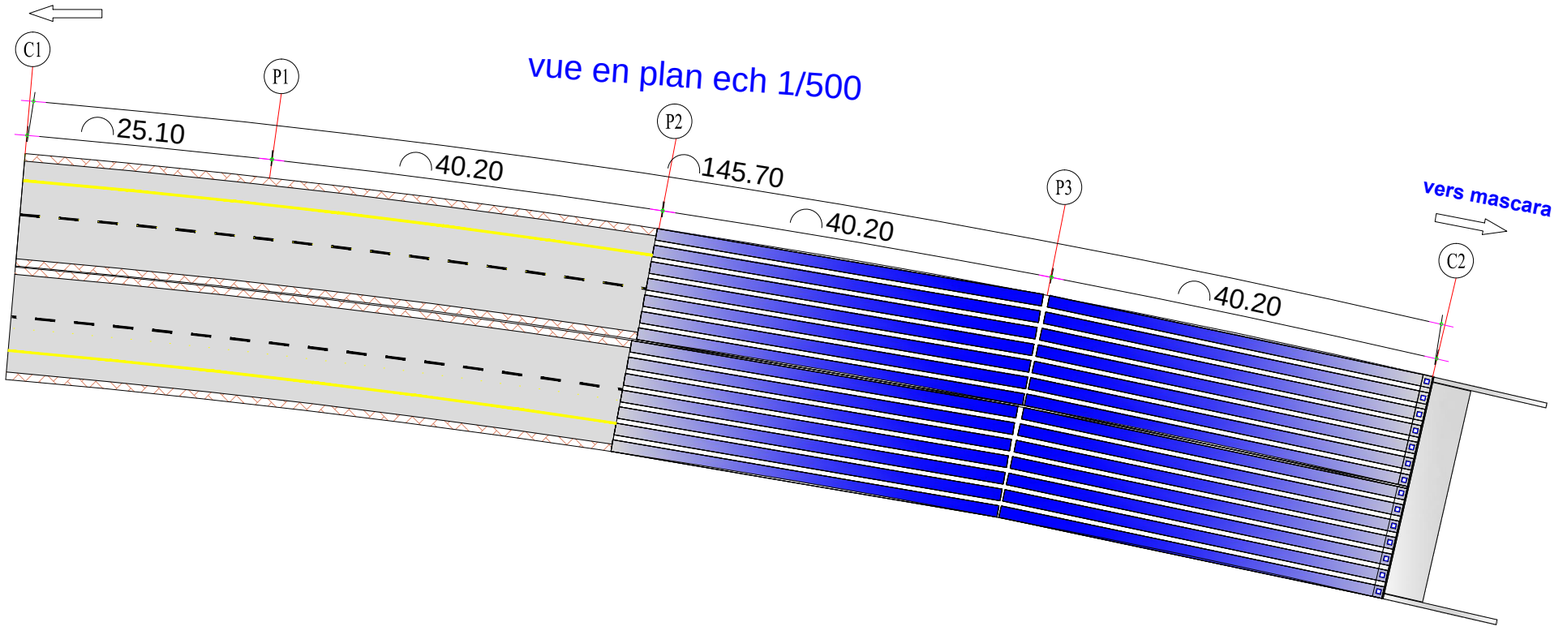
III.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

Il est identique au variante n°1.

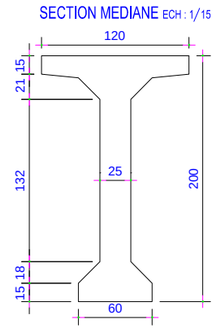
coupe longitudinale ech 1/500



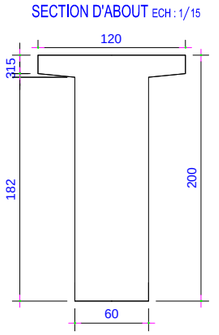
vue en plan ech 1/500



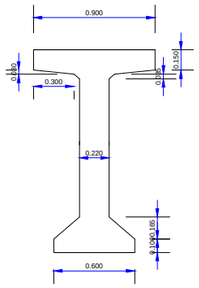
SECTION MEDIANE ECH : 1/15



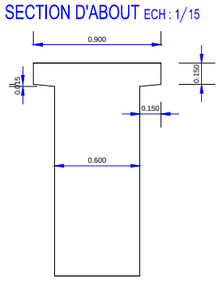
SECTION D'ABOUT ECH : 1/15



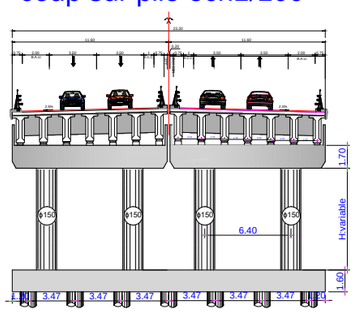
SECTION MEDIANE ECH : 1/15



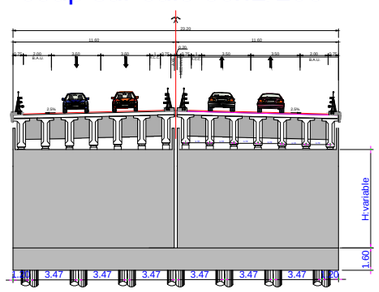
SECTION D'ABOUT ECH : 1/15

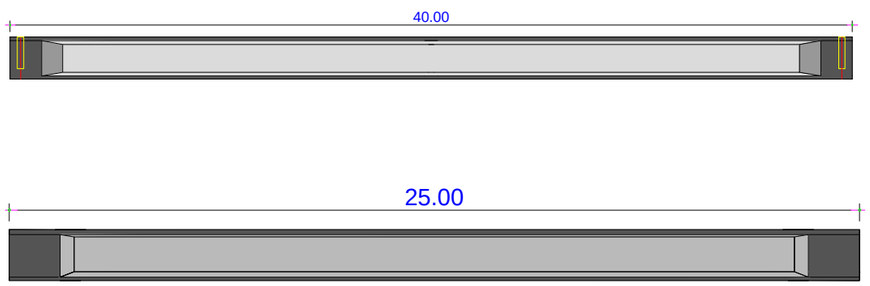


coup sur pile ech1/100

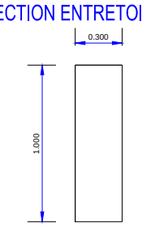


coup sur cule ech1/100

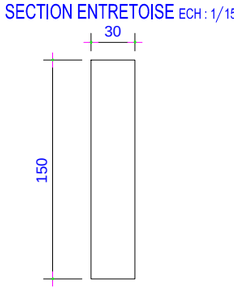




SECTION ENTRETOISE ECH : 1/15



SECTION ENTRETOISE ECH : 1/15



III.4. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES DEUX TABLIERS

Le devis estimatif et quantitatif des deux tabliers est donné dans les tableaux : III.8 ; III.9, III.10.

Tableau III.8 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1.

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 350.00	55 000.00	74 250 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	4 050.00	2 500.00	10 125 000.00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	70.00	40 000.00	2 800 000.00
1/4	Recepage des pieux	U	70.00	24 000.00	1 680 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**92 855 000.00**
Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	90.00	10 500.00	945 000.00
2/3	Béton RN 30 pour semelles (piles. Culées) et dalles de transition	M3	1 115.00	15 000.00	16 725 000.00
2/4	Béton RN 30 pour piles	M3	560.00	16 000.00	8 960 000.00
2/5	Béton RN 30 pour culées	M3	810.00	16 000.00	12 960 000.00
2/6	Béton RN 35 pour dalle	M3	775.00	18 000.00	13 950 000.00
TOTAL (Poste 2)					**53 540 000.00**
Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E500 pour infrastructure	T	272.00	125 000.00	34 000 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E500 pour la dalle	T	155.00	125 000.00	19 375 000.00
3/3	Acier charpente métallique tablier	T	389	340 000.00	132 260 000.00
3/5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	389	80 000.00	31 120 000.00
TOTAL (Poste 3)					**216 755 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**363 150 000.00**
T V A 19 %	**68 998 500.00**
TOTAL EN TTC	**432 148 500.00**
Quatre cent trente-deux millions cent quarante-huit mille cinq cent Dinars Algérien	

Tableau III.9 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2.

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 020.00	60 000.00	61 200 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 060.00	2 500.00	7 650 000.00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	52.00	40 000.00	2 080 000.00
1/4	Recepage des pieux	U	52.00	24 000.00	1 248 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**76 178 000.00**
Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	65.00	10 500.00	682 500.00
2/3	Béton RN 30 pour semelles (piles. Culées) et dalles de transition	M3	1 126.00	15 000.00	16 890 000.00
2/4	Béton RN 30 pour piles	M3	310.00	16 000.00	4 960 000.00
2/5	Béton RN 30 pour culées	M3	1 312.00	16 000.00	20 992 000.00
2/6	Béton RN 45 pour voussoirs	M3	2 268.00	35 000.00	79 380 000.00
TOTAL (Poste 2)					**122 904 500.00**
Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	375.00	132 000.00	49 500 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour la dalle	T	454.00	132 000.00	59 928 000.00

3/3	Acier de précontrainte post tension pour voussoir	T	90.00	490 000.00	44 100 000.00
3/5	Acier de précontrainte de construction pour montage des voussoirs	T	375.00	132 000.00	49 500 000.00
TOTAL (Poste 3)					**153 528 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**352 610 500.00**
T V A 19 %	**66 995 995.00**
TOTAL EN TTC	**419 606 495.00**
Quatre cent dix-neuf millions six cent six mille quatre cent quatre-vingt-quinze Dinars Algérien	

Tableau III.10 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 3.

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 350.00	60 000.00	81 000 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	4 050.00	2 500.00	10 125 000.00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	70.00	40 000.00	2 800 000.00
1/4	Recepage des pieux	U	70.00	24 000.00	1 680 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**99 605 000.00**
Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	90.00	10 500.00	945 000.00
2/3	Béton RN 30 pour semelles (piles. Culées) et dalles de transition	M3	1 115.00	15 000.00	16 725 000.00
2/4	Béton RN 30 pour piles	M3	560.00	16 000.00	8 960 000.00
2/5	Béton RN 30 pour culées	M3	810.00	16 000.00	12 960 000.00
2/6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	1 650.00	20 000.00	33 000 000.00

TOTAL (Poste 2)	**72 590 000.00**

Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	343.00	132 000.00	45 276 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	330.00	132 000.00	43 560 000.00
3/3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	48	470 000.00	22 560 000.00
3/5	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	343.00	132 000.00	45 276 000.00
TOTAL (Poste 3)					**111 396 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**283 591 000.00**
T V A 19 %	**53 882 290.00**
TOTAL EN TTC	**337 473 290.00**
Trois cent trente-sept millions quatre cent soixante-treize mille deux cent quatre-vingt-dix Dinars Algérien	

III.5. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

Tableau III.11 : Analyse des variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N°01 : Pont mixte bipoutre.	**1**-La possibilité de franchir des grandes portées. **2**-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3**-La rapidité d'exécution.	**1**-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. **2**-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. **3**-Un cout très élevé. **4**-Entretien périodique. **5**-La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnent de l'ouvrage.

Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	**1**-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. **2**-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. **3**-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **4**-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	**1**-Le poids est très important (tablier assez épais). **2**-L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. **3**-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).
Variante N° 03 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.	1-Un mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. 2-le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements des appuis et aux effets du gradient thermique. 3-L'absence à peu près complète de pathologie grave	1-Poids propre très important 2-Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes. 3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.

III.6. CONCLUSION

Le pré-dimensionnement des deux variantes et l'analyse muletières de celles-ci m'on orienter vers la solution la plus avantageuse, techniquement et économiquement.

Variante N° 02 : pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

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

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

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

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

1. Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2. Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul 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 éprouves 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. CARECTERESTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

- Pour la superstructure, le béton est dosé à 450 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec : f_{c28} **= 35 MPa** et f_{t28} **= 2.7 MPa.**
- Pour l'infrastructure, le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec : f_{c28} **= 30 MPa** et f_{t28} **= 2.4 MPa**.

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 armatures de précontraintes sont constituées de torons **12T15S TBR.**

- 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 = 2 100 mm²
- Diamètre du gain : Φ = 80.00 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

➢ **Contraintes admissibles à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85\, f_{cj} / \theta.\, \gamma_b \quad \textbf{(MPa)}$$

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.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \textbf{(MPa)}$$

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	γ_b = 1.5	25.50	17.00
		γ_b = 1.15	33.26	22.17
ELS	f_{bc} (MPa)		27.00	18.00

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

➢ **Déformation longitudinale du béton :**

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

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

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

IV.3.3.2. Armatures

➢ **Contrainte limite de traction des aciers :**

Tableau IV.2: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire γ_s = 1.15	434.78	434.78
		S-Accidentelle γ_s = 1	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ \frac{1}{2} \times f_e ;\ 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n = 1.6		252.76	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ 0.4 \times f_e ;\ 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n = 1.6		206.80	200.00

➢ **Classe de justification de la précontrainte :**

Classe II (la plus courante), elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas de formation des fissures.

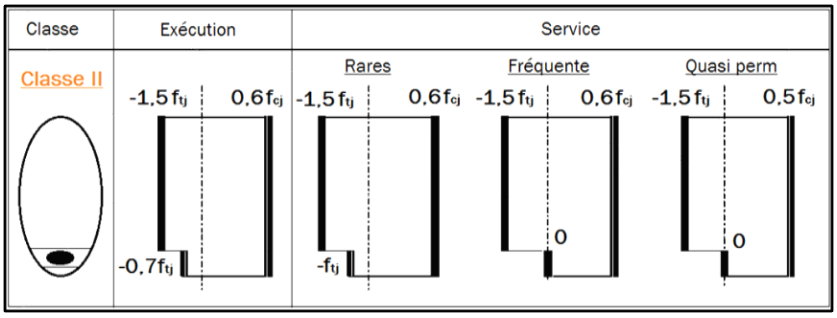


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. EVATUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Actions permanentes : Poids des voussoirs Pv

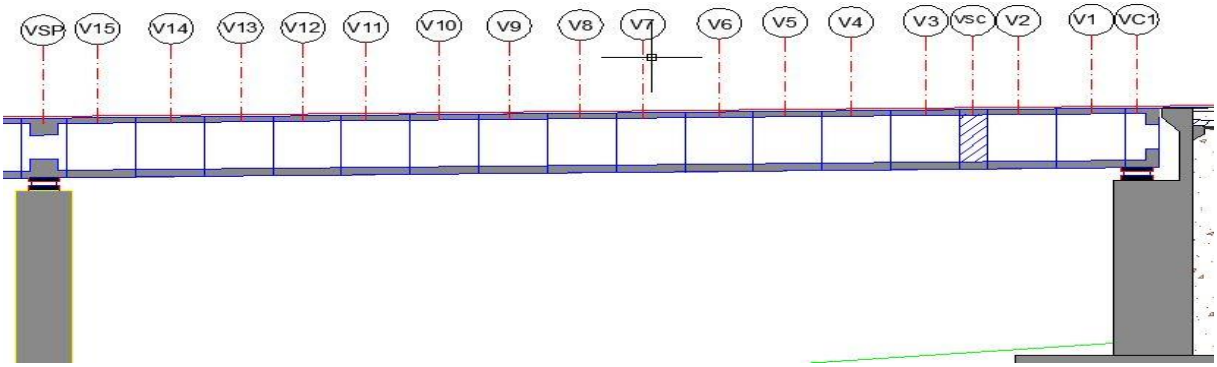


Figure IV.2 : Numération des voussoirs de la travée de rive.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

N° Voussoir	L Voussoir (m)	Section (m^2)	Poids (kN)	N° voussoir	L voussoir (m)	Section (m^2)	Poids (kN)
VC1	0.70	19.31	337.92	V10	2.40	7.93	475.80
	0.50	7.93	99.12	V11	2.40	7.93	475.80
VSC	1	7.93	198.25	V12	2.40	7.93	475.80
V01	2.40	7.93	475.80	V13	2.40	7.93	475.80
V02	2.40	7.93	475.80	V14	2.40	7.93	475.80
V03	2.40	7.93	475.80	V15	2.40	7.93	475.80
V04	2.40	7.93	475.80	V16	2.40	7.93	475.80
V05	2.40	7.93	475.80	V17	2.40	7.93	475.80
V06	2.40	7.93	475.80	V18	2.40	7.93	475.80
V07	2.40	7.93	475.80	1/2VSP	0.30	7.93	59.47
V08	2.40	7.93	475.80		0.50	19.31	241.37

				Poids total (kN)	**27 450**

Tableau IV.3: Estimation du poids total des voussoirs de la travée de rive.

Poids total des voussoirs du tablier : **27 450 kN.**

- **Les compléments de charges permanentes CCP :**

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

Eléments	Densité (kN/m^3)	Poids (kN/ml)	Poids (kN)
Trottoir	25	8.50	1215.50
Garde-corps	/	2.00	286
Revêtement en BB	24	19.44	2779.92
Corniches	25	2.5	357.5
Poids CCP	/	32.44	4638.92
		Poids total Gv	**27 450**
		Poids total Gv + Gccp	**32088.92**

IV.4.1.2. 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)

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

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

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

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont

- **Largeur roulable :** la largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.
- **Largeur chargeable :** elle est déduite de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).
- **Nombre de voies :** les chaussées dont la largeur chargeable est comprise entre 5 m inclus et 6 m sont considérées comme comportant deux voies de circulation (selon article 4.2.3/RCPR).

Tableau IV.5 : Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	10 m
Largeur chargeable	9 m
Nombre de voie	3
Largeur d'une voie	3 m

- **Classe de pont :** notre pont possède largeur roulable 10> 7 donc il est de classe 1. **(Selon Article 4.3/RCPR).**
- **Les cas de chargement :**

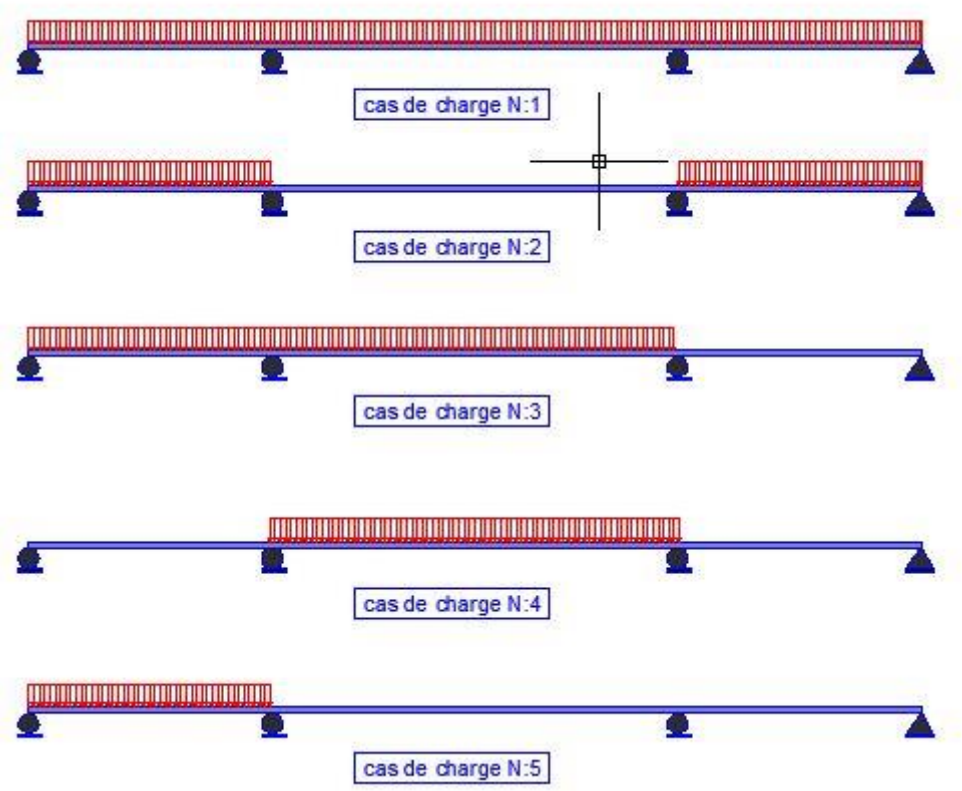


Figure IV.3 : Les 5 cas de charge possibles.

IV.4.2.3. Système de charge A

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

Où : **L** est 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 le coefficient a_1 du Tableau IV.6.

	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	-	-	-

Tableau IV.6 : Coefficient a_1.

La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie et, v_0= 3.50 m, donc a_2 = 1.15 ;

Les résultats sont résumés dans le Tableau IV.7.

Tableau IV.7 : Valeurs de A(l) pour les 5 cas possibles.

Cas de charge	L (m)	A_1 = A(l) (kN/m²)	$A_2 = a_2A_1$ (kN/m²)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (kN/ml)		
				1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	143	4.62	5.32	16.18	32.36	43.68
Cas 2	78	6.30	7.25	22.05	44.10	59.54
Cas 3	104	5.40	6.21	18.91	37.82	51.06
Cas 4	65	6.98	8.02	24.41	48.83	65.92
Cas 5	39	9.36	10.76	32.76	65.51	88.44

IV.4.2.4. Système de charge B

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

- Le système B_c qui se compose de camions types (300 kN).
- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».

➢ **Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR :**

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c.

Tableau IV.8 : Les valeurs de b_c.

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

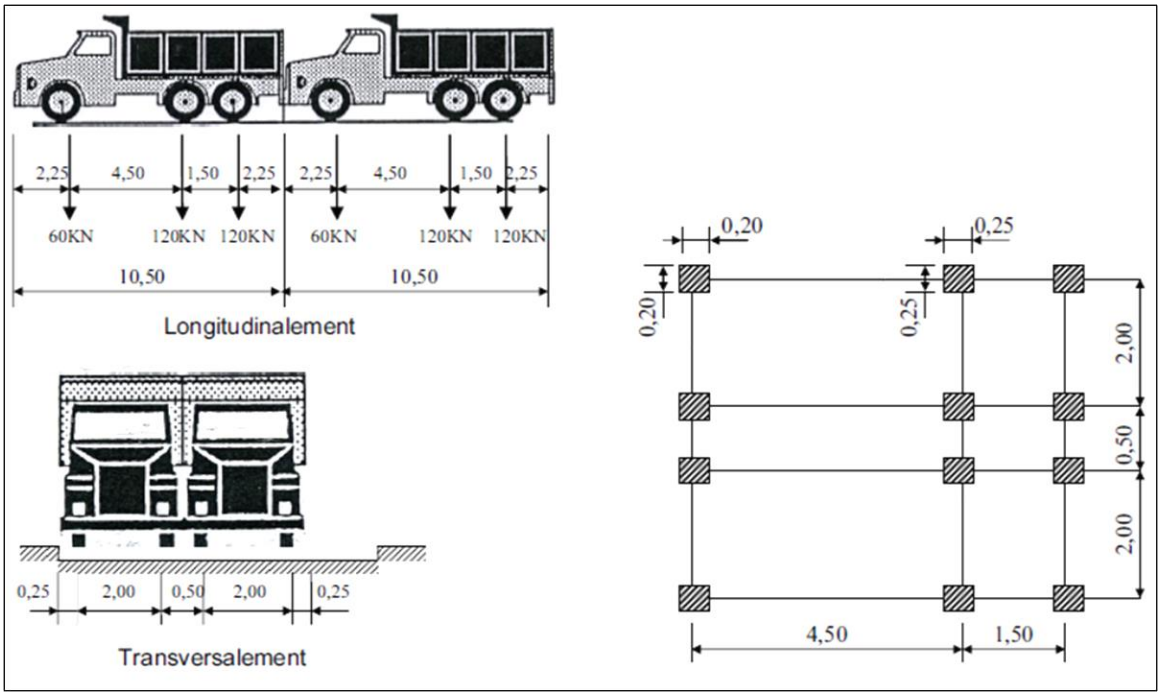


Figure IV.4 : Système de chargement Bc.

- **<u>Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :</u>**

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t, dans notre cas on peut appliquer B_t sur une seul voie seulement car la largeur chargeable est égale à 5 m.

Tableau IV.9 : Les valeurs de bt.

Classe de pont	Première classe	Deuxième classe
b_t	**1.2**	1

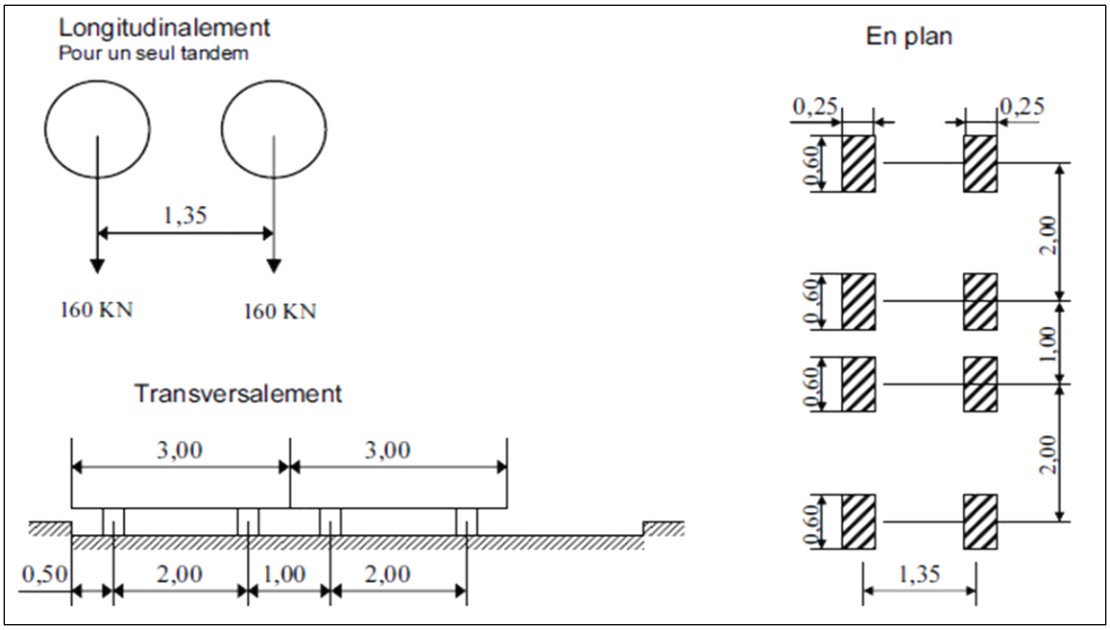


Figure IV.5 : Système de chargement B_t.

IV.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ.

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L}$$

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

Les résultats sont mentionnés dans le tableau IV.10, (détail de calcul voire Annexe).

Tableau IV.10 : Les valeurs de δ.

Système de chargement	δ
B_c	1.05
B_t	1.05

IV.4.2.6. Efforts de freinage

- **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.

- **Système de charge A :**

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

$$F = \frac{A.S}{20 + 0.0035 \text{ x } S} \text{ (kN)}, \ S : \text{surface chargée en } (m^2)$$

Donc : $F_{max\text{-}3voies}$ = 254.25 kN.

IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0.50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

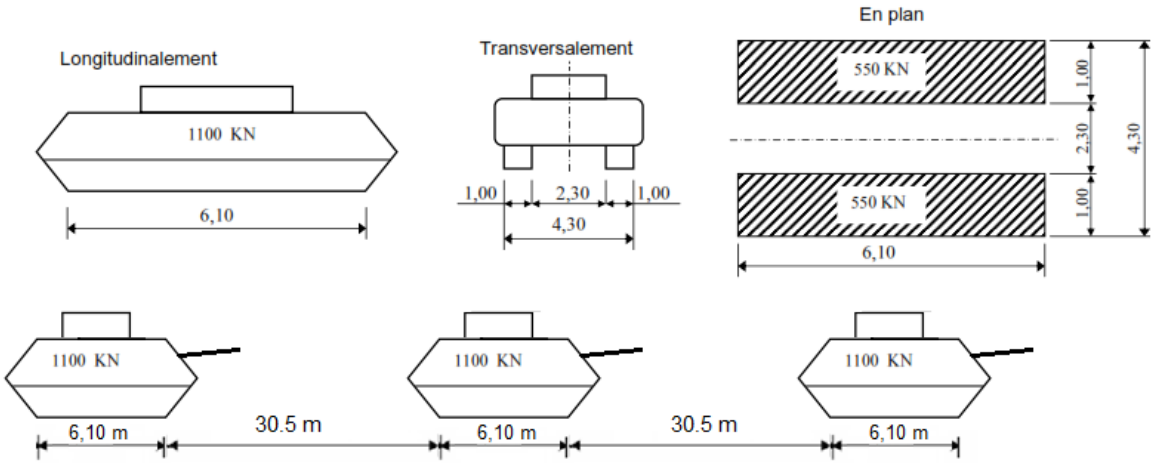


Figure IV.6 : Convoi de charge Mc 120.

Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient δ, qui est égal 1.05.

IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240

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

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

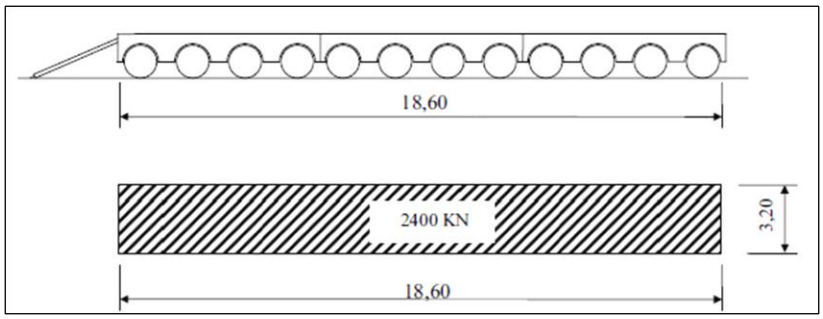


Figure IV.7 : Convoi exceptionnel D240.

IV.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

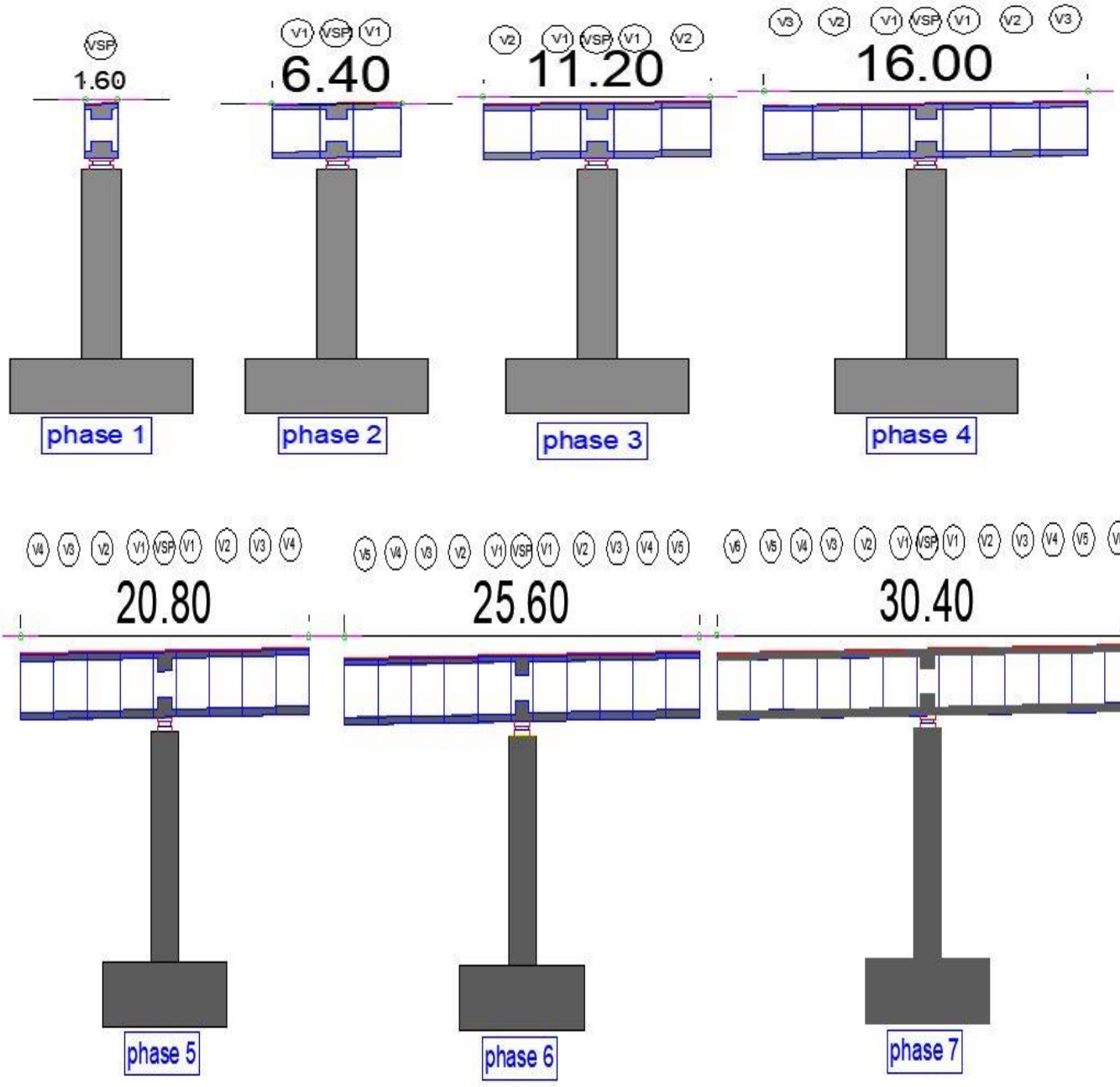
V.1. INTRODUCTION

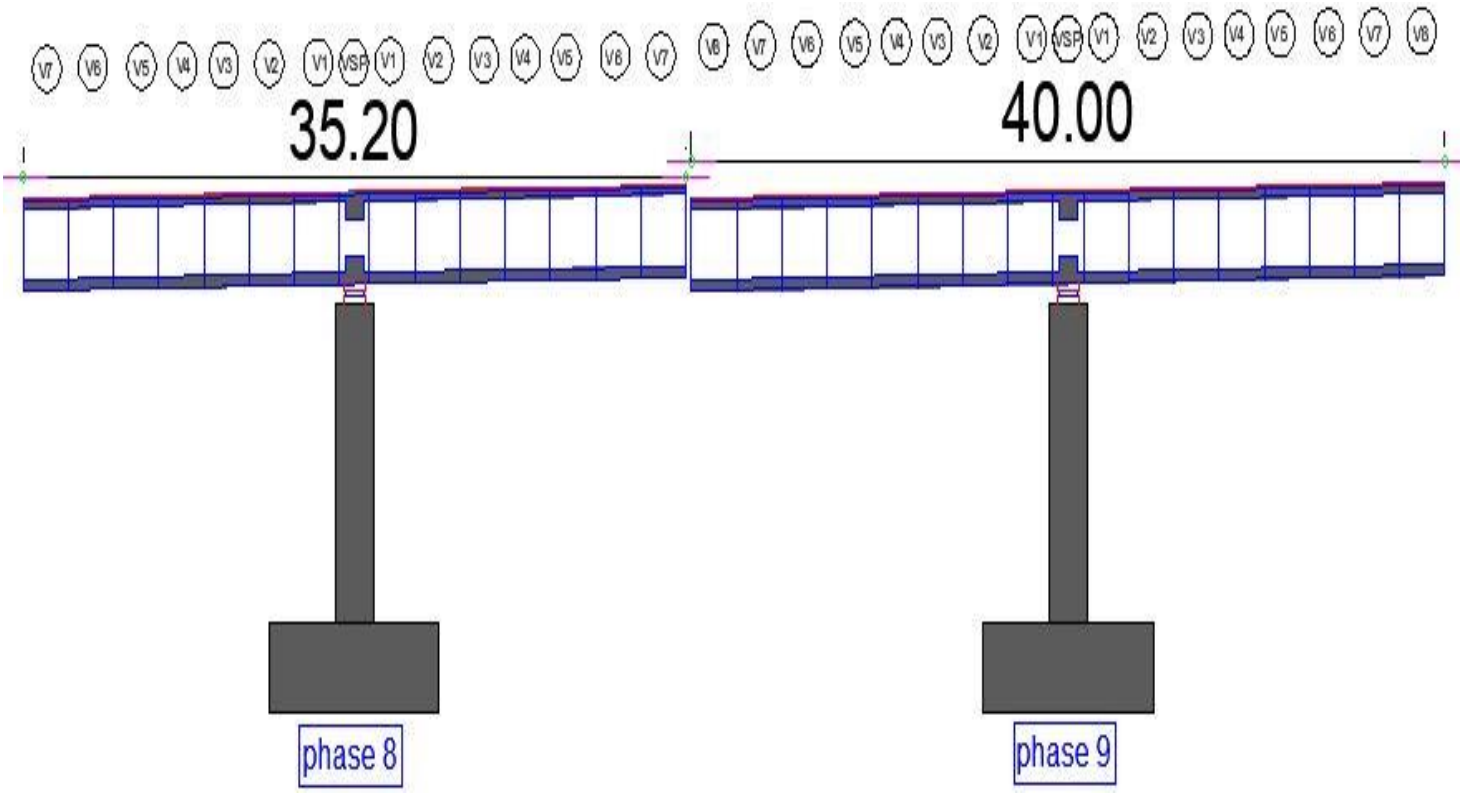
La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

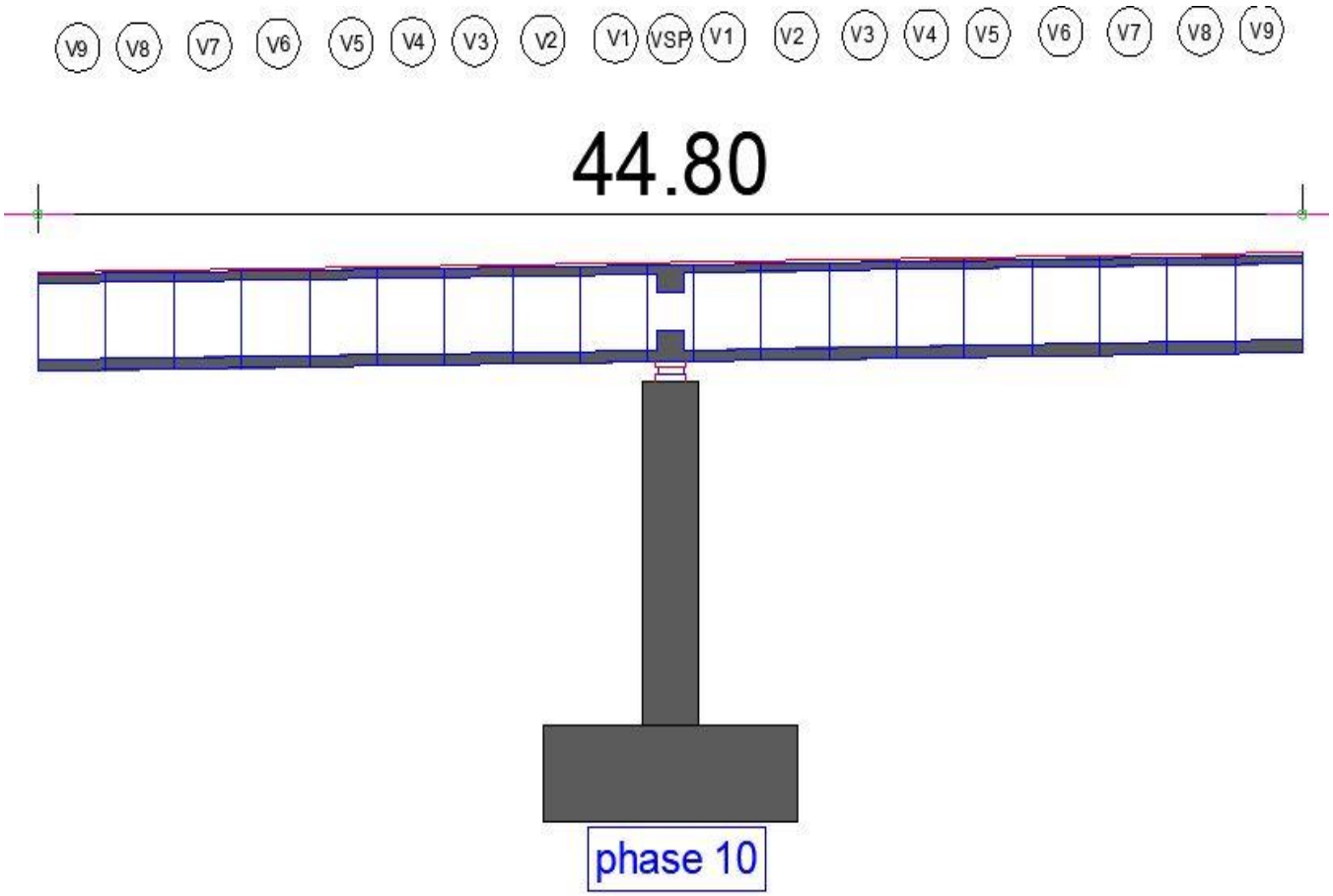
La particularité du calcul des ponts en encorbellements successifs c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs de ces deux phases.

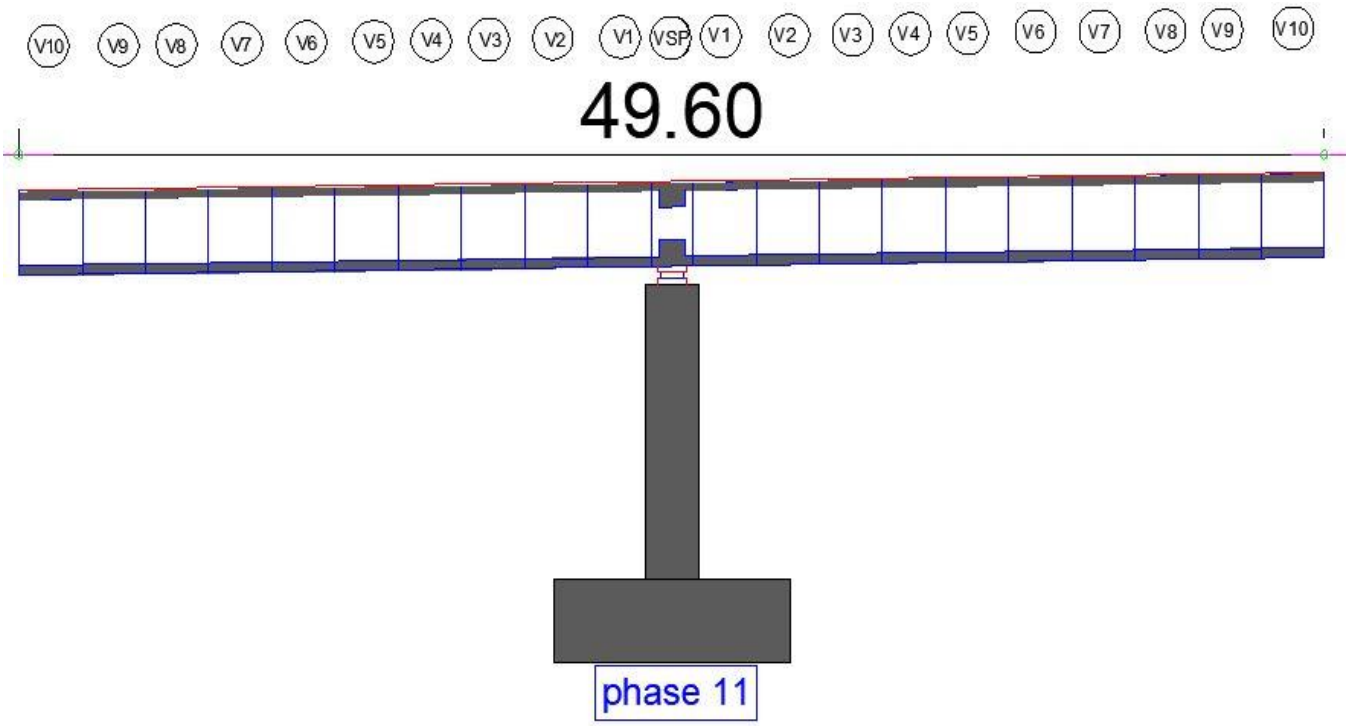
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

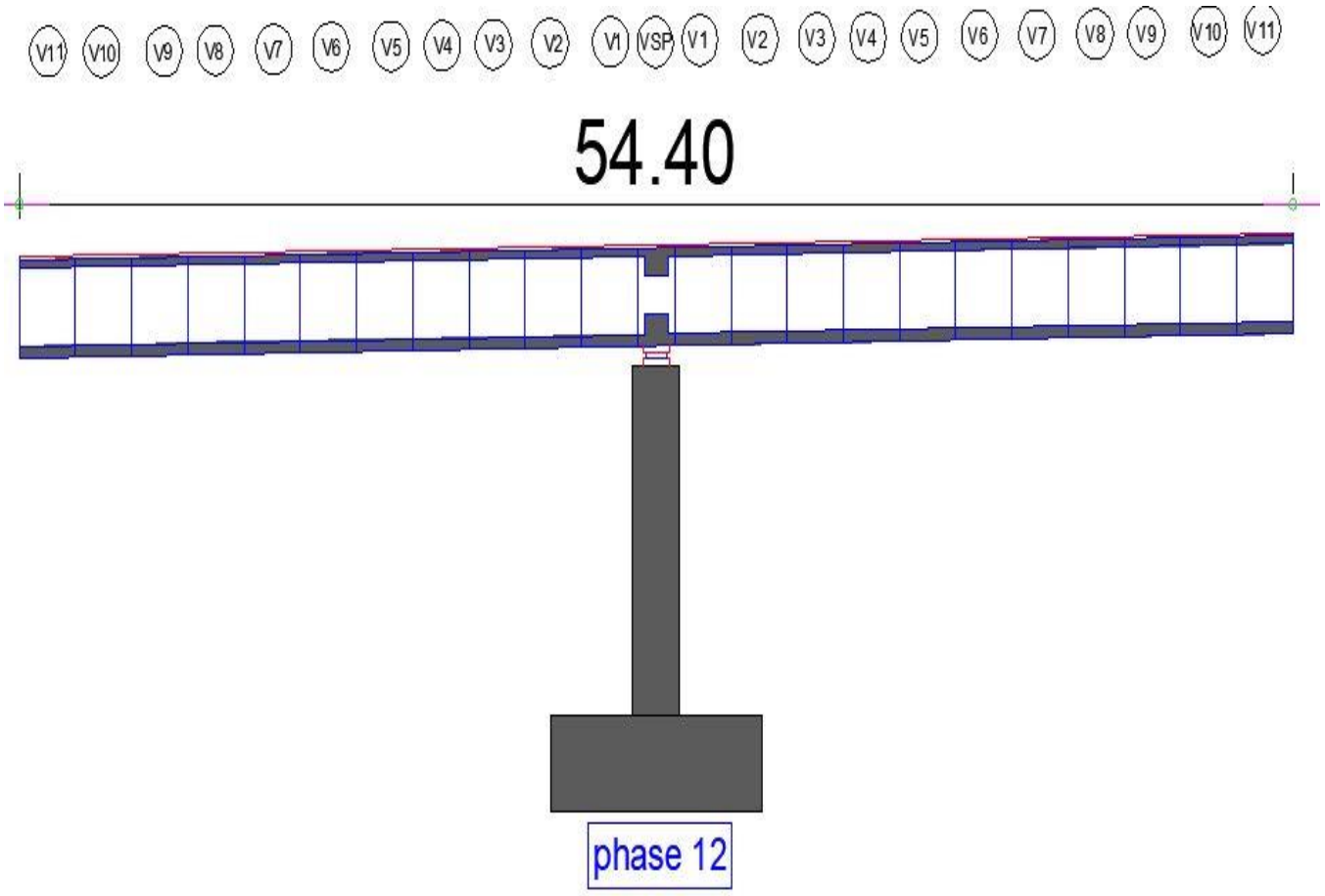
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau




35.20
40.00
phase 8
phase 9


44.80
phase 10


V10
V9
V8
V7
V6
V5
V4
V3
V2
V1
VSP
V1
V2
V3
V4
V5
V6
V7
V8
V9
V10
49.60
phase 11


V11
V10
V9
V8
V7
V6
V5
V4
V3
V2
V1
VSP
V1
V2
V3
V4
V5
V6
V7
V8
V9
V10
V11
54.40
phase 12

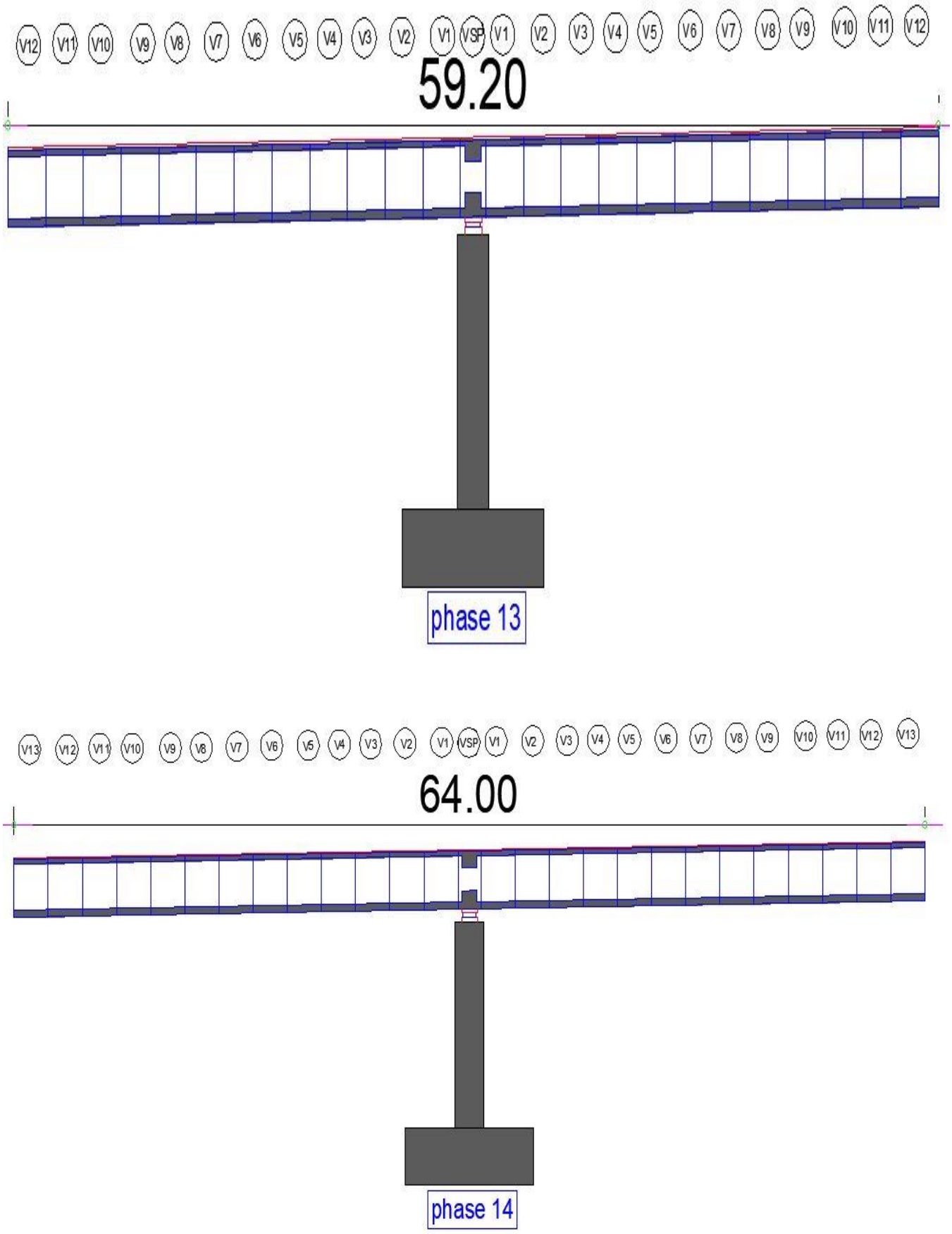


Figure V.1 : Les phases de réalisation d'un fléau.

V.2.2. Charges à prendre en compte (Selon guide SETRA)

V.2.2.1. Poids propre du fléau

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

Gmax = G × 1.02

Gmin = G × 0.98.

V.2.2.2. 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 200 N/m^2 sur un demi- fléau : Qpra1 = 2.3 kN/ml.
- Une charge concentrée de (50 + 5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir : Qpra2 = 107.5kN.

V.2.2.3. Effet vertical du vent

L'effet complémentaire du vent Q est alors équivalent à une charge uniforme d'une intensité de 100 à 200 N/m suivant les caractéristiques du site. Cette charge répartie s'applique verticalement de bas en haut sur le maître couple horizontal d'un demi-fléau.

V.2.2.4. 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.

Fa = $G_{voussoir}$ = 475 kN.

V.2.3. Combinaisons d'action

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

Combinaison A1 : 1.1 (Gmax + Gmin) + 1.25 (Qpra1 + Qpra2 + Q_W)

Combinaison A2 : 0.9 (Gmax + Gmin) + 1.25 (Qpra1 + Qpra2 + Q_W)

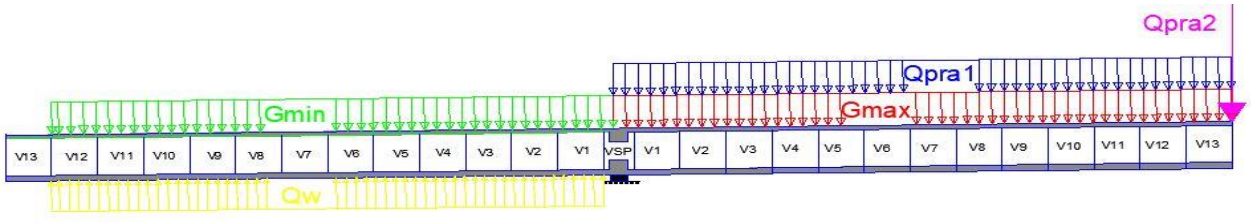


Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

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

Combinaison Bl : 1.1 (Gmax + Gmin) + Fa + (Qpral + Qpra2)

Combinaison B2 : 0.9 (Gmax + Gmin) + Fa + (Qpral + Qpra2)

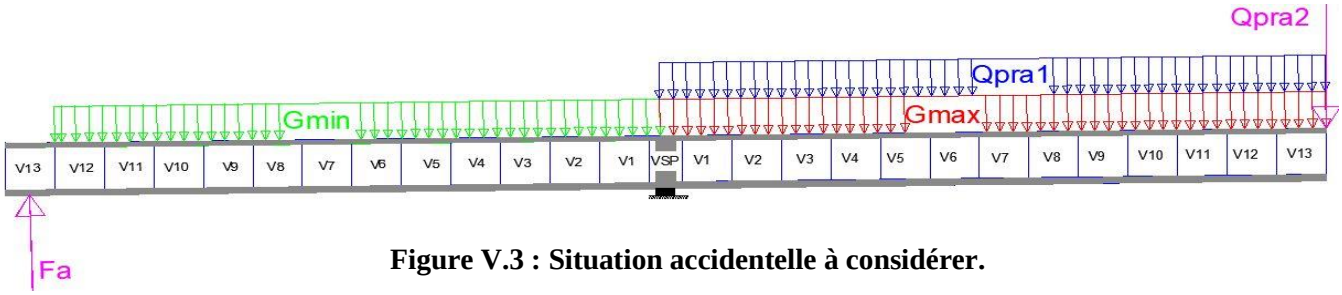


Figure V.3 : Situation accidentelle à considérer.

V.2.4. Evaluation des efforts

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Evaluation des efforts

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)
Axe VSP	115,09	7,06	95,22	5,82	113,97	7,02	94,09	5,77
Fin VSP	109,52	6,89	90,62	5,67	108,42	6,84	89,52	5,63
Fin V01	93,61	6,37	77,51	5,25	92,62	6,32	76,52	5,21
Fin V02	78,96	5,85	65,43	4,82	78,07	5,81	64,53	4,78
Fin V03	65,55	5,33	54,37	4,40	64,75	5,29	53,57	4,36
Fin V04	53,38	4,81	44,33	3,97	52,68	4,77	43,62	3,93
Fin V05	42,47	4,29	35,31	3,54	41,85	4,25	34,70	3,51
Fin V06	32,79	3,77	27,32	3,12	32,27	3,73	26,79	3,08
Fin V07	24,37	3,25	20,35	2,69	23,93	3,22	19,90	2,66
Fin V08	17,19	2,73	14,40	2,27	16,83	2,70	14,04	2,23
Fin V09	11,26	2,21	9,47	1,84	10,98	2,18	9,19	1,81
Fin V10	6,58	1,69	5,57	1,41	6,37	1,66	5,36	1,38
Fin V11	3,14	1,17	2,69	0,99	3,00	1,14	2,56	0,96
Fin V12	0,95	0,65	0,83	0,56	0,88	0,63	0,77	0,53
Fin V13	0,00	0,13	0,00	0,13		0,11	0,00	0,11

V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Parmi les méthodes qui sont utilisées pour la stabilité du fléau c'est la stabilité par les câbles de clouage.

V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles

Pour calculer le nombre de câbles en situation de construction, on utilise les sollicitations M et N résultantes des combinaisons du type A et B. On note e la distance entre axes des deux files de cales d'appuis provisoires Figure V

Nous calculons tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/N.

- Dans le cas où M/N < e/2, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, au minimum de deux paires de câbles.
- Dans le cas où M/N > e/2, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre de câbles à disposer, nous utilisons la formule suivante :

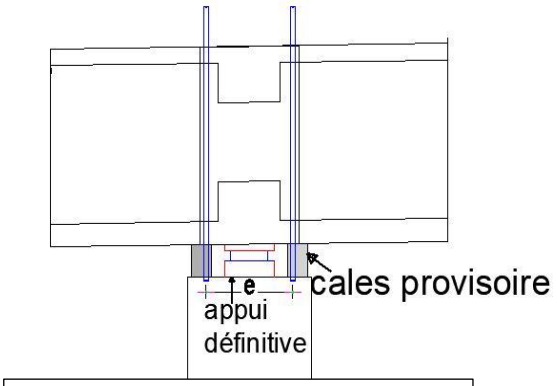


Figure V.4 Stabilité du fléau avec clouage

$$\boldsymbol{n} = (\Delta \mathbf{M} / \mathbf{e} - \Delta \mathbf{N} / \mathbf{2}) / (\mathbf{1} - \rho) \times \mathbf{F_{P0}} \quad \text{..... (V.1)}$$

ρ: représente l'estimation initiale des pertes, environ de 25% ;

F_{P0} : effort de précontrainte d'un câble 12T15S classe 1860, F_{P0} = min (0,8Fprg ; 0,9Fpeg) = 2.68 MN

Tableau V.2 : Calcul de nombre de câbles de clouage

Combinaison	ΔMmax(MN.m)	ΔNmax(MN)	ΔM/ΔN(m)	e/2(m)	N de câbles
A1	10,06	0,49	20,35	0,70	3,45
A2	9,28	0,45	20,82	0,70	3,19
B1	22,38	0,91	24,70	0,70	7,73
B2	22,20	0,86	25,89	0,70	7,68

- Donc nous optons pour 8 câbles de 12T15S dans chaque côté.

V.2.5.2. Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale. Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte f_{cf}.

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

$$f_{cf} = f_{cj} \times (1 + 2 \times \rho t \, f_e / f_{cj}) \quad \text{..... (V.2)}$$

ρt : est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté < 4% ; Pour 2% de frettage f_{cf} = 55 MPa.

D'autre part, pour les cales placées sur des bossages d'appuis, la contrainte de compression dans le béton du bossage est limitée pour éviter le fendage de la pile. Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites de calcul pour éviter le fendage de la pile.

Tableau V.3 : Valeurs limites de la contrainte de compression.

Type de combinaison à l'ELU	$f_{c\,lim}$
Combinaison ne comportant pas d'actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaisons fondamentales	0,72 à 0,75 f_{cj}
Combinaisons accidentelles	0,94 à 0,98 f_{cj}

Donc on opte pour : $f_{C\,Lim}$ = 0,96 fc28 ➔ $f_{C\,Lim}$ = 33,6 MPa La contrainte à ne pas dépasser est alors : $f_{C\,max}$ = **min** ($f_{C\,Lim}$; f_{cf}) = 33,6 MPa. En supposant qu'on a deux cales de dimensions a × b par ligne d'appui, d'où :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{c\,max}} \quad ; \qquad \text{avec} \qquad R_b = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i \; ; \text{ et : } Fi = (1 - P) \times n \times F_{P0}$$

ρ =25% n = 8 câbles (un seul côté), e =1.40m

ΔM= 22,20 MN.m ; ΔN=0.86 MN

Application numérique :

$$\begin{cases} Fi = 16.08\ MN \\ R = 32.37\ MN \\ S = 0.96\ m \end{cases}$$ ➔ Donc on prend 4 cales de dimensions (1.5×0.35) m²

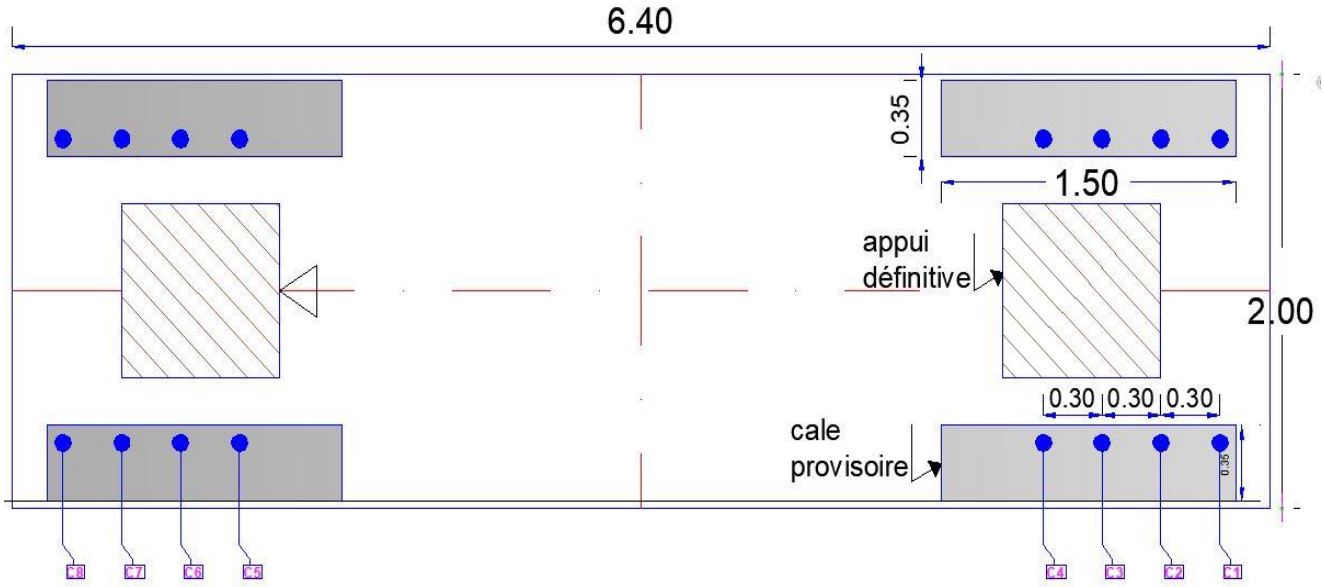


Figure V.5 : Vue en plan de la géométrie du système de clouage.

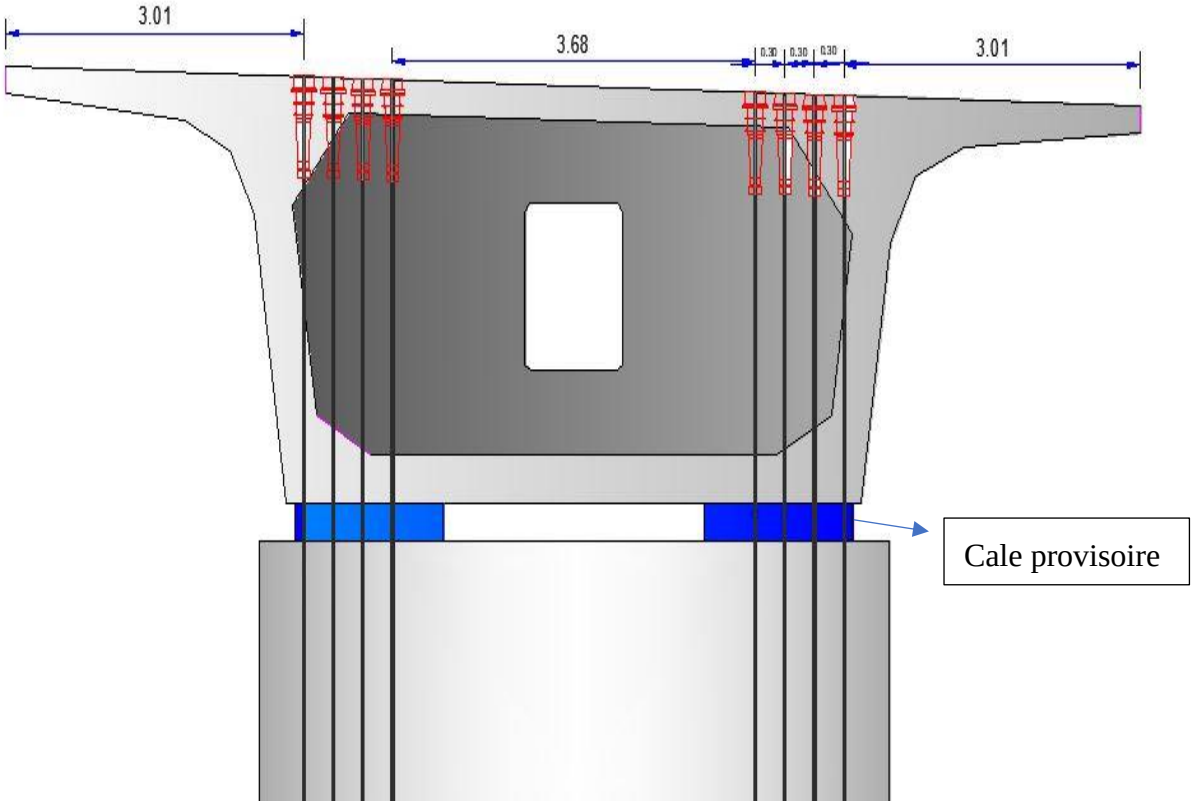
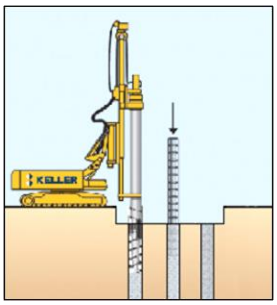


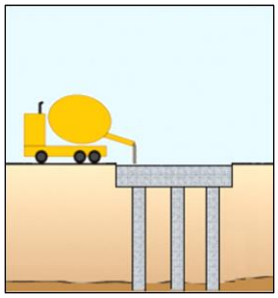
Figure V.6 : Coupe transversale de la géométrie du système de clouage.

V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

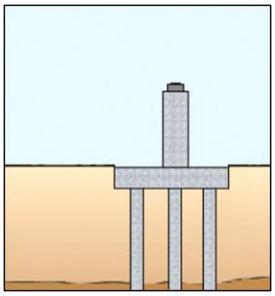
V.3.1. Phases de réalisation du viaduc



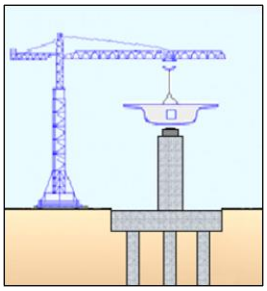
01 Réalisation des pieux.



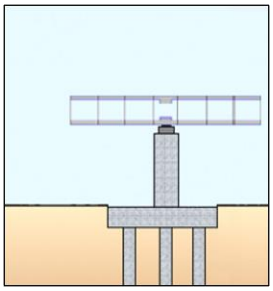
02 Réalisation de la semelle.



03 Réalisation de la pile.



04 Mise en place du 1er voussoir sur pile.



05 Disposition des voussoirs.

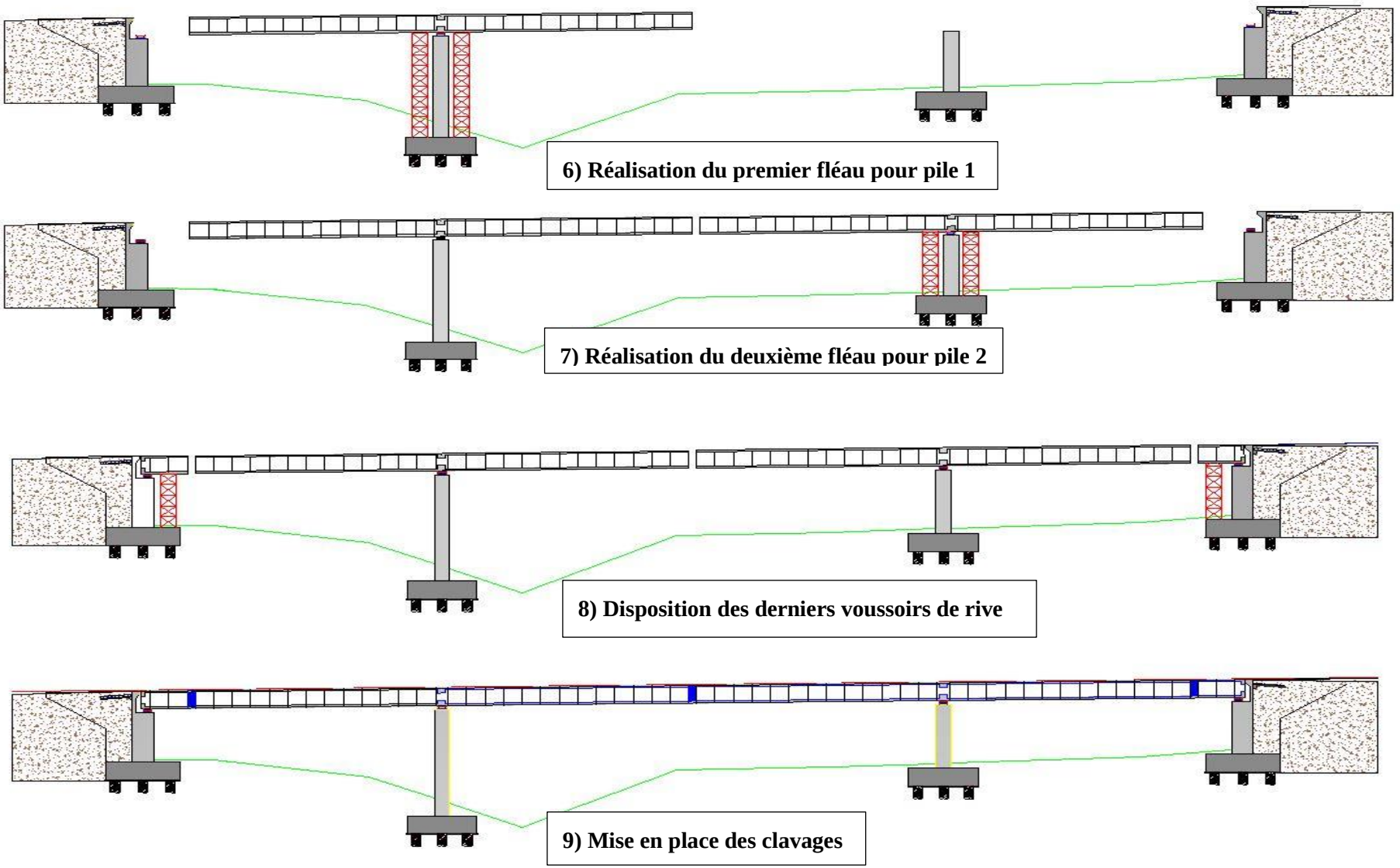


Figure V.7 : Les phases de construction du viaduc.

V.3.2. Modélisation

Pour le cas du viaduc C, la modélisation est effectuée comme suit :

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

V.3.3. Combinaisons d'action

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

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

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	**1.35**	**1.6**	0	0	0	0
	COMB 2	**1.35**	0	**1.6**	0	0	0
	COMB 3	**1.35**	0	0	**1.6**	0	0
	COMB 4	**1.35**	0	0	0	**1.35**	0
	COMB 5	**1.35**	0	0	0	0	**1.35**
ELS	COMB 1	**1**	**1.2**	0	0	0	0
	COMB 2	**1**	0	**1.2**	0	0	0
	COMB 3	**1**	0	0	**1.2**	0	0
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**

V.3.4. 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.

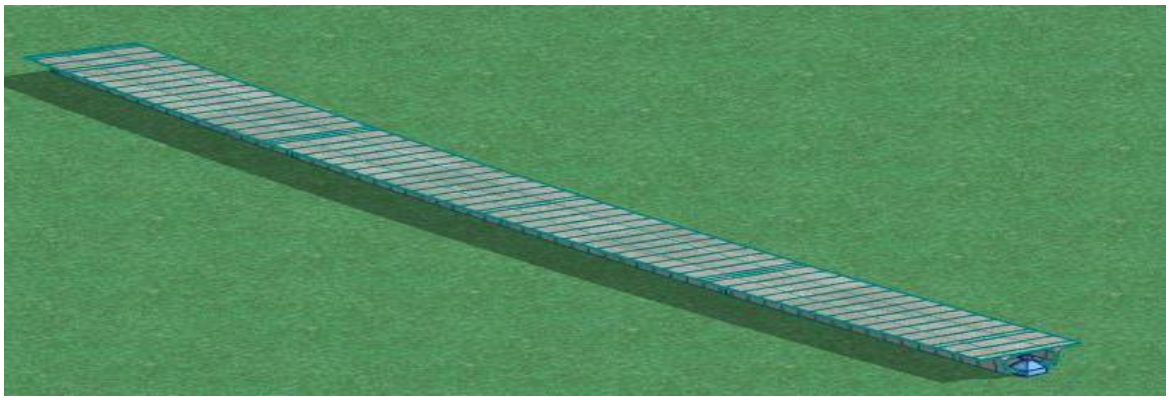


Figure V.8 : Model de calcul

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

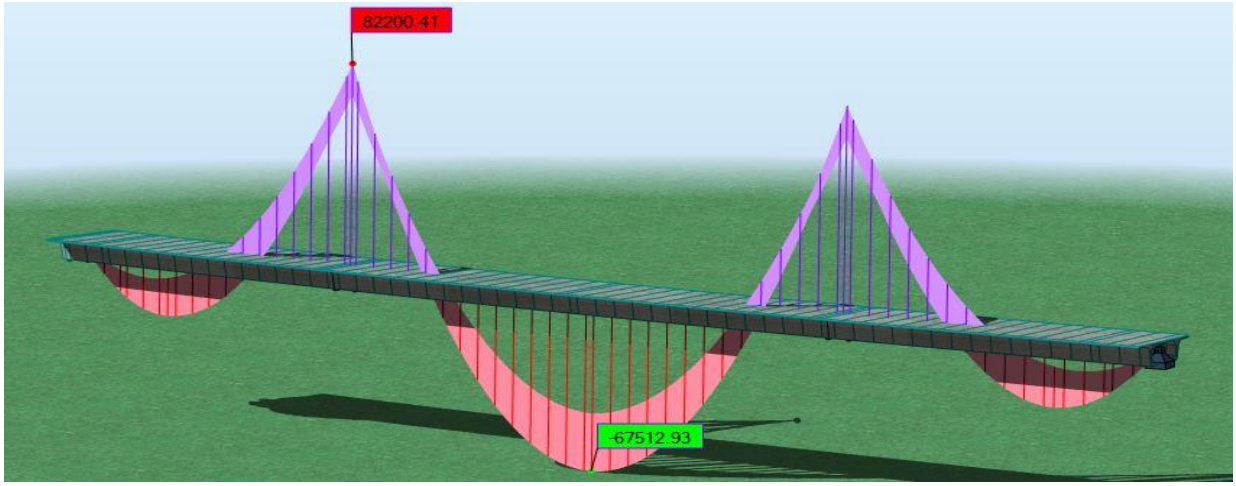


Figure V.9 : M_{Max} à l'ELS (enveloppe des combinaisons).

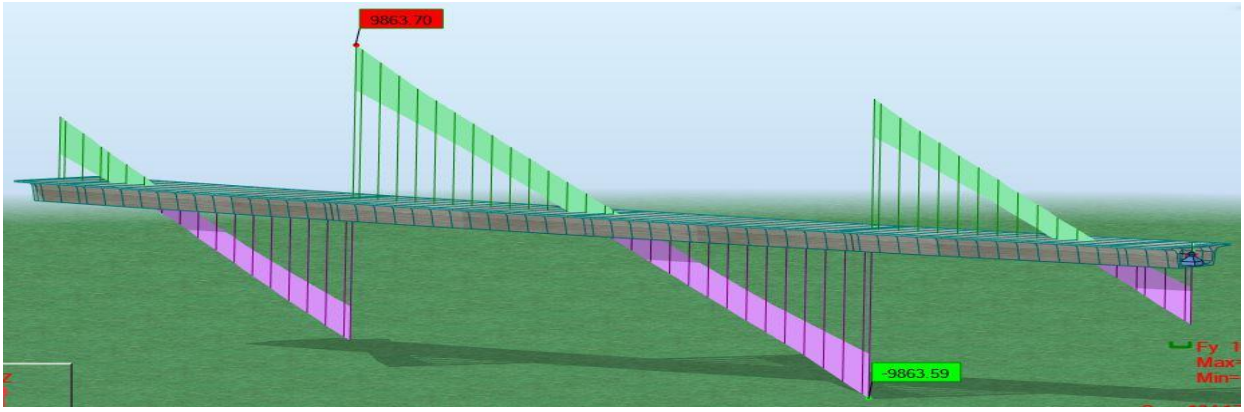


Figure V.10 : T_{Max} à l'ELS (enveloppe des combinaisons).

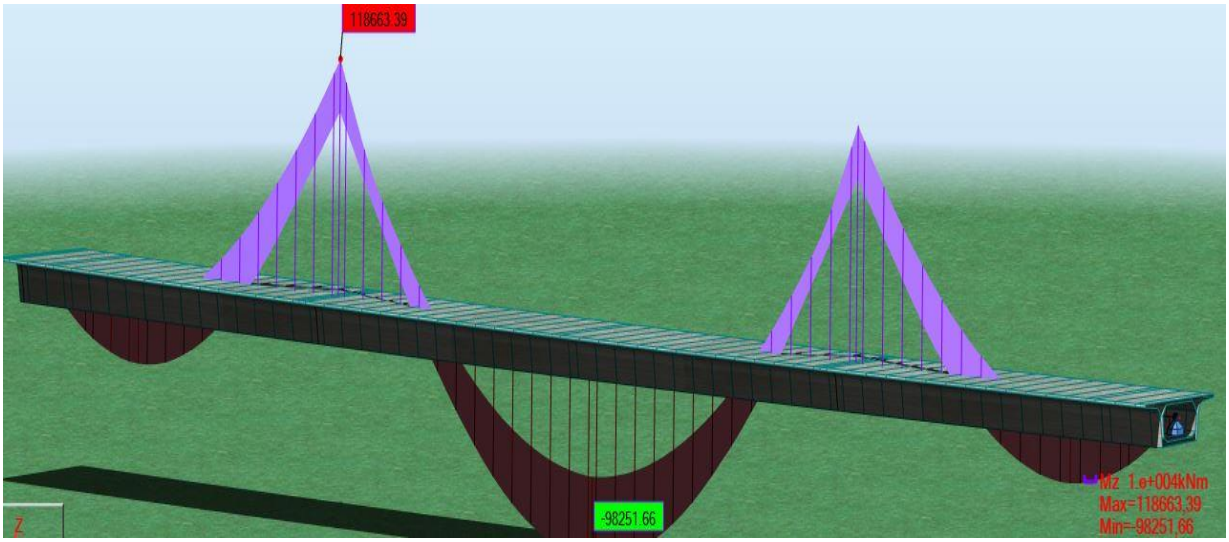


Figure V.11 : M_{Max} à l'ELU (enveloppe des combinaisons).

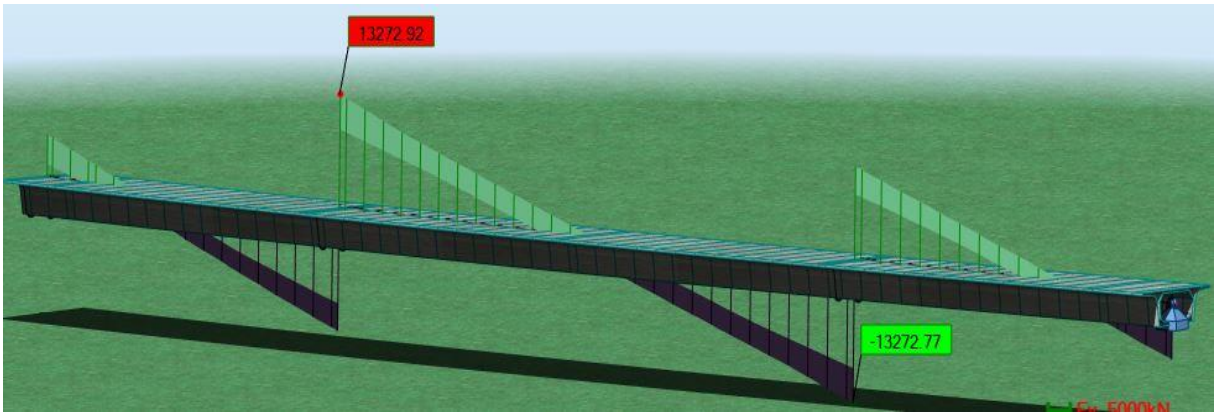


Figure V.12 : T_{Max} à l'ELU (enveloppe des combinaisons).

V.4. CONCLUSION

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

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 ».

VI.1.1. Les câbles de fléau

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

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier.
- Assurer la stabilité des fléaux.

La première condition fixe la force de la précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

VI.1.2. Les câbles de continuités

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

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

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

$$\mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{0.75 \times P_0}}$$

Avec :

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15S peut créer, il est estimé à 25 % de perte.

La tension d'origine : $\boldsymbol{\sigma_{p0} = \min (0.8\, f_{prg} ; 0.9\, f_{peg})}$; σ_{p0} = 1 488 MPa.

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

  $\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15S}}$; s = 1800 mm^2 ; P_0 = 2678.40 kN.

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

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

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

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 = 109516.33 kN.m (Combinaison de charge A1- FIN VSP ; Voir chapitre V)
d = 0.15 m
$I = 10.64\ m^4$
S = 7.93 m
v= 1.23 m

P = 50448.69 kN
D'où : n ≥ 25.11
On prend : **n = 26 câbles de 12T15S**

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)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Axe VSP	0	115094,32	19.31	16.37	1.38	1.23	62.41	26,39	26
Fin VSP	0,8	109516,33	7,93	10,64	1,23	1,08	50,45	25,11	26
Fin V01	3,2	93613,31	7,93	10,64	1,23	1,08	43,12	21,47	26
Fin V02	5,6	78956,94	7,93	10,64	1,23	1,08	36,37	18,11	24
Fin V03	8	65546,62	7,93	10,64	1,23	1,08	30,19	15,03	22
Fin V04	10,4	53382,94	7,93	10,64	1,23	1,08	24,59	12,24	20
Fin V05	12,8	42465,71	7,93	10,64	1,23	1,08	19,56	9,74	18
Fin V06	15,2	32794,93	7,93	10,64	1,23	1,08	15,11	7,52	16
Fin V07	17,6	24370,60	7,93	10,64	1,23	1,08	11,23	5,59	14
Fin V08	20	17192,71	7,93	10,64	1,23	1,08	7,92	3,94	12
Fin V09	22,4	11261,27	7,93	10,64	1,23	1,08	5,19	2,58	10
Fin V10	24,8	6576,28	7,93	10,64	1,23	1,08	3,03	1,51	8
Fin V11	27,2	3137,74	7,93	10,64	1,23	1,08	1,45	0,72	6
Fin V12	29,6	945,65	7,93	10,64	1,23	1,08	0,44	0,22	4
Fin V13	32	0,00	7,93	10,64	1,23	1,08	0,00	0,00	2

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ e_h = 20 cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ e_v = 18 cm.
- L'espacement vertical entre l'axe du câble supérieur et l'hourdi. ➔ d = 15 cm.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
Φ : diamètre de la gaine (Φ = 90 mm).

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.

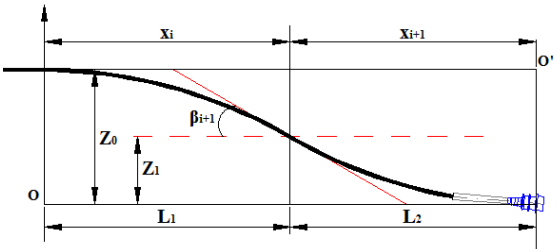


Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles.

L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\ (\frac{x}{l})^2}$

Les rayons de courbure : $\mathbf{R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}}$; $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}}$

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg\frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}}$

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\mathbf{\beta_{i+1}(x) = Arctg\frac{2\times(Z_{i+1})}{x_{i+1}}}$

Dans ce fléau, 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.

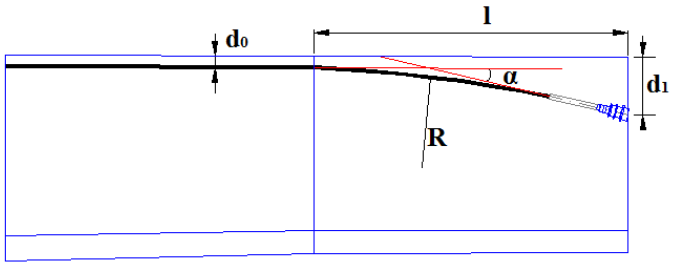


Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles.

L'équation de la parabole : $\mathbf{y = d_0 + (d_1 - d_0)\times(\frac{x}{l})^2}$

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

L'angle de déviation : $\mathbf{\alpha_n = artg(2\times(d_1 - d_0))\times\frac{x}{l^2}}$

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 12T15S, 3 m < R_{min}.

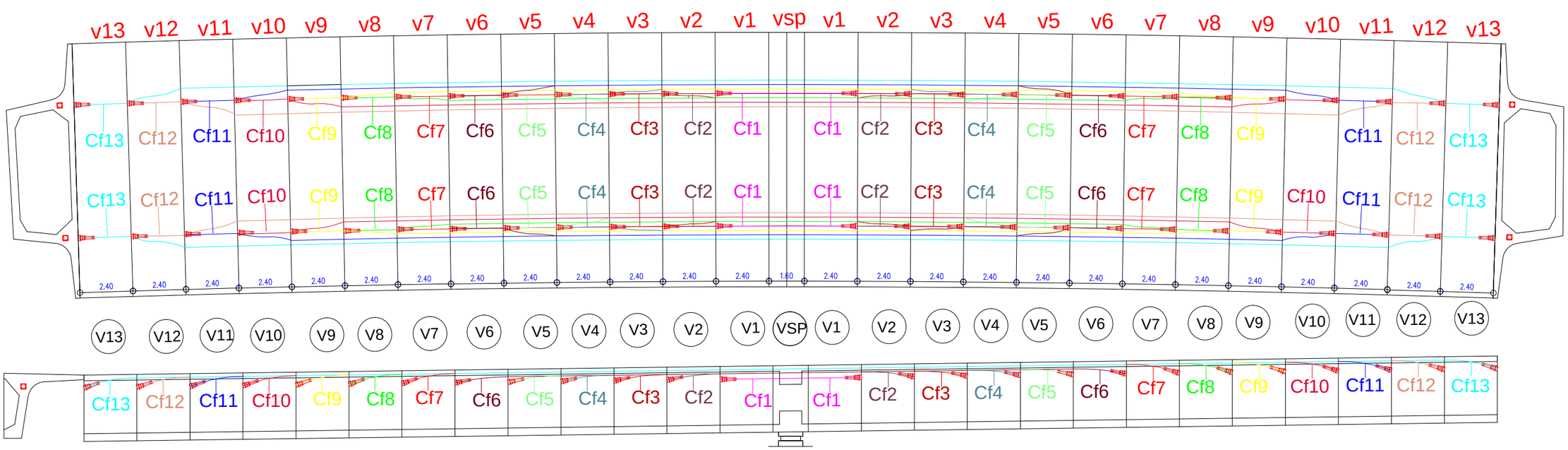
Câbles	$L_{dév}$(m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_F 01	Rectiligne					
C_F 02 - C_F 03 - C_F 04 - C_F 05- C_F 06	2.4	0.35	0.58	12.52	0.180	$0.35 + 0.040\ x^2$
C_F 06 - C_F 07 - C_F 08 - C_F 09 - C_F 10- C_F 11- C_F 12- C_F 13	2.4	0.15	0.58	6.69	0.296	$0.15 + 0.075\ x^2$

Tableau VI.2 : L'allure du tracé en élévation 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_F 01 - C_F 02 - C_F 07	Rectiligne					
C_F 03 - C_F 04 - C_F 08 - C_F 09	0.2	0.1	1.21	7.32	0.163	$0.20 - 0.0683\ x^2$
C_F 05 - C_F 06- C_F 10- C_F 11	0.4	0.2	1.21	3.66	0.319	$0.40 - 0.1366\ x^2$
C_F 12 - C_F 13	0.6	0.3	1.81	5.46	0.320	$0.60 - 0.0916\ x^2$

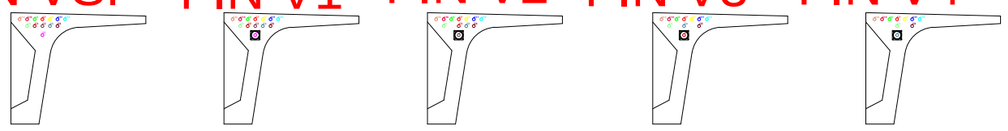
Tableau VI.3 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

tracée de cable de fléau ech 1/8

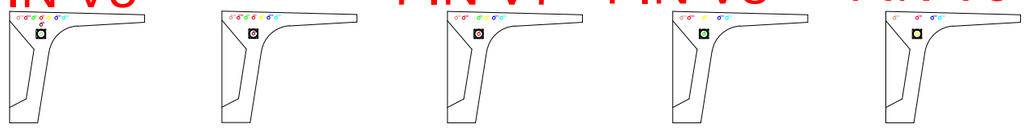


disposition des cables de fléau 1/7

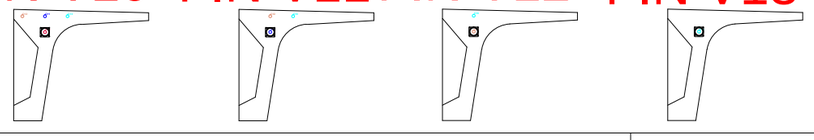
FIN VSP FIN V1 FIN V2 FIN V3 FIN V4

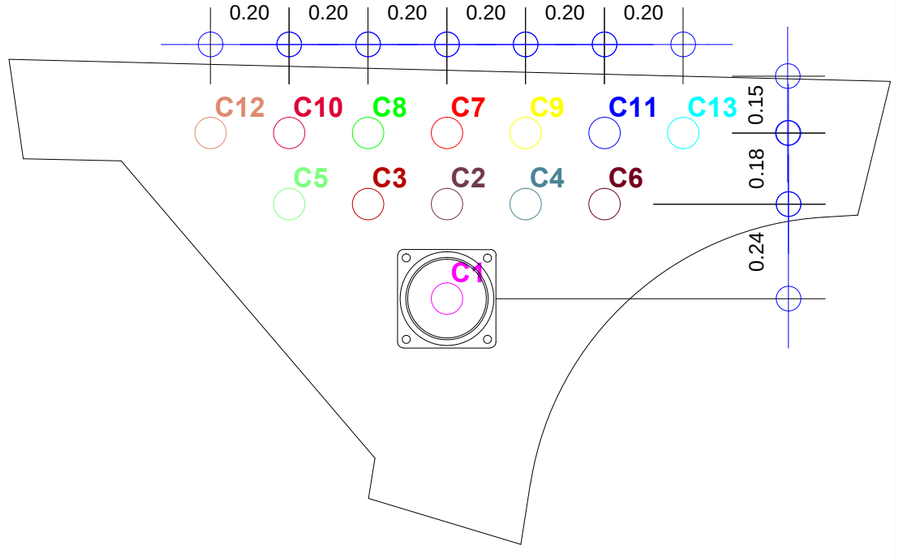


FIN V5 FIN V6 FIN V7 FIN V8 FIN V9



FIN V10 FIN V11 FIN V12 FIN V13





VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

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

Ces câbles vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal à l'ELS, déterminé dans le chapitre V, en appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}} + \frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}, \text{ avec : } \mathbf{e = v' - d ;} \quad \mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{(\mathbf{1} - \Delta\mathbf{P}) \times \mathbf{P_0}}$$

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

Application Numérique :

M = 73044. 14kN.m (M à l'ELS, enveloppe des combinaisons ; Voir chapitre V)
d = 0.15 m
I = 10.64 m^4; S = 7.93 m^2
v' = 1.77 m ; e = 1.62 m
P_0 = 3 125 kN; ΔP = 24.21 %

P = 30716.04 kN
D'où : n ≥ 15.95
On prend : **n = 18 câbles de 12T15S**

NB : *les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir Fin V13 côté pile 3.*

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)	v' (m)	e (m)	I (m^4)	S (m^2)	P (MN)	n	n retenus
FIN V4	10.4	0.00	1.77	1.62	10.64	7.93	0.00	0.00	2
FIN V5	12.8	13856.55	1.77	1.62	10.64	7.93	5.83	3.03	4
FIN V6	15.2	27408.91	1.77	1.62	10.64	7.93	11.53	5.99	6
FIN V7	17.6	39203.42	1.77	1.62	10.64	7.93	16.49	8.56	8
FIN V8	20	49239.13	1.77	1.62	10.64	7.93	20.71	10.75	10
FIN V9	22.4	57516.89	1.77	1.62	10.64	7.93	24.19	12.56	12
FIN V10	24.8	64036.30	1.77	1.62	10.64	7.93	26.93	13.99	14
FIN V11	27.2	68797.23	1.77	1.62	10.64	7.93	28.93	15.03	16
FIN V12	29.6	71800.00	1.77	1.62	10.64	7.93	30.19	15.68	18
FIN V13	32	73042.10	1.77	1.62	10.64	7.93	30.72	15.95	18
FIN V13	32	73044.14	1.77	1.62	10.64	7.93	30.72	15.95	18
FIN V12	29.6	71799.15	1.77	1.62	10.64	7.93	30.19	15.68	18
FIN V11	27.2	68795.66	1.77	1.62	10.64	7.93	28.93	15.02	16
FIN V10	24.8	64033.98	1.77	1.62	10.64	7.93	26.93	13.98	14
FIN V9	22.4	57514.01	1.77	1.62	10.64	7.93	24.19	12.56	12
FINV8	20	49235.77	1.77	1.62	10.64	7.93	20.70	10.75	10
FIN V7	17.6	39199.21	1.77	1.62	10.64	7.93	16.48	8.56	8
FIN V6	15.2	27404.77	1.77	1.62	10.64	7.93	11.52	5.99	6

FIN V5	12.8	13852.01	1.77	1.62	10.64	7.93	5.82	3.03	4
FIN V4	10.4	0.00	1.77	1.62	10.64	7.93	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 = 27808. 70kN.m (M à l'ELS, enveloppe des combinaisons).
d = 0.15 m; e = 1.62 m
I = 10.64 m^4
S = 7.93 m
v' = 1.77 m
P_0 = 3 125 kN
ΔP = 24.21 %

P = 11503.80 kN
D'où : n ≥ 5.95

On prend : **n = 6 câbles de 12T15S**

NB : *les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir Fin V03 à x = 12.05 m.*

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)	v' (m)	e (m)	I (m^4)	S (m^2)	P (MN)	n	n retenus
FIN V4	9.6	0.00	1.77	1.62	10.64	7.93	0.00	0.00	0
FIN V5	12	771.41	1.77	1.62	10.64	7.93	0.32	0.17	0
FIN V6	14.4	9990.81	1.77	1.62	10.64	7.93	4.20	2.18	2
FIN V7	16.8	17294.88	1.77	1.62	10.64	7.93	7.27	3.78	4
FIN V8	19.2	22683.40	1.77	1.62	10.64	7.93	9.54	4.95	6
FIN V9	21.6	26156.60	1.77	1.62	10.64	7.93	11.00	5.71	6
FIN V10	24	27714.35	1.77	1.62	10.64	7.93	11.65	6.05	6
FIN V11	26.4	27808.70	1.77	1.62	10.64	7.93	11.69	6.07	6
FIN V12	28.8	27356.58	1.77	1.62	10.64	7.93	11.50	5.97	6
FIN V13	31.2	25083.31	1.77	1.62	10.64	7.93	10.55	5.48	6
Vsclav	32.2	20894.73	1.77	1.62	10.64	7.93	8.79	4.56	6
FIN V14	34.6	18589.76	1.77	1.62	10.64	7.93	7.82	4.06	4
FIN V15	35.8	11689.35	1.77	1.62	10.64	7.93	4.92	2.55	4
VC1	38.2	2873.61	1.77	1.62	10.64	7.93	1.21	0.63	2

VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

On utilisera les mêmes formules précédentes mentionnées dans les tracés de câbles de fléau.

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

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

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
Cc 01 - Cc 04	Rectiligne					
Cc 02 - Cc 05- Cc 06	0.20	0.10	1.205	7.26	0.164	0.20 - 0.069 x^2
Cc 03 - Cc 07- Cc 08	0.40	0.20	2.41	14.52	0.164	0.20 - 0.034 x^2
Cc 08	0.60	0.30	2.41	9.68	0.244	0.60 - 0.052 x^2

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Cc 01 - Cc 02- Cc 03	2.41	0.33	0.70	7.84	0.260	0.33+ 0.37 x^2
Cc 04 - Cc 05 - Cc 06- Cc 07 - Cc 08 - Cc 09	2.41	0.15	0.70	5.28	0.350	0.15 + 0.55 x^2

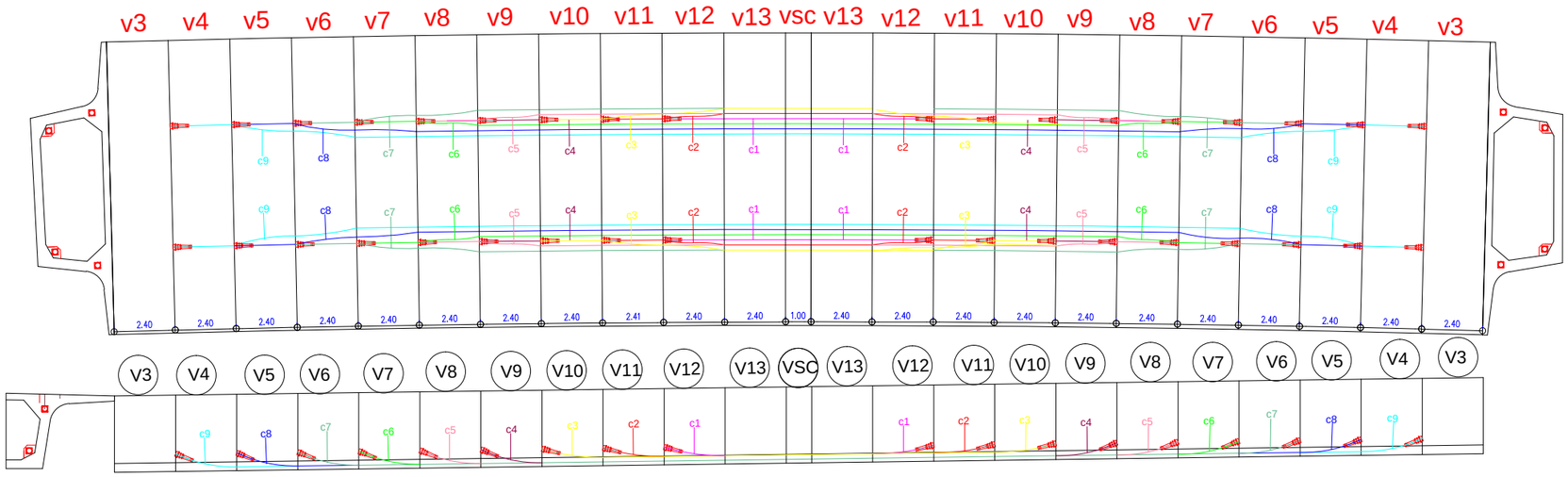
Tableau VI.8 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives.

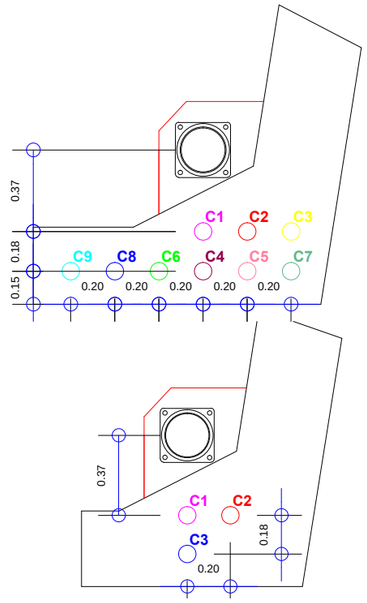
Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
Cc 01 - Cc 03	Rectiligne					
C_c 02	0.20	0.10	1.205	7.26	0.164	0.20 - 0.069 x^2

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

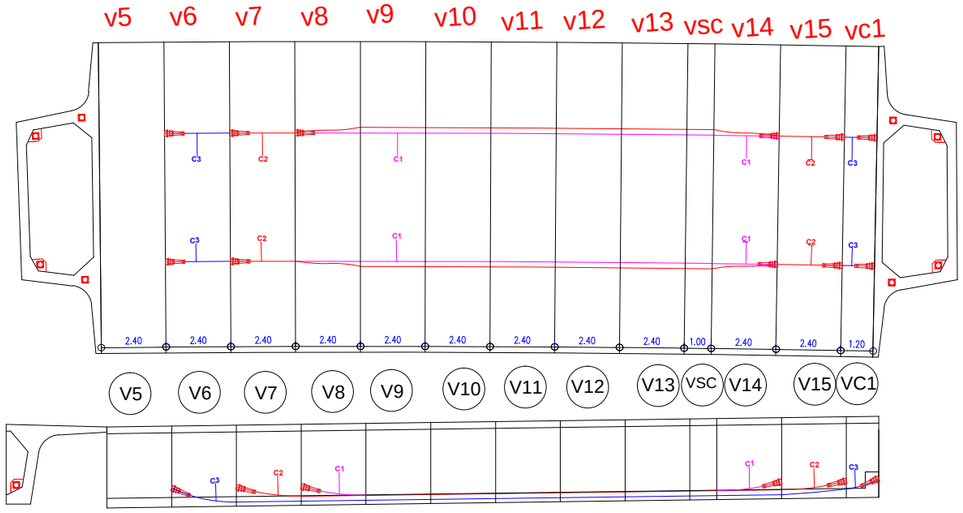
Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Cc 01 - Cc 02	2.41	0.33	0.70	7.84	0.260	0.33+ 0.37 x^2
Cc 03	2.41	0.15	0.70	5.28	0.350	0.15 + 0.55 x^2

tracée de cable de continuité travé principal eh 1/10

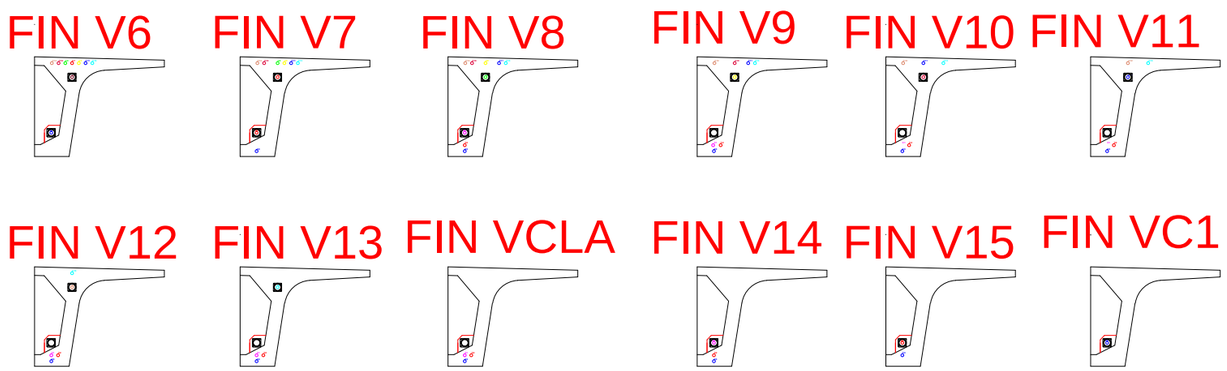




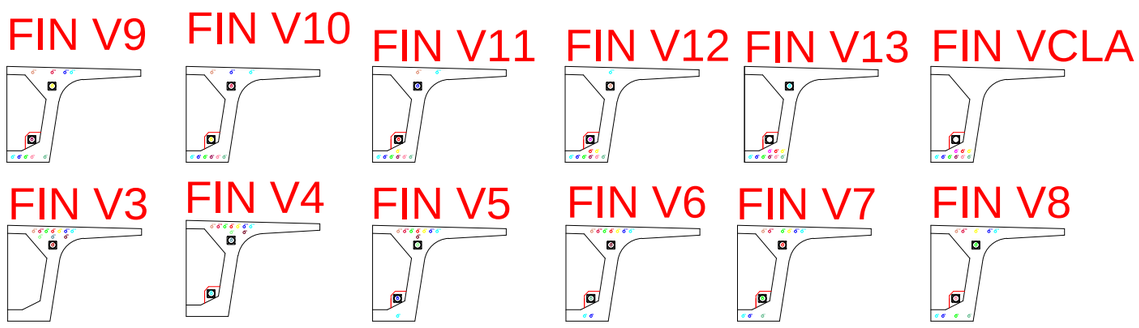
tracée de cable de continuité travé de rive ech 1/8



disposition des cables de continuité travé rive eh 1/5



disposition des cables de continuité travé principal eh 1/5



VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

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

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

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

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

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

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

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

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

Avec :

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

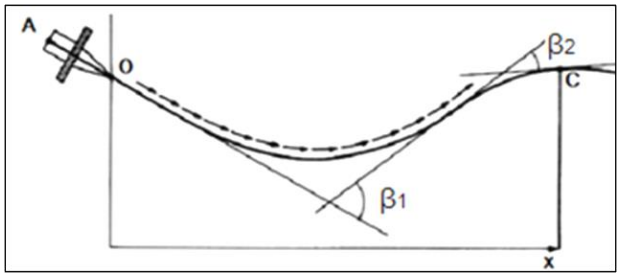


Figure VI.9 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale est : θ = α + β.

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

$$\text{tg}\,\theta = \sqrt{\text{tg}^2\beta + \text{tg}^2\alpha}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.10.

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 définis comme suit :

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

Avec :

k : fonction croissante.
d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
σ_{p0} : contrainte initiale.
g = 2 mm : l'intensité du recul d'ancrage.
E_p **= 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.11.

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

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

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{N} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :

σ_b : contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25 %) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.
P : effort de précontrainte, $P = P_0\,(1 - \Delta P)$.
M_p : moment dû à la combinaison A1.

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.12.

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

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.13.

Tableau VI.10 : Les pertes par frottement (MPa).

X	Câbles	α	Θ_1	Θ_2	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	Fin V12	Fin V13
3.2	C1	0.000	0.000	0.000	14.22	10.68	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.6	C2	0.000	0.180	0.180	76.43	73.04	62.81	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	C3	0.328	0.180	0.368	138.31	135.07	125.29	115.45	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10.4	C4	0.328	0.180	0.368	148.00	144.78	135.07	125.29	115.45	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12.8	C5	0.639	0.180	0.653	231.25	228.23	219.12	209.95	200.72	191.42	0	-	-	-	-	-	-	-	-
15.2	C6	0.328	0.180	0.368	167.15	163.98	154.41	144.78	135.07	125.29	115.45	0	-	-	-	-	-	-	-
17.6	C7	0.000	0.180	0.180	126.34	123.07	113.20	103.27	93.26	83.19	73.04	62.81	0	-	-	-	-	-	-
20	C8	0.328	0.180	0.368	186.04	182.91	173.48	163.98	154.41	144.78	135.07	125.29	115.45	0		-	-	--	-
22.4	C9	0.328	0.296	0.428	210.93	207.86	198.61	189.29	179.91	170.46	160.94	151.35	141.69	131.96	0	-	-	-	-
24.8	C10	0.780	0.296	0.803	311.65	308.82	300.30	291.72	283.07	274.37	265.60	256.76	247.87	238.91	229.88	0	-	-	-
27.2	C11	0.639	0.296	0.676	290.08	287.20	278.53	269.79	260.98	252.12	243.19	234.19	225.13	216.01	206.81	197.56	0	-	-
29.6	C12	0.639	0.296	0.676	298.68	295.82	287.20	278.53	269.79	260.98	252.12	243.19	234.19	225.13	216.01	206.81	197.56	0	-
32	C13	0.780	0.296	0.803	336.78	334.02	325.68	317.28	308.82	300.30	291.72	283.07	274.37	265.60	256.76	247.87	238.91	229.88	-
Moyenne					**195.06**	**191.96**	**182.59**	**184.11**	**181.95**	**180.29**	**170.79**	**169.58**	**176.96**	**179.60**	**181.89**	**163.06**	**145.49**	**114.94**	**0**
En (%)					13.11	12.90	12.27	12.37	12.23	12.12	11.48	11.40	11.89	12.07	12.22	10.96	9.78	7.72	**0**

Tableau VI.11 : 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	Fin V12	Fin V13
3.2	C1	3.20	0.003	9.23	53.80	60.95	82.37												
5.6	C2	5.60	0.009	5.21	-	-	78.68	145.93											
8	C3	8.00	0.012	4.58	-	-	-	78.98	166.08										
10.4	C4	10.40	0.010	5.04	-	-	-	-	78.99	150.94									
12.8	C5	12.80	0.013	4.40	-	-	-	-	-	78.51	172.76								

15.2	C6	15.20	0.008	5.71	-	-	-	-	-	-	77.17	133.16						
17.6	C7	17.60	0.005	7.12	-	-	-	-	-	-	-	70.77	106.78					
20	C8	20.00	0.007	6.18	-	-	-	-	-	-	-	-	75.20	122.90				
22.4	C9	22.40	0.007	6.12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	75.50	124.24			
24.8	C10	24.80	0.009	5.19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	78.72	146.40		
27.2	C11	27.20	0.008	5.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	77.34	134.28	
29.6	C12	29.60	0.008	5.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	76.78	130.84
32	C13	32.00	0.008	5.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	77.40	134.68
Moyenne					**4.14**	**4.69**	**12.39**	**18.74**	**22.28**	**22.95**	**27.77**	**25.49**	**26.00**	**33.07**	**40.59**	**55.94**	**70.35**	**104.12**	**134.68**
En (%)					**0.28**	**0.32**	**0.83**	**1.26**	**1.50**	**1.54**	**1.87**	**1.71**	**1.75**	**2.22**	**2.73**	**3.76**	**4.73**	**7.00**	**9.05**

Tableau VI.12 : Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa).

	N^{bre} câbles	**υ (m)**	**d_{moy} (m)**	**e_{moy} (m)**	**I (m^4)**	**S (m^2)**	**M (MN.m)**	**P (MPa)**	**$\Delta\sigma_e$ (MPa)**	**$\Delta\sigma_e$ (%)**
Axe VSP	26	1.23	0.29	0.71	10.64	7.93	115.09	2.32	6.46	0.43
Fin VSP	26	1.23	0.29	0.94	10.64	7.93	109.52	2.32	7.83	0.53
Fin V1	26	1.23	0.28	0.94	10.64	7.93	93.61	2.33	11.62	0.78
Fin V2	24	1.23	0.28	0.95	10.64	7.93	78.96	2.31	12.33	0.83
Fin V3	22	1.23	0.27	0.95	10.64	7.93	65.55	2.31	12.95	0.87
Fin V4	20	1.23	0.26	0.96	10.64	7.93	53.38	2.31	13.36	0.90

Fin V5	18	1.23	0.25	0.97	10.64	7.93	42.47	2.32	13.56	0.91
Fin V6	16	1.23	0.23	0.98	10.64	7.93	32.79	2.33	13.47	0.91
Fin V7	14	1.23	0.25	1.00	10.64	7.93	24.37	2.31	12.60	0.85
Fin V8	12	1.23	0.27	0.98	10.64	7.93	17.19	2.30	11.41	0.77
Fin V9	10	1.23	0.30	0.96	10.64	7.93	11.26	2.28	9.91	0.67
Fin V10	8	1.23	0.34	0.94	10.64	7.93	6.58	2.28	8.20	0.55
Fin V11	6	1.23	0.44	0.89	10.64	7.93	3.14	2.29	6.09	0.41
Fin V12	4	1.23	0.73	0.79	10.64	7.93	0.95	2.28	3.49	0.23
Fin V13	2	1.23	0.58	0.50	10.64	7.93	0.00	2.44	2.13	0.14

Tableau VI.13 : Les pertes totales instantanées.

	Axe VSP	**Fin VSP**	**Fin V1**	**Fin V2**	**Fin V3**	**Fin V4**	**Fin V5**	**Fin V6**	**Fin V7**	**Fin V8**	**Fin V9**	**Fin V10**	**Fin V11**	**Fin V12**	**Fin V13**
Pertes totales Instantanées (%)	13.82	13.74	13.88	14.46	14.60	14.56	14.26	14.02	14.49	15.06	15.62	15.27	14.91	14.96	9.19

VI.4.2. Pertes de tension différées

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

VI.4.2.1. Pertes par retrait

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

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

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

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r$$

Avec :

ε_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
$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma_r = 38$ MPa ; $\Delta\sigma_r = 2.55$ %

VI.4.2.2. Pertes par fluage

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

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

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

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 :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.14.

VI.4.2.3. Pertes par relaxation

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

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

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

Avec :

$\rho_{1\,000}$: relaxation garantie à 1 000 h, $\rho_{1\,000}$ **(%) = 2.5**
μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.
$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

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

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 :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.16.

D'après les résultats du tableau VI.16, on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à 25 %.

Pour la suite de calculs on prend : $\Delta\sigma$ **= 24.83 %**.

Tableau VI.14 : Pertes dues au fluage.

	N^{bre} câbles	υ (m)	d_{moy} (m)	e (m)	I (m^4)	S (m^2)	M (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (%)
Axe VSP	26	1.38	0.29	0.99	16.37	19.31	115.09	2.31	9.67	0.65
Fin VSP	26	1.23	0.29	0.94	10.64	7.93	109.52	2.31	38.14	2.56
Fin V1	26	1.23	0.28	0.95	10.64	7.93	93.61	2.31	56.60	3.80
Fin V2	24	1.23	0.28	0.95	10.64	7.93	78.96	2.29	60.19	4.04
Fin V3	22	1.23	0.27	0.96	10.64	7.93	65.55	2.29	63.32	4.26
Fin V4	20	1.23	0.26	0.97	10.64	7.93	53.38	2.29	65.43	4.40
Fin V5	18	1.23	0.25	0.98	10.64	7.93	42.47	2.30	66.56	4.47
Fin V6	16	1.23	0.23	1.00	10.64	7.93	32.79	2.30	66.23	4.45
Fin V7	14	1.23	0.25	0.98	10.64	7.93	24.37	2.29	62.12	4.17
Fin V8	12	1.23	0.27	0.96	10.64	7.93	17.19	2.28	56.36	3.79
Fin V9	10	1.23	0.30	0.94	10.64	7.93	11.26	2.26	49.07	3.30
Fin V10	8	1.23	0.34	0.89	10.64	7.93	6.58	2.27	40.70	2.74

Fin V11	6	1.23	0.44	0.79	10.64	7.93	3.14	2.28	30.27	2.03
Fin V12	4	1.23	0.73	0.50	10.64	7.93	0.95	2.28	17.41	1.17
Fin V13	2	1.23	0.58	0.65	10.64	7.93	0.00	2.43	10.65	0.72

Tableau VI.15 : Pertes dues à la relaxation des câbles.

	N^{bre} câbles	σ_{pi} (MPa)	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (%)
Axe VSP	26	1282.34	0.689	0.43	50.54	3.40
Fin VSP	26	1283.52	0.690	0.43	50.07	3.36
Fin V1	26	1281.40	0.689	0.43	49.77	3.34
Fin V2	24	1272.81	0.684	0.43	48.55	3.26
Fin V3	22	1270.81	0.683	0.43	48.27	3.24
Fin V4	20	1271.41	0.684	0.43	48.36	3.25
Fin V5	18	1275.88	0.686	0.43	48.99	3.29
Fin V6	16	1279.46	0.688	0.43	49.49	3.33
Fin V7	14	1272.44	0.684	0.43	48.50	3.26
Fin V8	12	1263.92	0.680	0.43	47.31	3.18
Fin V9	10	1255.60	0.675	0.43	46.15	3.10
Fin V10	8	1260.80	0.678	0.43	46.87	3.15
Fin V11	6	1266.07	0.681	0.43	47.61	3.20
Fin V12	4	1265.45	0.680	0.43	47.52	3.19
Fin V13	2	1351.19	0.726	0.43	60.08	4.04

Tableau VI.16 : Pertes totales.

	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	Fin V12	Fin V13
$\Delta\sigma_d$ (%)	7.46	7.92	9.14	9.32	9.51	9.66	9.77	9.78	9.44	8.99	8.44	7.91	7.25	6.38	6.63
$\Delta\sigma_i$ (%)	13.82	13.74	13.88	14.46	14.60	14.56	14.26	14.02	14.49	15.06	15.62	15.27	14.91	14.96	9.19
$\Delta\sigma$ (%)	19.55	21.66	23.03	23.78	24.11	24.21	24.03	23.79	23.93	24.05	24.05	23.18	22.17	21.34	15.83

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante :

$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$, dans la fibre supérieure.

$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$, dans la fibre inférieure.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

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 moyen.
M : moment extérieur.
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

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

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Position	N^bre Câbles	v (m)	e (m)	I (m⁴)	B (m²)	M (MN.m)	P (MN)	σ_Sup (MPa)	σ_Inf (MPa)	Obs
Axe VSP	26	1.38	1.13	16.37	19.31	115.09	52.78	-1.80	12.50	✓
Fin VSP	26	1.23	0.94	10.64	7.93	109.52	52.78	-0.25	16.59	✓
Fin V01	26	1.23	0.95	10.64	7.93	93.61	52.78	1.62	13.90	✓
Fin V02	24	1.23	0.95	10.64	7.93	78.96	48.72	2.39	11.54	✓
Fin V03	22	1.23	0.96	10.64	7.93	65.55	44.66	3.02	9.39	✓
Fin V04	20	1.23	0.97	10.64	7.93	53.38	40.60	3.51	7.44	✓
Fin V05	18	1.23	0.98	10.64	7.93	42.47	36.54	3.85	5.70	✓
Fin V06	16	1.23	1.00	10.64	7.93	32.79	32.48	4.05	4.16	✓
Fin V07	14	1.23	0.98	10.64	7.93	24.37	28.42	4.00	2.99	✓
Fin V08	12	1.23	0.96	10.64	7.93	17.19	24.36	3.80	2.03	✓
Fin V09	10	1.23	0.94	10.64	7.93	11.26	20.30	3.45	1.28	✓
Fin V10	8	1.23	0.89	10.64	7.93	6.58	16.24	2.95	0.75	✓
Fin V11	6	1.23	0.79	10.64	7.93	3.14	12.18	2.29	0.46	✓
Fin V12	4	1.23	0.50	10.64	7.93	0.95	8.12	1.38	0.51	✓

Fin V13	2	1.23	0.65	10.64	7.93	0.00	2.43	0.82	0.07	✓

VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

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

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

Les résultats sont mentionnés dans l'***Annexe***.

VI.5.3. Armature des zones tendues :

Dans cette partie on va calculer le ferraillage nécessaire des sections tendues.

Selon (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL), la section d'armatures minimale As est :

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{F_{tj}}{\sigma_{bt}}\right)$$

B_t : aire de la section du béton en traction ;

σ_{bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

N_{bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

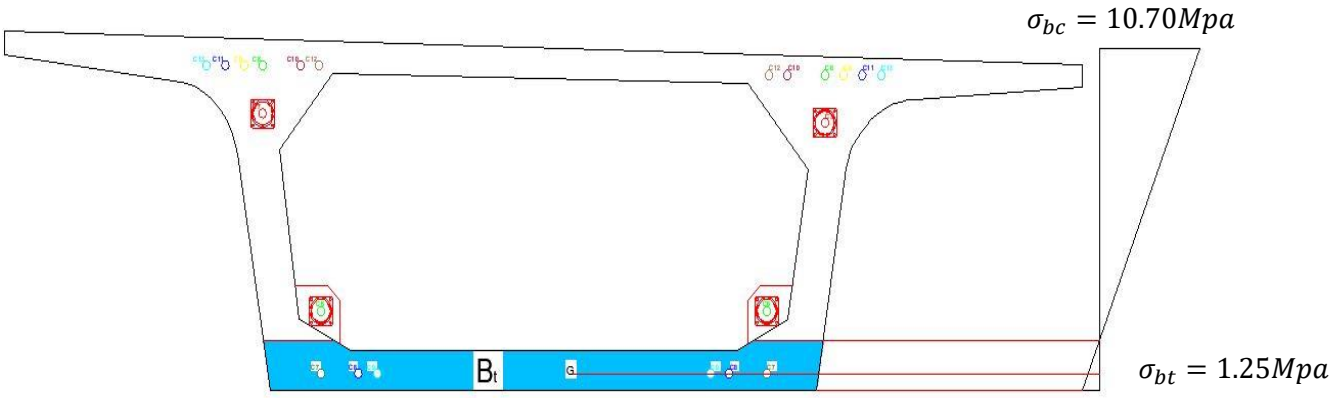


Figure VI. 5 Diagramme des contraintes à x = 56,6

B_t=2.20 m^2 ; $\sigma_{bt} = 1.25\ Mpa$; $N_{bt} = N_{bt} \times B_t$ =2.75 MN

$$A_S = \frac{2.20}{1000} + \left(\frac{2.75}{500} \times \frac{2.7}{1.25}\right) = 118.80 \text{ cm}^2$$

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

L'effort tranchant donné par la relation suivante : $\mathbf{V_{Ser} = V_g + V_q}$

Avec :

$\mathbf{V_g}$: relative aux charges permanentes.
$\mathbf{V_q}$: relative aux charges variables.

- **Effort tranchant dû à la précontrainte :**

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

$$\mathbf{V_P = P \times \sin\alpha}$$

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

$$\mathbf{V_{red} = V_{ser} - V_P}$$

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 : $\tau = \dfrac{V_{red}}{z \cdot b_n}$

$$\overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

$$\overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

Avec :

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

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

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

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme : $b_n = 2(b_0 - n\ k\ \Phi)$.

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} = 9.86 MN ; α_{moye} = 0.251 rad
P = 58.50 MN
V_{red} = 4.66 MN ; ρ = 49 %
f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa
b_n = 0.8 m ; z = 2.23 m

τ_{max} = 2.61 MPa; σ_x = 6.10 MPa
τ_1 = 3.08 MPa
τ_2 = 4.49 MPa
On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau}$ ➔ **Vérifiée.**

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

La section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

$$\frac{\mathbf{A_t \times f_e}}{\mathbf{b_n \times S_t \times \gamma}} \geq \left[\boldsymbol{\tau_u} - \frac{\mathbf{f_{tj}}}{\mathbf{3}} \right] \times \mathbf{tg}\, \boldsymbol{\beta_u}$$

Avec :

$\mathbf{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
$\mathbf{s_t}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
$\boldsymbol{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier.
$\boldsymbol{\gamma_s}$ = 1.15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.
$\boldsymbol{\beta_u}$: l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, β_u = 45° car il y a une reprise de bétonnage.

Application Numérique :

$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 13.27 MN ; τ_u = 0.71 MPa
f_{t28} = 2.7 MPa ; f_e = 500 MPa
γ_s = 1.15 ; b_n = 0.8 m ; β_u = 45°

$\frac{A_t}{S_t} \geq$ 3.49 cm^2 /m (négatif)

- **Le pourcentage minimum a disposé :**

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

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{0.6}\frac{\mathbf{b_n\, \gamma_s}}{\boldsymbol{f_e}} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 11.04\ cm^2/m$$

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

$$\boldsymbol{\tau} \leq \frac{\boldsymbol{f_{c28}}}{\mathbf{6}} = 5.33\ \text{MPa} \rightarrow \textbf{Ce qui est vérifié}.$$

VI.7. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte est une étude indispensable dans les ponts voussoirs construit par encorbellement successifs. Les déférents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments négatifs à partir de l'encastrement permet

de déterminer le nombre de câbles de fléau dans chaque voussoir, et avec le même principe à partir des moments positifs à mi-travée, on peut déterminer le nombre et la disposition des câbles de continuités, pour terminer avec une vérification de contrainte au niveau des joints de chaque voussoir en phase de construction et service.

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures passives dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur, comme ce viaduc est de hauteur constante, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante des voussoirs.

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). Le caisson est modélisé par un portique fermé appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (simples, double) à l'extrémité de chaque âme.

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

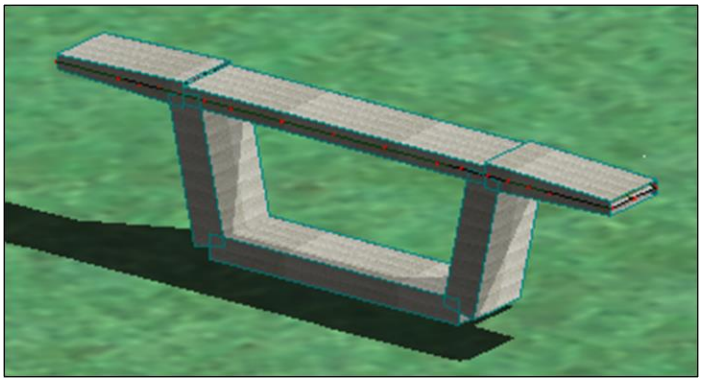


Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir courant.

VII.2.2. Détermination des sollicitations

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

Le voussoir doit être ferraillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le « ***RCPR*** », 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**	0	0	0	0
	COMB 2	**1.35**	0	**1.6**	0	0	0
	COMB 3	**1.35**	0	0	**1.6**	0	0
	COMB 4	**1.35**	0	0	0	**1.35**	0
	COMB 5	**1.35**	0	0	0	0	**1.35**
ELS	COMB 1	**1**	**1.2**	0	0	0	0
	COMB 2	**1**	0	**1.2**	0	0	0
	COMB 3	**1**	0	0	**1.2**	0	0
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

		Hourdis supérieur	Hourdis inférieur	Âme
ELS	M_{max} (kN.m)	-298.32	-102.32	216.02
	M_{min} (kN.m)	171.91	69.20	-90.77
ELU	M_{max} (kN.m)	-398.23	-136.71	287.72
	M_{min} (kN.m)	229.40	91.98	- 121.30

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

VII.3. FERRAILLAGE

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

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

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

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

VII.3.1.1. Ferraillage transversale

- **Nappe inférieure :**

Application Numérique : on calcule le ferraillage par mètre linéaire.

b = 1.00 m; h = 0.25 m; c = 0.05 m; M_{ser} (inf) = 171.91 kN.m.

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 250 MPa; d = 0.9 h = 0.9 × 25 = 22.5 cm

$x = \frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}} \times d = 12.54$ cm ; z = d - x/3 =18.32 cm

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 301$ kN.m

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

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}} = 37.53$ cm² ➔ On propose une nappe de 7HA25.

C.N.F : $A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5.58$ cm² $\leq A_{ser}$ ➔ **Condition vérifiée**.

- **Nappe supérieure :**

Application Numérique :

M_{ser} (sup) = 298.32 kN.m.

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 301$ kN.m

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

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}} = 52.33$cm²;

C.N.F : $A_{min} = 5.58$ cm² $\leq A_{ser}$ ➔ **Condition vérifiée**.

VII.3.1.2. 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.

$$\mathbf{A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}} = \frac{64.18}{3} = 21.39\ cm^2 \rightarrow \text{On propose une nappe de 5HA25.}$$

$$\text{C.N.F : } A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5.58 cm^2 \leq A_{ser} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

VII.3.2. Ferraillage passif des voussoirs

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Ferraillage passif des voussoirs.

Eléments		Transversal	Longitudinal
Hourdis supérieur	Nappe supérieure	8HA32	7HA20
	Nappe inférieure	7HA25	8HA14
Âme	Nappe interne	8HA25	7HA12
	Nappe externe	8HA25	
Hourdis inférieur	Nappe supérieure	8HA14	5HA12
	Nappe inférieure	8HA12	

N.B : *les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans l'Annexe.*

VII.4. EFFET DE TORSION

La torsion est un phénomène courant dans les ponts biais. Cependant, il convient de distinguer cette torsion pour assurer la stabilité du viaduc c chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera rajouté au niveau des âmes ce qui implique l'augmentation de la section d'armatures longitudinales et transversales déjà déterminées. Le moment de torsion max, engendré par l'enveloppe des combinaisons à l'ELS est illustré ci-après.

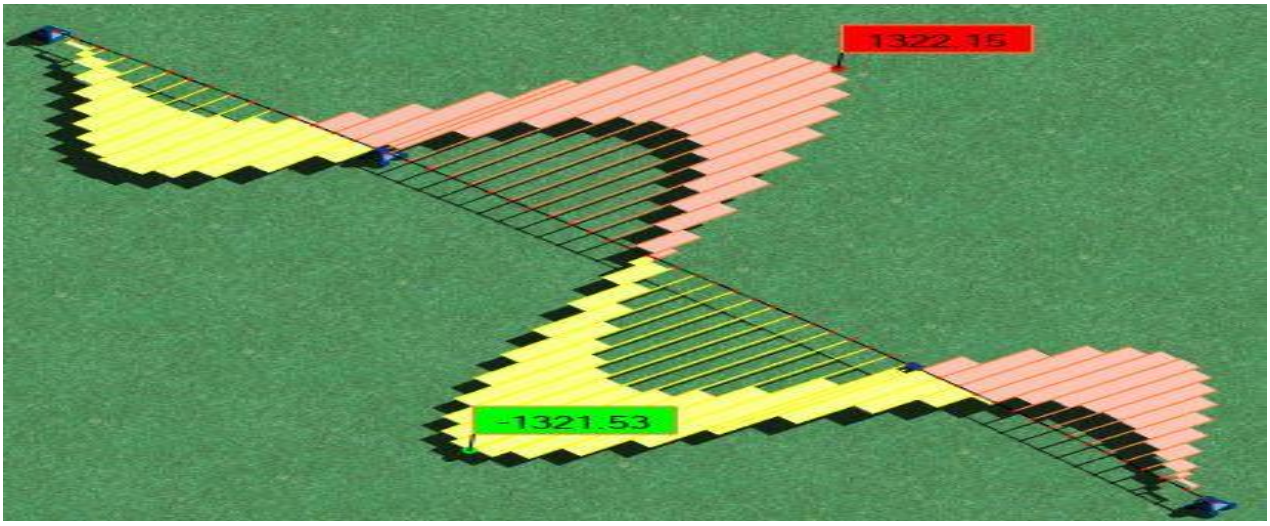


Figure VII.2 : Diagramme du moment de torsion.

La contrainte de cisaillement due à cette torsion est : $\boldsymbol{\tau = Mt / b\Omega}$

Avec :

Mt : moment de torsion maximal, Mt = 1322.15 kN.m.
b : épaisseur de deux âmes, b = 2 × 0.4 = 0.8 m.
Ω : surface de torsion, Ω = 15.89 m^2
U : périmètre du voussoir, U = 17.10 m.
$\bar{\boldsymbol{\tau}}$: la contrainte de cisaillement admissible, $\bar{\tau} = 0.1 \times f_{c28} = 3.5$ MPa.
St : l'espacement des barres, St = 20 cm.
γ_s : coefficient de pondération pris égal à 1.15.

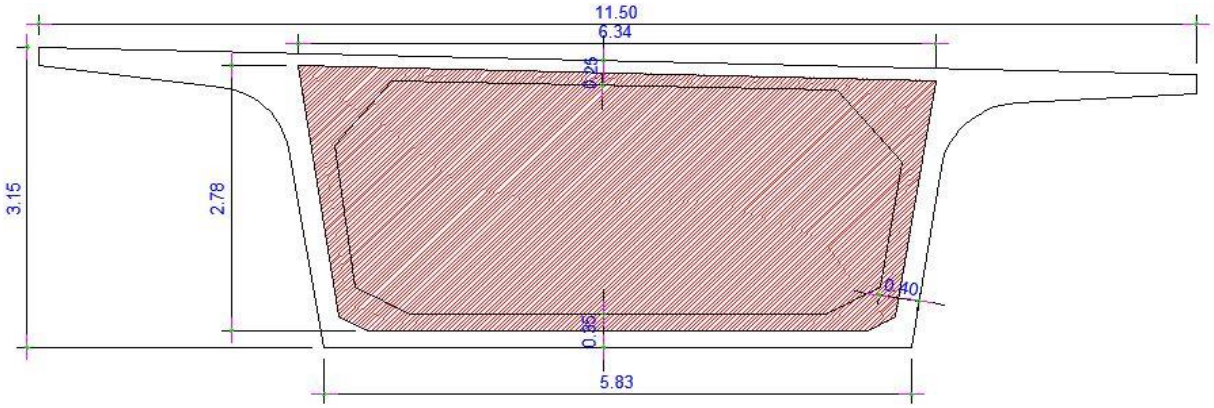


Figure VII.3 : L'aire Ω.

VII.4.1. Calcul de ferraillage

$$\tau = \frac{Mt}{b\Omega} = \frac{1322.15 \times 10^{-3}}{0.8 \times 15.89} = 0.104 \text{ MPa} < 4.5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{max} < \bar{\tau}$$

$$A_l = \frac{Mt}{2.\Omega} \times \frac{U.\gamma_s}{f_e} = \frac{1322.15 \times 10^{-3}}{2 \times 15.89} \times \frac{17.10 \times 1.15}{500} = 16.36 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal

$$\frac{\Sigma A_l}{b_0 \times U} \times f_{ed} \geq 0{,}4 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{Mt}{2.\Omega} \times \frac{St.\gamma_s}{f_e} = \frac{4.4}{2 \times 8.67} \times \frac{0.2 \times 1.15}{500} = 0.19 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{\mathbf{b_0} \times \boldsymbol{S_t}} f_{ed} \geq 0.4\, MPa$$

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

Alors on rajoute : 8.16 cm^2 /âme longitudinalement soit 12HA10 par âme.
0.10 cm^2 /âme transversalement (négligeable).

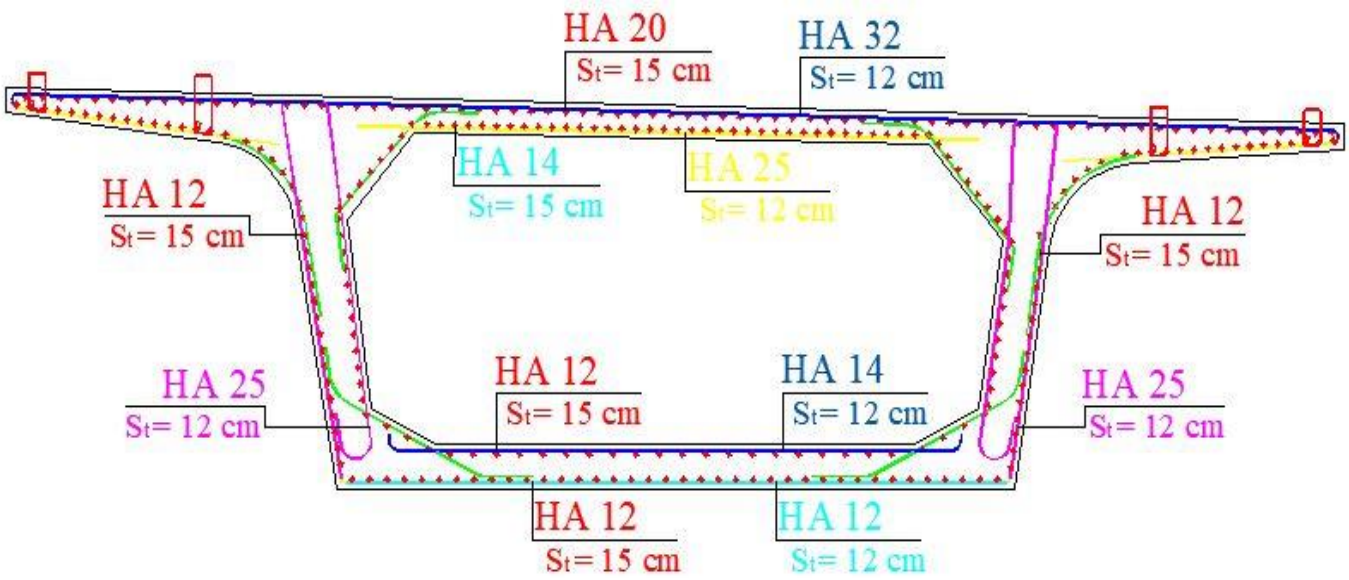


Figure VII.4 : Schéma du ferraillage passif du voussoir courant.

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

L'effort à l'ancrage introduit 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 là où sont ancrés les câbles.
Sr : section de régularisation se trouvant à une distance :
d : hauteur de la section **Sa**.

La mise en tension des câbles se fait après 28 jours de durcissement du béton :

$$f_{cj} = f_{c28} = 35 \text{ MPa}.$$

$f_{tj} = 2.7$ MPa.

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 (**Cf 01**, fin V1) :

$$A_S = 0.04 \times \frac{P_{max}}{\overline{\sigma_S}} \text{ et } \overline{\sigma_S} = \frac{2}{3} f_e$$

Avec :

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, $P_{max} = 2.31$ MN.

Résultat :

$A_S = 2.77\ cm^2$ ➔ Soit 4HA10.

VII.5.1.2. Effet d'éclatement

➢ **Contrainte de traction du béton :**

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

Avec :

d_j= 0.43 m hauteur de prisme symétrique de niveau j
a_j : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j, a_j = 0.24 m.
e = 2 × 0.4 = 0.8 m : largeur de l'âme.

Résultat :

$$\sigma_{tj} = 0.5\left(1 - \frac{0.24}{0.43}\right) \times \frac{2.31}{0.8 \times 0.43} = 1.48 \text{ MPa} \leq 4.05 \text{ MPa}$$ ➔ **Condition vérifiée**.

➢ **Contrainte de compression de béton :**

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{max}}{e \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Résultat :

$$\sigma_{xj} = \frac{2.31}{0.8 \times 0.43} = 6.71 \text{ MPa} \leq 23.33 \text{ MPa}$$

➢ **Frettage d'éclatement :**

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

$$A_{ej} = \frac{0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) P_{max}}{K_j \times \frac{2}{3} f_e} = 5.10 \text{ cm}^2$$

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

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max}\left(A_{ej} ; 0.15 \frac{P_{max}}{\frac{2}{3} f_e}\right) = 10.39 \text{ cm}^2$$

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 des prismes spéciaux dites « bossages ».

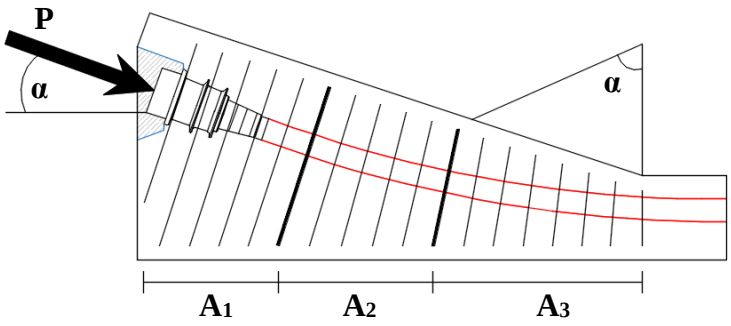


Figure VII.5 : Aciers de bossage.

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

Pour éviter cet effet, on utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives. (Pour le câble **C_C 01)**

- **Aciers d'éclatement A1 :**

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

$$A_1 = \frac{0.15P}{f_{yd}} \; ; \; f_{yd} = \frac{f_e}{1.15}$$

Avec :

P : force précontrainte à l'ancrage.

Résultat :

$$A_1 = \frac{0.15 \times 2.68}{434.78} = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **Aciers intermédiaires de couture :**

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

$$A_2 = \frac{0.4 \times P}{f_{yd}} = 24.65 \text{ cm}^2$$

- **Acier de reprise de la poussée au vide :**

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2}{3}\frac{P}{f_{yd}} \sin\alpha = 14.09 \text{ cm}^2$$

Avec :

α : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis, α = 0.27 rad.

- $A_1 = 9.24$ cm^2, soit 2 doubles cadres de HA14.
- $A_2 = 24.65$ cm^2, soit 4 doubles cadres de HA16.
- $A_3 = 14.09$ cm^2, soit 5 cadres de HA14.

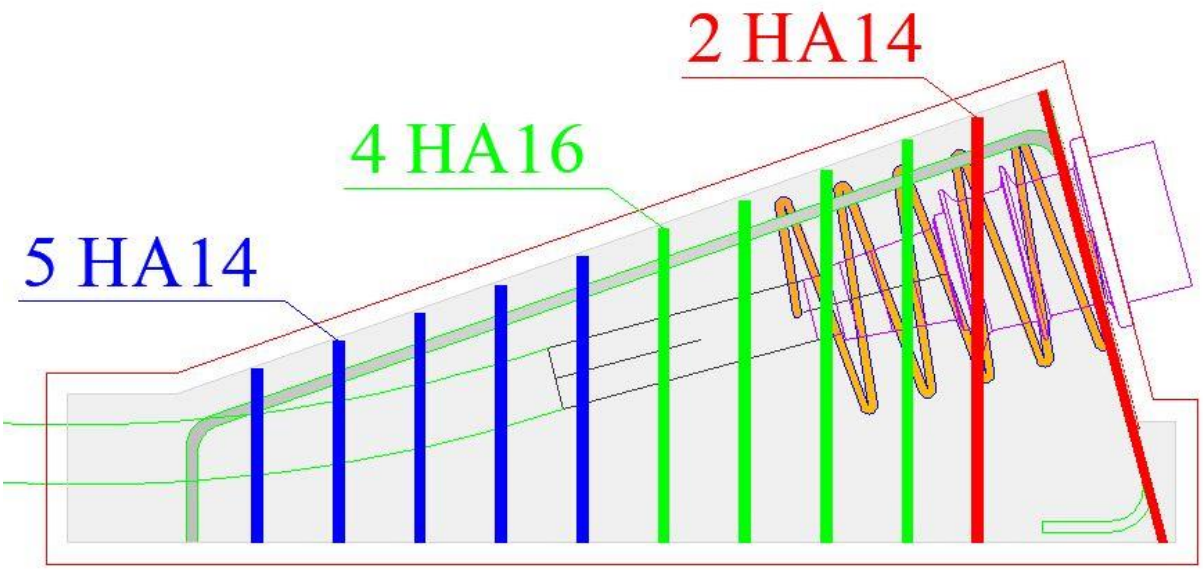


Figure VII.6 : Schéma du ferraillage de bossage.

VII.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer les différents efforts agissants sur la section transversale du tablier. Ce qui a permis, par la suite, de procéder au calcul du ferraillage passif des éléments constructifs du voussoir (hourdis supérieur, inférieur et âme).

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, dé d'appui et joints de chaussée.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est une liaison entre la structure et son support, conçu pour transmettre les efforts essentiellement verticaux, accompagnés d'efforts horizontaux.

Pour notre cas, 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.

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

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

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

Combinaisons	R culées max (MN)	R piles max (MN)
1.35 G + 1.6 A(l)	5.97	**23.16**
1.35 G + 1.6 Bc	5.87	20.96
1.35 G + 1.6 Bt	4.79	19.41
1.35 G + 1.35 Mc120	4.98	20.56
1.35 G + 1.35 D240	**6.07**	21.32

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

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

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

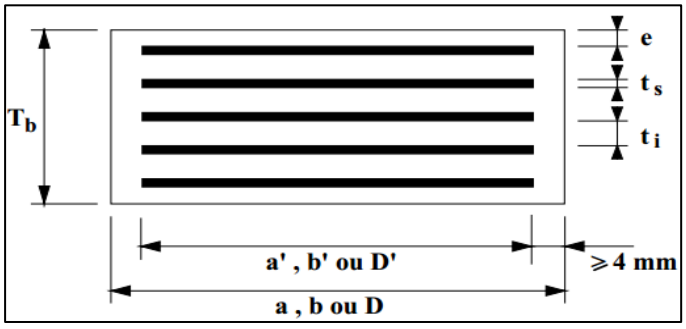


Figure VIII.1 : Géométrie d'un appareil d'appui.

VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa, \text{ avec : } N_{max} = \frac{R_{max}}{2}$$

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

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$$

Avec :

a : est le grand côté de l'élastomère.

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

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

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \ ; \ t_s \geq 2\ mm$$

Tel que :

$$\sigma_e = 235\ kg/mm^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a' \times b'}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

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

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

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
R_{max}	23.16 MN	6.07 MN
N_{max}	11.58 MN	3.03 MN
a × b	a × b ≥ 5 790 cm^2 ➔ (a × b) = (**800 × 800**) mm^2	a × b ≥ 1515 cm^2 ➔ (a×b) = (**350 × 400**) mm^2
T	80 ≤ T ≤ 160 mm	40 ≤ T ≤ 80
T_s	> 2.77 mm	> 2.90 mm
On prendra	• 7 Feuilles d'élastomère : t_i = 12 mm • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = t_i/2 = 6 mm • 8 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm	• 4 Feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = 2.5 mm • 5 Frettes métalliques de : ts = 3 mm
(a × b × t)	(**800 × 800 × 120**) mm^3	(**400 × 400 × 60**) mm^3

VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

VIII.2.3.1. Actions statiques

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$\mathbf{H_s = |X_i| \times K_i \times \mathcal{E}}$$

Avec :

$\mathbf{X_i}$: distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité.

$\mathbf{K_i}$: la rigidité des appuis (***Voir chapitre IX***).

$\mathbf{\mathcal{E}_T}$: coefficient de la température, $\mathbf{\mathcal{E}_T = \lambda \times T}$, avec T = 35 °C et $\lambda = 10^{-5}$.

$\mathbf{\mathcal{E}_f}$: coefficient du fluage, $\mathcal{E}_f = K_{fl} \times 10^{-4}$.

K_{fl} : vaut à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $K_{fl} = 2.5$.

$\mathbf{\mathcal{E}_r}$: coefficient de retrait, $\mathcal{E}_r = 2 \times 10^{-4}$.

VIII.2.3.2. Actions dynamiques

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

VIII.2.3.3. Déplacement horizontal

$$\mathbf{V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}}$$

Avec :

$\mathbf{V_{xT}}$: déplacement dû à la température, donnée par : $\mathbf{V_{xT} = L \times \mathcal{E}_T}$.

$\mathbf{V_{xf}}$: le raccourcissement dû au fluage, donné par : $\mathbf{V_{xf} = L \times \mathcal{E}_f}$.

$\mathbf{V_{xr}}$: c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $\mathbf{V_{xr} = L \times \mathcal{E}_r}$.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussée) qui vaut 143 m.

$\mathbf{V_{xfr}}$: le déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$\mathbf{Vx_{fr} = (F_{fr} \times T_q)/(2 \times G \times a \times b) \leq 1}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa.

$\mathbf{T_q}$: épaisseurs des feuillets d'élastomère.

$\mathbf{X_{CR}}$: centre de rigidité ; $\mathbf{X_{CR}} = \dfrac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} = 72.21$ m par rapport à C1.

Tableau VIII.3 : Efforts et déplacement horizontal du tablier.

	$\lvert X_i \rvert$ (m)	K_i (MN/m)	$K_i/\sum K_i$	H_T (MN)	Hf_{lu} (MN)	H_r (MN)	H_{fr} (MN)	V_{xT} (m)	V_{xfl} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} (m)	V_{Total} (m)
C_1	72.21	8.53	0.186	0.216	0.154	0.123	0.056	0.025	0.018	0.014	0.009	0.066
P_1	34.01	13.51	0.294	0.161	0.115	0.092	0.088	0.012	0.009	0.007	0.010	0.037
P_2	30.99	15.39	0.335	0.167	0.119	0.095	0.100	0.011	0.008	0.006	0.011	0.036
C_2	69.19	8.53	0.186	0.207	0.148	0.118	0.056	0.024	0.017	0.014	0.009	0.064

VIII.2.4. Vérifications des appareils d'appui

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

VIII.2.4.1. Résistance à la compression

- **Cas de la pile :**

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{11.58}{0.80 \times 0.80} = 18.09 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

- **Cas de la culée :**

$$\sigma_{ap} = 18.96 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec :

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

Application Numérique :

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
S = 16.67 ; d = 0.015 m	S = 10 ; d = 0.013 m
h = 0.12 m ; B = 0.64 m^2	h = 0.06 m ; B = 0.16 m^2
Pc = 80 MN ; Pu = 11.58 MN	Pc = 12.48 MN ; Pu = 3.03 MN
$\gamma_s \times Pu = 34.74$ MN $\leq Pc$ ➔ **Condition vérifiée**.	$\gamma_s \times Pu = 9.09$ MN $\leq Pc$ ➔ **Condition vérifiée**.

VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier : $\delta = V_x / T < \delta c$

Pour : $p = Pu/Pc < 0.25$, on trouve : $\delta c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$.

Pour : $p = Pu/Pc \geq 0.25$, on trouve : $\delta c \leq 1.4 (1 - 2p)$.

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 = 800 mm	b = 400 mm
T = 96 mm	T = 45 mm
δ_0 = 8.33 ; p = 0.14	δ_0 = 8.88 ; p = 0.24
On prend : δ_0 = 2	On prend : δ_0 = 2
δ_c = 1.27 ; V_x = 0.037 m	δ_c = 0.75 ; V_x = 0.066 m
δ = 0.38	δ = 1.46
➔ **Condition vérifiée**.	➔ **Condition non vérifiée**.

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

VIII.2.4.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

$$\mathbf{H < f \times N_{max}} \text{ et } \mathbf{f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}}$$

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 = 11.58 MN	N = 3.03 MN
σ_m = 18.09 MPa	σ_m = 18.96 MPa
f = 0.13	f = 0.13
H = (1.66+ 0.210+0.2×0.089) = 0.94 MN	H = (1.00+ 0.266+0.2×0.055) = **0.64 MN**
H < 11.58 × 0.13 = 1.50 MN	H < 3.03 × 0.13 = **0.39 MN**
➔ **Condition vérifiée**.	➔ **Condition non vérifiée**.

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

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 rattraper le dévers du tablier.

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

A = Φ_A + 200 ; A = 800 + 200 ➔ A= 1000 mm.
B = Φ_A + 200 ; B = 800 + 200 ➔ B = 1000 mm.
h ≥ 2 B_0 / P_0 ; h ≥ 0.450 m ; On prend : h = 0.5 m.

Avec :

B_0 = A × B = 1 m^2.
P_0 = 2 (A + B) = 4 m.

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

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

- **Armatures de chainage :**

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

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 11.58}{434.78} = 66.58 \text{ cm}^2 \text{ ; } \textbf{Soit 6HA20 chaque côté.}$$

- **Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 11.58}{434.78} = 33.29 \text{ cm}^2 \text{ ; } \textbf{Soit 5HA16 chaque côté.}$$

- **Frette supérieure :**

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 11.58}{434.78} = 10.65 \text{ cm}^2 \text{ ; } \textbf{Soit 3HA12 chaque côté.}$$

- **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.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 11.58}{434.78} = 26.63 \text{ cm}^2 \text{ ; } \textbf{Soit 4HA16 chaque côté.}$$

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

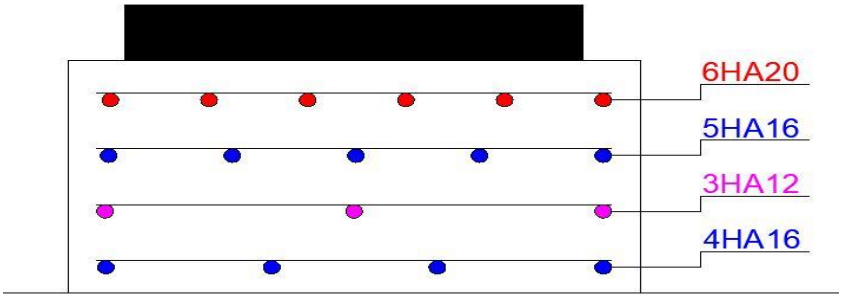


Figure VIII.2 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

VIII.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée

En appliquant la méthode de calcul, On trouve : (A × B × h) = (**600** × **600** × **300**) mm^3.

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

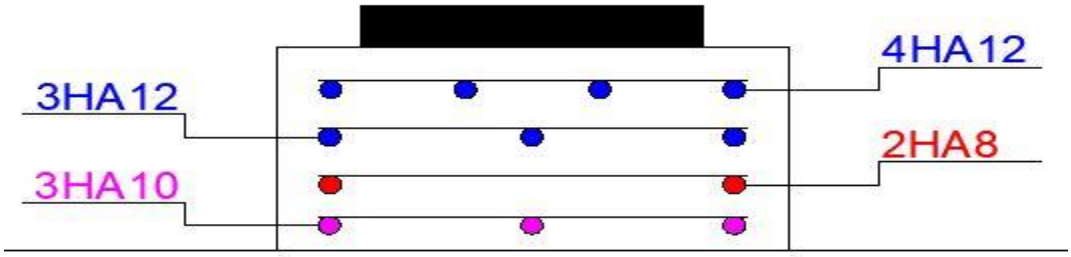


Figure VIII.3 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

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

VIII.4.1. Dimensionnement

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

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

$$\mathbf{W = W_D + 0.3\,W_T + \frac{W_S}{3}}\text{ , Avec :}$$

W : souffle total du joint.
$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage).
$\mathbf{W_T}$: souffle thermique.
$\mathbf{W_S}$: 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 = 9.05 cm).

Donc : W = 7.02 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 7.02 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.

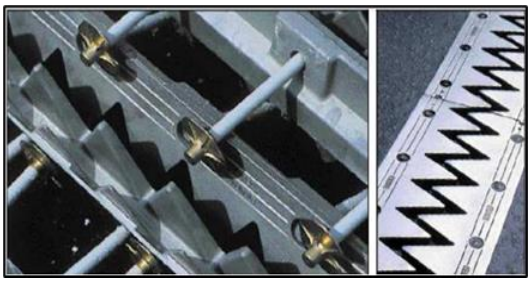


Figure VIII.4 : Joint du type Wd.

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, on a choisi le joint **Wd80**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 80 mm

V.III.5. CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements et l'une des dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passée à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

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

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus aux charges appliquées sur le 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
Hauteur (m)	**16.82**	**10.32**

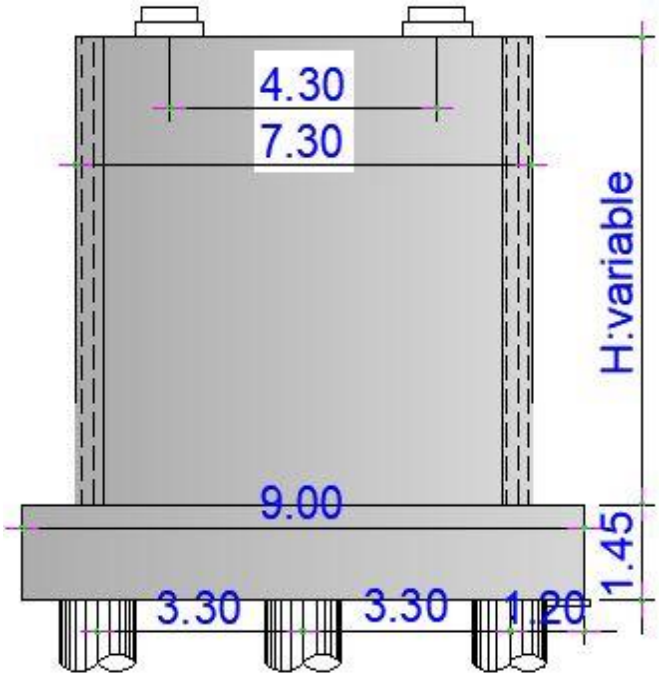


Figure IX.1 : Dimensions de la pile.

IX.2.1. Evaluation de la raideur totale K

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

$$K_{a\text{-}app} = G \times \frac{a \times b}{T} \; ; \; K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} \; ; \; K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{a\text{-}app}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.
a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.
f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} = 30 MPa.
E : module d'élasticité du béton, E = 34 180 MPa.

Tableau IX.2 : Raideurs longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	$K_{Appareils\ d'appuis}$ (MN/m)		K_{pile} (MN/m)	$K_{Appui\ longitudinal}$ (MN/m)	
		K_s	K_d		K_s	K_d
C_1	8.25	3.20	4.27	Infinie	6.40	8.53
P_1	16.82	6.00	8.00	96.40	9.13	10.67
P_2	10.32	6.00	8.00	422.62	9.01	11.67
C2	8.59	3.20	4.27	Infinie	6.40	8.53

Tableau IX.3 : Raideurs transversales des appuis.

Appuis	h (m)	$K_{Appareils\ d'appuis}$ (MN/m)		K_{pile} (MN/m)	$K_{Appui\ transversal}$ (MN/m)	
		Ks	Kd		Ks	Kd
C_1	8.25	3.20	4.27	Infinie	6.40	8.53
P_1	16.82	6.00	8.00	1233.47	11.88	15.80
P_2	10.32	6.00	8.00	5407.26	11.97	15.95
C2	8.59	3.20	4.27	Infinie	6.40	8.53

IX.2.2. Etude sismique

IX.2.2.1. 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 (moyenne sismicité).
- L'accélération de zone A = 0.2.

IX.2.2.2. Méthode de calcul

L'analyse d'un pont peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de l'ouvrage :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamentale).
- La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire à des conditions suivantes :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre). Dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles on doit vérifier que la masse totale des piles Mp doit être inférieur à 43% de la masse du tablier Mt.

Application numérique :

$Mp = \rho \times \sum Si \times Hi$ =25×(8.08× (16.82+10.32))

Mp= 5496.62 KN

Mt= 32089 KN (CHAPITRE IV)

Mp ≤ 0.43 Mt =13798.27KN ➔Condition vérifiée

- **Angle de biais :**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

➔ Condition vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais).

- **Courbure de pont :**

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente a l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculés sans courbure.

Application numérique :

Le rayon du tracé en plan est de R = 1000 m, L = 280 m par conséquence on trouve un angle **:** α = 17.82 grades.

Donc 17.82 grades < 30 grades ➔ **Condition vérifiée.**

- **Symétrie transversale :**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique eo) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal : $\mathbf{e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\%L}$

$$\mathbf{X_M = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i}} \; ; \; \mathbf{X_M = \frac{L}{2}}$$

Application numérique ;

X_M=143/2 =71.5 m

X_R = 71.21 m

|71.5 – 72.21| ≤ 7.15 m

➔ **Condition vérifiée**.

➔ Alors on utilise **« la méthode du spectrale monomodale (mode fondamentale) ».**

IX.2.2.3. Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée des bases pour le calcul sismique

- **Spectre de réponse horizontale :**

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement(ξ) de l'ouvrage par.

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

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

η : facteur de correction de l'amortissement. **η=1**

ξ : taux d'amortissement. **5%**

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site S2(**T1=0.15s, T4=0.4s)**.

S : coefficient du site S2 (S=1.1).

A : Coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique zone IIa et de l'importance du pont (Groupe de pont 02) ➔ A = 0,20.

IX.2.2.4. Evaluation de l'effort sismique longitudinal :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$\mathbf{F_L = M_T \times Sa\ (T)}$$

M_T: est la masse effective totale de la structure ; **M_T = 3208900 Kg**

Sa(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale ; La période fondamentale T a pour expression :

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

Application Numérique :

M_T =98238 36 Kg **; $K_{longitudinale}$=** 46.21MN /m

$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = = \mathbf{2\pi\sqrt{\frac{3208900}{46.21*10\text{^}6}} = 1.66s}$

T1, T2) = *f* (S2) ➔(T1, T2) = (0.15 ; 0.40) et **S = 1.1**

$T_2 < T < 3.00$ s ➔ Sa (T ; ξ) = 2.5 η A g S (T_2/T) ➔**Sa = 1.30m/s²** ;

$F_L = M_T \times$ Sa (T) ➔ F_L = 3 208.90×**1,30➔F_L = 4182.51KN.**

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après

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

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	Fappui (kN)	d tablier (cm)
C1	8.53	46.21	4182.5	772.4	**9.05**
P1	13.72	46.21	4182.5	1242.2	
P2	15.42	46.21	4182.5	1395.5	
C2	8.53	46.21	4182.5	772.4	

IX.2.2.5. Evaluation de l'effort sismique transversal :

C'est la même étude comme dans le sens longitudinal et on trouve :

T= 1.61s➔ $T_2 < T < 3.00$ s**➔**$Sa(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T)$**➔ Sa = 1.34m/s²** ;

$F_T = M_T \times Sa(T)$**➔ F_T = 4298.97KN.**

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

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	Fappui (kN)	d tablier (cm)
C1	8.53	48.81	4299.0	751.5	**8.80**
P1	15.80	48.81	4299.0	1391.0	
P2	15.95	48.81	4299.0	1404.9	
C2	8.53	48.81	4299.0	751.5	

IX.2.2.6. 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.2.2.7. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile (détail de calcul, voir Annexe).

Tableau IX.6 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble (pile).

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort séismique (kN)	Moment séismique (kN.m)
E1 (Longitudinal)	1	0.3	0.3	1 659.5	28741.97
E2 (Transversal)	0.3	1	0.3	1 763.68	30546.96

IX.2.3. Descend des charges

IX.2.3.1. Efforts dus à la pile et au tablier

Les résultats des efforts sont résumés dans le tableau IX.7.

Tableau IX.7 : Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations / Désignations	Vertical (kN)	Horizontal (kN)	Moment (kN.m)
Voile	5932.61	-	-
Dé d'appui	25	-	-
G_{max} Tablier	13412.71	-	-
A(l) 3 Voies	2629.67	-	-
Bc 3 Voies	1784.32	-	-
Bt 2 Voies	815.65	-	-
Mc 120	1817.28	-	-
D240	2386.35	-	-
Freinage A(l) 3 Vs	-	75.84	1313.61
Freinage Bc 3 Vs	-	89.49	1549.98
H_T	-	164.52	2849.47
H_{flv} (Ret + flu)	-	211.52	3663.60
Séisme longitudinal	-	3678.07	40424.39
Séisme transversal	-	2880.53	36360.86

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

- *Bas de la pile.*
- *Centre de la pile.*

NB2 : *les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inférieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égale à :* $H = H_{dé\ d'ap} + H_{pile} = 17.32$ *m.*

IX.2.3.2. Combinaison des efforts

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

Tableau IX.8 : Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	G + 1.2 A(l)3Vs + 0.6H_T + H_{flv}	ELA longitudinal	G + Ex + 0.2A(l)3vs + 0.4 H_T + H_{flv}
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}		G + Ex + 0.2 D240 + 0.4 H_T + H_{flv}
	G + 1.2 Bc 3Vs + 0.6T + H_{flv}		G + Ex + 0.2 Bc 3vs + 0.4 H_T + H_{flv}
	G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}		G + Ex + 0.2 Mc 120 + 0.4 H_T + H_{flv}

ELU	1.35G + 1.6A(l)3Vs + 0.9H_T + H_{flv}	ELA transversal	G + Ey + 0.2A(l)3vs + 0.4 H_T + H_{flv}
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv		G + Ey + 0.2 D240 + 0.4 H_T + H_{flv}
	1.35 G + 1.6 Bc 3Vs + 0.9 H_T + H_{flv}		G + Ey + 0.2 Bc 3vs + 0.4 H_T + H_{flv}
	1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}		G + Ey + 0.2 Mc 120 + 0.4 H_T + H_{flv}

IX.2.4. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicité « Pile 1 » :

$I_x = 4.53 m^4$; $I_y = 57.96 m^4$; $S = 14.05\ m^2$; h= 16.82 m

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

$$\boldsymbol{\lambda = l_f/i \leq 70}, \text{ avec :}$$

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times h = 33.64$ m.
***i* :** rayon de giration.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 2.03 \text{ m} \rightarrow \lambda = 16.57 < 70 \ , \ i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0.56 \text{ m} \rightarrow \lambda = 59.01 < 70.$$

IX.2.5. Ferraillage de la pile

IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le tableau.IX.9 (détail de calcul voir Annexe).

Tableau IX.9 : Sollicitations les plus défavorables pour la pile 1

Etat	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)	N (kN/ml)	H (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELU	30513.79	576.81	9990.35	4179.97	79.02	1368.54
ELS	22478.19	417.62	7233.26	3079.20	57.21	990.86
ELA	20185.42	3973.30	45537.77	2765.13	544.29	6238.05

IX.2.5.2. La section d'acier

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

As = 39.2 cm^2/ml ➔ 6HA32/ml avec St = 20 cm dans les deux sens. Voir figure IX.5.

IX.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = P_{\text{horizontal}}$ (ELU) = 79.02 kN

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{\mathbf{V_u}}{\mathbf{bd}} = \frac{0.079}{1.90} = 0.041 \text{ MPa.}$$

$\boldsymbol{\tau_u' = \inf\{4MPa ; 0.1 f_{c28}\}}$ = 3.5MPa.(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 de tablier et du mur de soutènement.

IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée

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

Mur frontale	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur : 11.50 m Epaisseur : 2.75 m Hauteur : 5.59 m	Longueur : 11.5 m Epaisseur : 0.45 m Hauteur : 3.65 m	Surface : 41 m² Epaisseur : 0.7 m	Longueur : 4.0 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 22.10 m	Longueur : 23.20 m Epaisseur : 3.05 m Largeur : 9.60 m

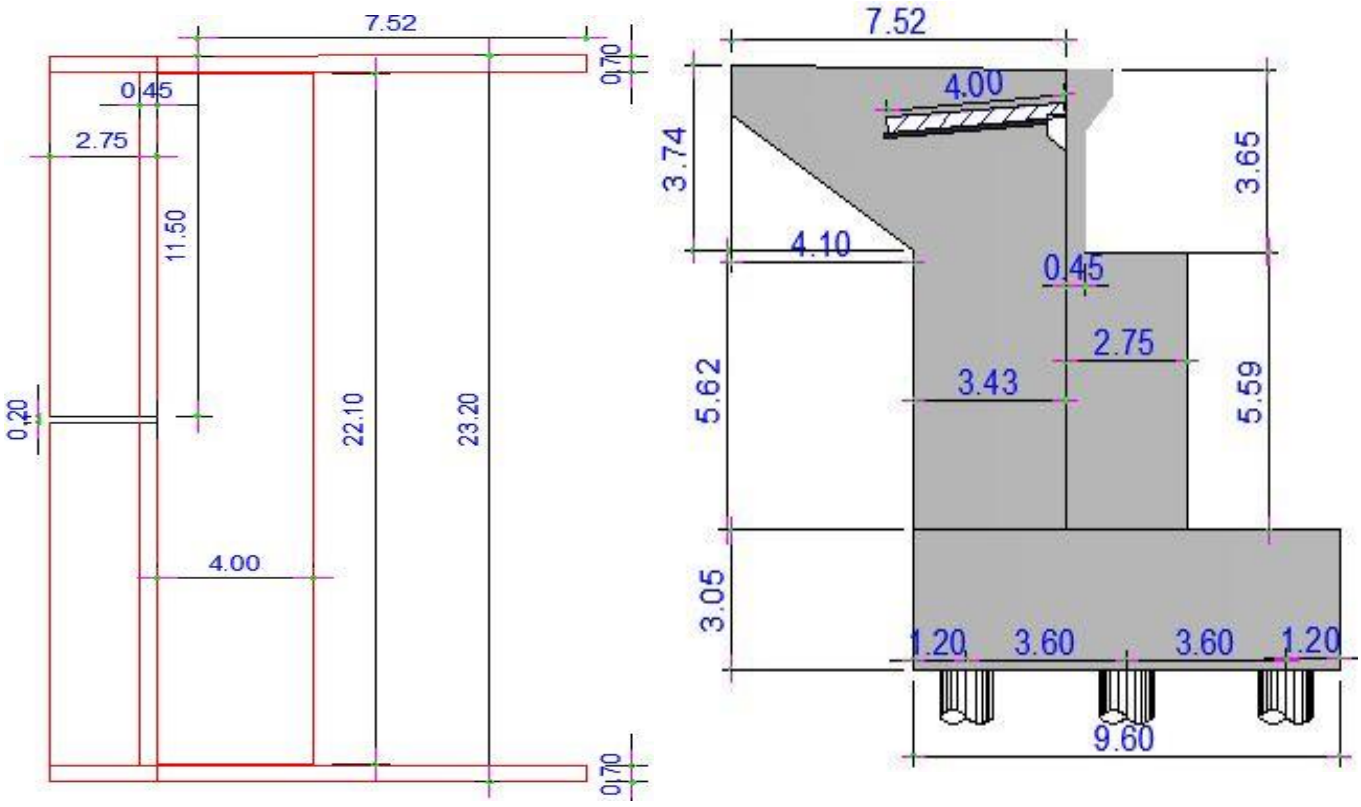


Figure IX.2 : Les dimensions des éléments de la culée.

IX.3.2. Efforts dus à la culée

- **<u>Calcul du coefficient de poussée :</u>**

Les efforts d'inertie du mur où des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques $\mathbf{k_h}$, $\mathbf{k_v}$:

$k_h = 0.2$; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$.

k_h : coefficient sismique horizontal.
k_v : coefficient sismique vertical.

La valeur de la poussée dynamique des terres sur la culée par mètre linéaire est donnée par :

$$F_{ah} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm k_v) \times k_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\sin\varphi.\sin(\varphi - \beta - \theta)\Big/\cos\beta.\cos\theta}\right]}$$

Avec :

H : est la hauteur du mur.
γ : est le poids des terres.
$\varphi = 30°$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right).$$

Les coefficients de la poussée dynamique sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.11 : Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Action du séisme	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0.333
séisme « horizontal ; 1 + k_v »	0.2	0.06	10.68	0.464
séisme « horizontal ; 1 - k_v »	0.2	- 0.06	12.01	0.484

Tableau IX.12 : Evaluations des efforts du mur frontale et tablier.

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux Fv (kN)	Efforts horizontaux FH (kN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	$M_{FV/o}$ (kN.m)	$M_{FH/o}$ (kN.m)
Mur F	4458.03	/	0	2.795	0	/
DDT	165.75	/	3.38	8.33	560.24	/
Mur en R	718.38	/	3.89	5.40	2794.48	/
Corbeau	63.54	/	1.56	8.04	99.12	/
MGG	626.40	/	1.04	7.75	651.46	/
Poids des Terres sur talon	7100.95	/	3.18	4.20	22581.02	/
Poids des T sur DDT	692.84	/	1.56	8.83	2424.92	/
Poussée Mur Frontal	/	6849.25	/	-3.08	0	-21095.68

Poussée Sur 10kN/m²	/	673.87	/	-4.62	0	-3113.29
Poids Sur 10kN/m²	442	/	3.38	/	1493.96	/

Somme	13825.87	7523.12	/	/	30605.19	-24208.98

G max tablier	5209.98	/	-0.58	/	-3021.79	/
A(l) 2V	3069.42	/	-0.58	/	-1780.26	/
BC 2V	2576.46	/	-0.58	/	-1494.35	/
MC 120	2172.82	/	-0.58	/	-1260.24	/
D240	3660.52	/	-0.58	/	-2123.10	/
Fflv (retrait + fluage)	/	531.38	/	-5.59	/	-2970.41
F température	/	413.29	/	-5.59	/	-2310.32
Freinage A(l)	/	93.65	/	-5.59	/	-523.53
Freinage Bc	/	110.51	/	-5.59	/	-617.73

NB : *le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :*

- *Bas du mur frontal.*
- *Centre du mur frontal.*
- M Stabilisant : (+), M Renversant : (-)

Les combinaisons et les sollicitations sont montrées dans l'Annexe.

IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.3.1. Ferraillage du mur garde grève

➢ **Evaluation des efforts :**

- Moment des poussées des terres :

$$\mathbf{M_p = \frac{P \times H}{3}} \text{ et } \mathbf{P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L}$$

Avec :

H : hauteur des remblais, H = 3.65 m.
$\mathbf{K_a}$: coefficient de poussée des terres, K_a = 0.33.
L : longueur des remblais, L = 1 m.

Résultat : $M_{P\text{ - ELS}}$ = 48. 14kN.m/ml et $M_{P\text{ - ELU}}$ = 64. 99kN.m/ml.

- Moment dû à la force de freinage $M_{f\ Bc}$:

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

$$\mathbf{M_f = \frac{2\ \mu \times P \times h}{0.25 \times 2h}}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L. U et μ = 1.2 à l'E.L. S ; P = 60 kN.

Résultat : $M_{f\text{ - ELS}}$ = 69. 62kN.m/ml et $M_{f\text{ - ELU}}$ = 92. 82kN.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 :

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

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.
B_c : coefficient de pondération du système Bc.
δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.
h : hauteur de mur garde grève.

Résultat : M_{P-ELS} =47.44 kN.m/ml et M_{P-ELU} = 63. 26kN.m/ml.

- **Combinaison d'actions sur le MGG :**

Résultat : $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q$ = 165. 20kN.m/ml.
$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q$ = 221. 07kN.m/ml.

- **Ferraillage de mur garde-grève (voir figure IX.6) :**

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

Résultat :

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve As = 18 .4 cm².
On prend: 4HA25/ml; As = 19.63 cm², St = 25 cm.
Armatures horizontales :
Ast = As/4 = 4.9 cm². On pend: 5HA12/ml, St = 20 cm.
Armatures de construction :
A's = As/3 = 6.54 cm². On prend: 5HA12/ml, St = 20 cm.

IX.3.3.2. Dalle de transition

- **Evaluation des efforts :**

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

- Remblais : $G_{remblais} = 18 \times 0.8$ ➔ $G_{remblais}$ = 14.4 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.13 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)
ELU	1.35G + 1.6Q	96.31	96.31
ELS	G + 1.2Q	71.64	71.64

➢ **Ferraillage de la dalle de transition (voir figure IX.6) :**

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

Résultat :

Section d'acier : $A_s = 12.8$ cm².
On prend : 5HA20/ml ; As = 15.71 cm², St = 20 cm.
Armatures horizontales :
Ast = As/4 = 3.92 cm². On prend : 4HA12/ml, St = 25 cm (nappe supérieure et nappe inférieure).
Armatures de construction :
A's = As/3 = 5.23 cm². On prend: 5HA12/ml, St = 20cm.

IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

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

➢ **Evaluation des efforts :**

- Réaction due au poids des remblais :

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

$$\mathbf{R_{Rem}} = \frac{\mathbf{ql}}{\mathbf{2}} \; ; \; R_{Rem} = \frac{23.82 \times 4}{2} = 47.64 \text{ kN/m}$$

Avec :

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

- Réaction des surcharges sur remblais :

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

$$\mathbf{R_{sur\text{-}remblais}} = \frac{\mathbf{ql}}{\mathbf{2}} \; ; \; R_{sur\text{-}remblais} = 20 \text{ kN/ml}$$

Avec :

q : surcharges sur remblais.

- Réaction due au poids du corbeau :

$$\mathbf{R_{Cor}} = \mathbf{V} \times \boldsymbol{\gamma}$$

Avec :

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

$R_{Cor} = 0.23 \times 25 = 5.75$ kN/ml

➢ **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$R_{ELU} = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q = 100.06$kN/ml.

$R_{ELS} = M_{G+} 1.2 \times M_Q = 77.39$ kN/ml.

➢ **Ferraillage du corbeau (voir figure IX.6) :**

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

Résultat :

Section d'acier : $A_s = 11.2$ cm².
On prend : 6HA16/ml, St = 20cm.
Armatures de construction : A's = As/3.
On prend : 4HA12 /ml, St = 25 cm.

IX.3.3.4. Mur en retour

➢ **Evaluation des efforts :**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : $P_{terres} = 0.5 \times (0.333 \times 22 \times 9.23) = 33.50$ kpa
- Poussée des surcharges de remblais : Psr = 3.33 kN/m².
- Poids de CCP : $P_{eq} = 6.5$ kN/ml.
- Poids propre du mur (logiciel).

➢ **Combinaisons des efforts :**

E.L.S : $Mu = (Mt + M_{pp} + M_{CCP}) + 1.2\ (Msr)$.
E.L.U : $Mu = 1.35(M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1.6\ (Msr)$.

➢ **Résultat et ferraillage (voir figure IX.6) :**

Tableau IX.14 : Résultats et ferraillage du mur en retour.

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens vertical	Côté remblais	328	240	7	5HA14
	Côté extérieur	/	/	7.6	5HA12
Sens horizontal	Côté remblais	645,00	442,32	30.2	4HA32
	Côté extérieur	/	/	16	4HA20

IX.3.3.5. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur 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).

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

Cas	N (kN)	T (kN)	M (kN.m)	N (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELS max	22719.16	7740.99	2127.38	979.27	91.70
ELU max	39603.92	14103.19	2805.53	1707.07	120.93
ELA max	34716.21	20526.54	90748.75	1496.39	3911.58

- **Ferraillage mur frontal (voir figure IX.6) :**

Résultat :

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve : As = 27.5 cm².
On prend 6HA25/ml avec St = 20 cm.
Armatures horizontales :
Ast = As/4. On prend : 4HA14/ml avec St = 25 cm.
Armatures de construction :
A's = As/3. On prend : 6HA14/ml avec St = 20 cm.

IX.4. ETUDE DES FONDATION

IX.4.1. Etude de la semelle

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

Tableau IX.16 : Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur (m)	9	Longueur (m)	23.20
Largeur (m)	6	Largeur (m)	9.60
Epaisseur (m)	1.45	Epaisseur (m)	3.05

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

IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir Annexe)

Tableau IX.17 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

	Sous la pile			Sous la culée		
Etat	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
ELU	33170.18	554.97	9612.15	91983.01	24288.60	8063.72
ELS	23595.04	417.62	8809.59	51442.60	13583.75	5131.69
ELA	20338.11	3994.08	45538.77	51242.03	23630.90	94094.89

NB : *pour le cas sismique, les efforts à la base de la semelle sont cumulés quadratiquement.*

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 vertical dû au tablier

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.
Q_p : capacité portante d'un pieu à l'ELS.

Tableau IX.18 : Nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile		Cas de la culée	
N_{max} (kN)	23595.04	N_{max}	51442.60
Q_P (kN)	6238.30	Q_P	6215.30
n_p	3.78	n_p	9.49
On prend	6 pieux de 18 m de profondeur	On prend	12 pieux de 21 m de profondeur

IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.
N : effort normal.
Mx, **My** : moments dans les sens x, y.
X, Y: la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle, X = Y = 3.6 m

Tableau IX.19 : Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

	Cas de la pile		Cas de la culée	
Etat	**N_{max} (kN)**	**N_{min} (kN)**	**N max (kN)**	**N min (kN)**
ELU	6353.17	4112.27	4781.42	3106.87
ELS	4697.21	3063.21	2551.47	2200.21
ELA	7403.75	-682.92	4173.15	-95.45

- **Cas de la pile :**

$N_{max\text{-}els}$ = 4697.21 kN < 6238.30 kN.
$N_{max\text{-}ela}$ = 7403.75 kN < 11905 kN ➔ Pas de risque de poinçonnement.
N_{min} =-682.92< 7618.46 ➔ Pas de risque de soulèvement.

- **Cas de la culée :**

$N_{max\text{-}els}$ = 2551.47 kN < 6215.30 kN.
$N_{max\text{-}elu}$ = 4781.42 kN < 10171kN ➔ Pas de risque de poinçonnement.
N_{min} =95.45<6640 ➔ 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 :

$$\begin{cases} 55° \geq \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

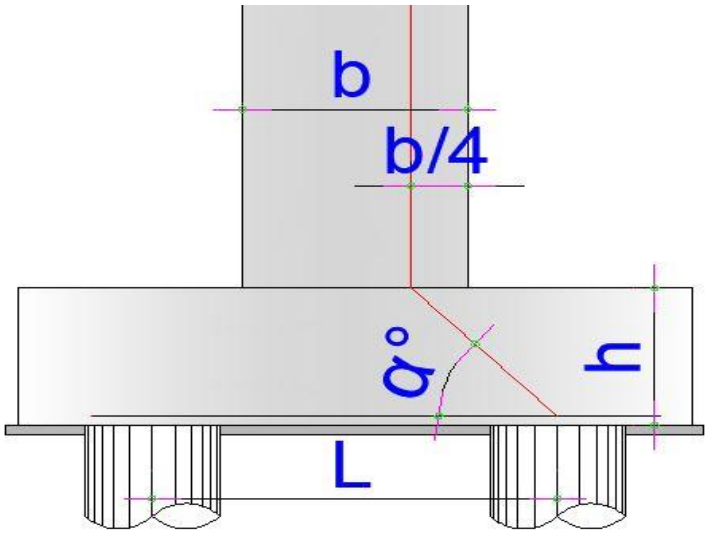


Figure IX.3 : Notations de la méthode des bielles.

Avec :

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

Tableau IX.20 : La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		**Cas de la culée**	
L (m)	3.6	L (m)	7.2
b (m)	2	b (m)	2.75
H (m)	1.45	H (m)	3.05
d' (m)	0.1	d'(m)	0.1
h (m)	1.35	h (m)	2.95
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$(m)	1.3	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$(m)	2.91
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$(°)	46.10	$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$(°)	45.39
Conditions	Vérifiées	Conditions	Vérifiées

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

$$A_S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Application Numérique :

Cas de la pile :	Cas de la culée
$N_{Max\text{-}ELS} = 4.70MN$	$N_{Max\text{-}ELS} = 2.55MN$
$N_{Max\text{-}ELU} = 6.35MN.$	$N_{Max\text{-}ELU}=4.78\ MN$
$N_{Max\text{-}ELA} = 7.40MN$	$N_{Max\text{-}ELA} = 3.17\ MN$
$\overline{\sigma_a(ELS)} = \frac{2}{3} f_e = 333.33\ MPa$	$\overline{\sigma_a(ELS)} = 333.33\ MPa$
$\overline{\sigma_a(ELU)} = \frac{1}{1.15} f_e = 434.78\ MPa$	$\overline{\sigma_a(ELU)} = 434.78\ MPa$
$\overline{\sigma_a(ELA)} = f_e = 500\ MPa$	$\overline{\sigma_a(ela)} = 500\ MPa$
$As\text{-}_{ELS} = 135.70cm^2$	$As\text{-}_{ELS} = 75.57cm^2$
$As\text{-}_{ELU} = 140.71cm^2$	$As\text{-}_{ELU} = 108.57\ cm^2$
$As\text{-}_{ELA} = 142.59cm$	$As\text{-}_{ELA} = 62.69\ cm^2$

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.5) :**

Armatures transversales inférieures :

As = As /2.55 = 55.92cm²/ml ; Soit : 7HA32, avec un espacement de 16.5 cm.

Armatures transversales supérieures :

As_2 = As/3 = 18.64cm²/ml ; Soit : 6HA20, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

As_1 = As/2 = 27.96cm²/ml ; Soit : 6HA25, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

As_3 = As/4 = 13.98cm²/ml ; Soit : 6HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

As_4 = As/10 = 5.59cm²/ml ; Soit : 5HA12, avec un espacement de 25 cm.

- **Pour la semelle sous la culée (voir figure IX.6) :**

Armatures transversales inférieures :

As = As /4.15 = 26.16 cm²/ml ; Soit : 6HA25, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieures :

As_2 = As/3 = 8.72 cm²/ml ; Soit : 6HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

As_1 = As/2 = 13.08 cm²/ml ; Soit : 5HA20, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$As_3 = As/4 = 6.54\ cm^2/ml$; Soit : 5HA14, avec un espacement de 25 cm.

Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 2.62\ cm^2/ml$; Soit : 5HA10, avec un espacement de 25 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 :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u b y = 0$$

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 :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

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 :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Application Numérique :

$C_u = 30\ MN/m^3$	;	$I = 0.101\ m^4$
$E = 34\ 180 MPa$	;	$\lambda = 0.226$
$b = 1.20\ m$	;	$\lambda.L = 2.034$

D'où, en tire les valeurs de (X_φ^H, X_φ^M) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda.L = 2.034 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.34 \\ X_\varphi^M = 1.62 \end{cases}$$

- Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = - \frac{X_{\varphi}^{H}}{X_{\varphi}^{M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Tableau IX.21 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**H_{max} (kN)**	**$\overline{P}$ (kN/pieu)**	**$\overline{M}$ (kN.m)**	**H_{max} (kN)**	**$\overline{P}$ (kN/pieu)**	**$\overline{M}$ (kN.m)**
ELU	576.81	96.13	353.89	16573.78	789.23	2992.6
ELS	417.62	69.60	256.2	29619.77	1410.47	5348.17
ELA	3910.25	651.71	2399.03	32388.65	1542.32	5848.12

NB : *En augmentant le nombre des pieux pour diminue les efforts revenants à chaque pieux* (à 21pieux)

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 = 114.2 cm² Donc : on prend **24HA25 ;** St=15cm. Voir figure IX.5.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA12 avec un espacement de 25 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

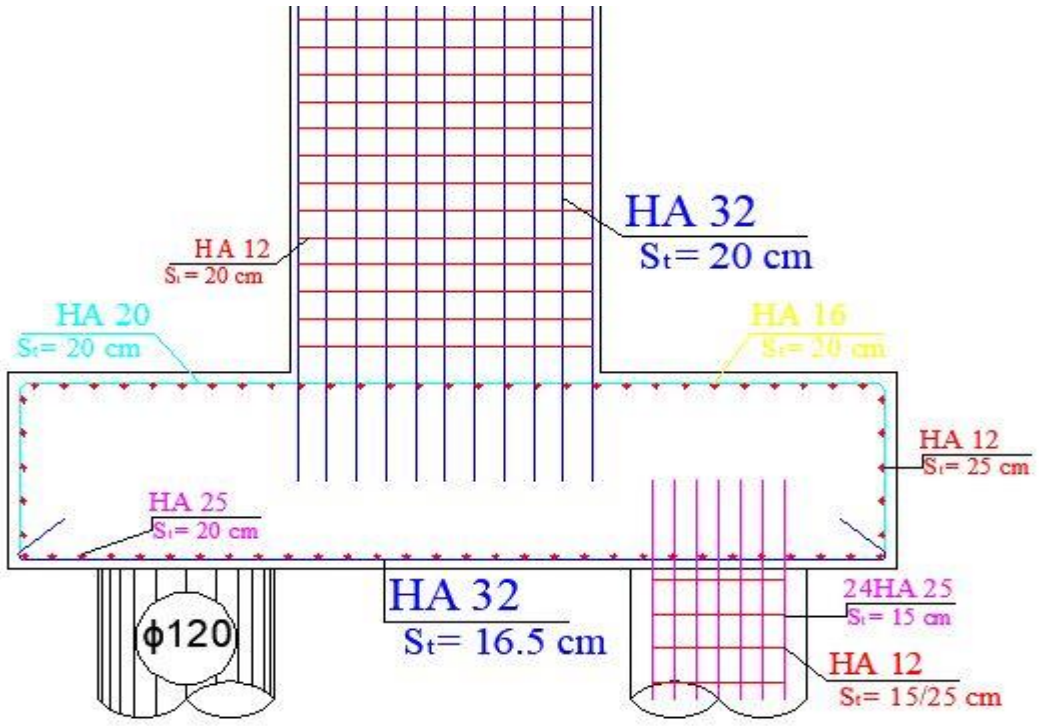


Figure IX.4 : Ferraillage des éléments de la pile.

➢ **Cas de la culée :**

A_s = 209 cm². Donc, on prend deux nappes de **26HA32**. Voir figure IX.6.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

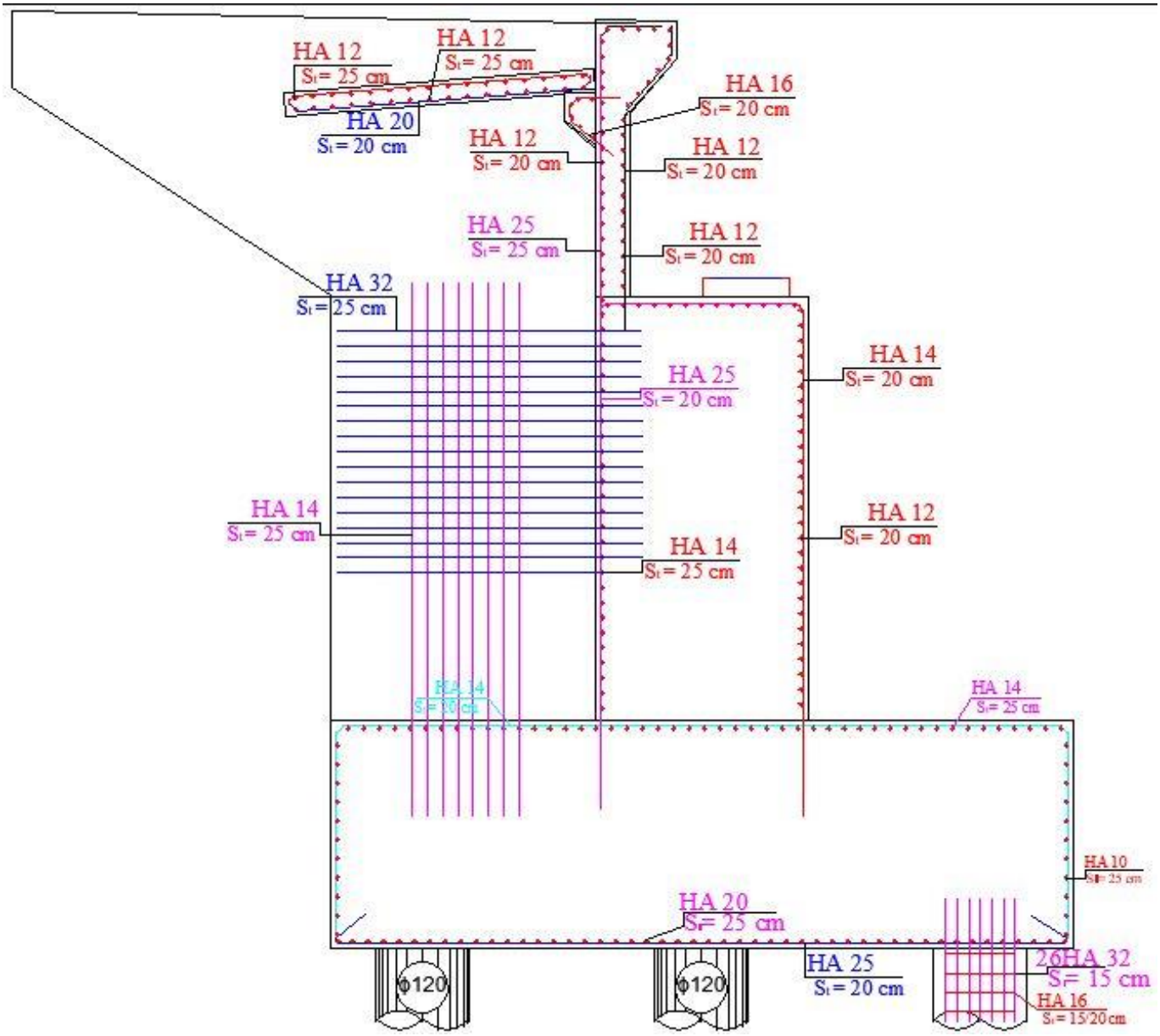
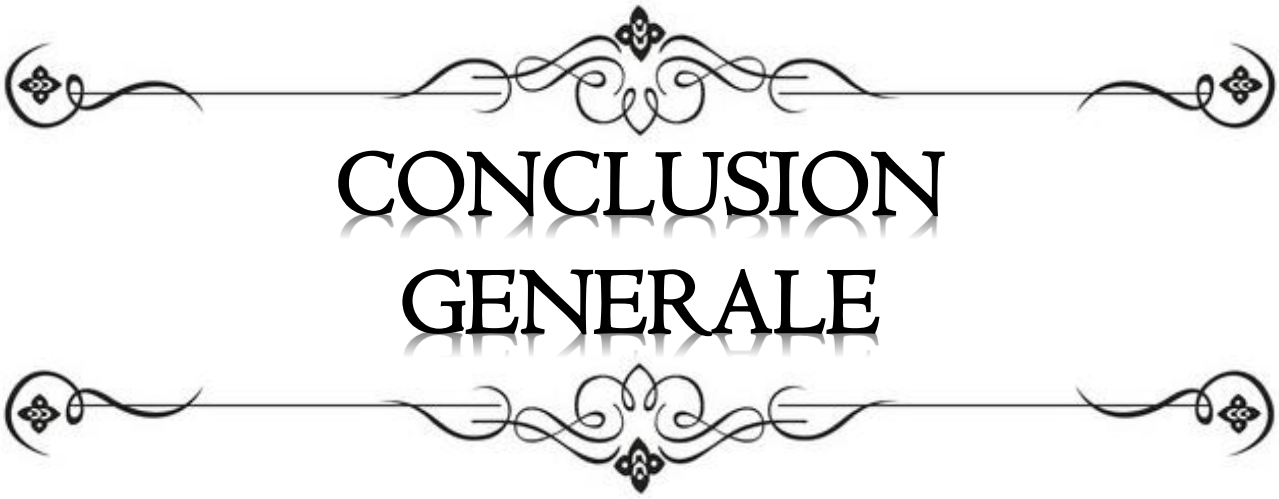


Figure IX.5 : Ferraillage des éléments de la culée.

IX.5. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure du viaduc en tenue compte d'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé, comme est le cas de notre ouvrage.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet fin d'études que j'ai établies m'a permis de démontrer une maitrise du sujet et de mettre en application mes connaissances scientifiques 'théoriques et appliquées', acquises durant un cursus de trois années à l'Ecole Nationale Superieure des Travaux Publics.

Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, l'automatisation des étapes de calcul au maximum pour consacrer la majorité du temps à la réflexion.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte, le calcul en béton armé, ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

Au terme de ce projet de fin d'études, le bilan des connaissances et des compétences acquises me permet de conclure que cette expérience a été riche en enseignements. J'ai ainsi pu découvrir de nouveaux concepts de calcul et que le métier d'ingénieur ne consiste pas seulement à appliquer des méthodes éprouvées, mais tend vers une constante remise en question des nouvelles techniques et de ses connaissances.



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

Benredhouane Mustapha, Cours de Béton Armé. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2017.

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.

Document SETRA, ponts courants en zone sismique. Ministère de l'Equipement, 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'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), juin 2003.

Document SETRA, ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, de Développement Durable et du la Mer (France), septembre 2009.

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.

ANNEXE A

3.1.2. Travaux réalisés

Se compte avec quatre sondages pressiométriques, SP-20+530, SP-20+700, SP-20+720 et SP-CULEE-01 et quatre sondages carottés, nommés comme SC-20+675, SC-20+660, SC-20+930 et SC-15. Toutes ces recherches, sauf celle le sondage SP-CULEE-01, le sondage SC-15 et le sondage SC-20+930, sont réalisées dans l'axe centrale de la structure. En adition, on a le résultat du profil de tomographie sismique TS-20.6 et trois essais MASW nouméennes M-017, M-018 y M-019.

SONDAGE	TYPE	PROFONDEUR	PRESSIOMÉTROS	SPT	INTACT	PARAFFINÉ	REMANIÉ
SP-20+530	Pressiométrique	40,0 m	20	-	-	-	-
SC-20+675	Carotté	25,1 m	-	3	-	5	-
SP-20+700	Pressiométrique	24,0 m	12	-	-	-	-
SC-20+660	Carotté	25,0 m	-	1	1	5	-
SP-20+720	Pressiométrique	40,0 m	20	-	-	-	-
SP-CULEE-01	Pressiométrique	24,0 m	11	-	-	-	-
SC-20+930	Carotté	25,1 m	-	5	4	3	-
SC-15	Carotté	20,0 m	-	-	-	-	-

Résultats d'essais au laboratoire

Se dispose des suivantes essais de laboratoire, correspondantes aux sondages SC-20+675, SC-20+930 et SC-15 :

Réference Sondage	Profondeur (m)	Paramètres physiques				Limites d'Atterberg		Analyse granulométrique			Analyses Chimiques Du Sol			Compre. simple
		W (%)	Gd (t/m3)	Gh (t/m3)	Sr (%)	WL (%)	Ip (%)	< 2mm (%)	< 80µ (%)	< 2µ (%)	Sulfate (%)	MO (%)	Carbonate (%)	Rc (Mpa)
SC-20+675	04.00 - 04.60	22,0	1,66	2,03	97,84	48	27	78,37	67,20		1,648		38.28	0,05
	10.80 - 11.10	17,2	1,82	2,13	100	32	15	93,65	87,01		0,288		33.44	0,05
	19.00 - 19.45	6,2	2,32	2,46	100	33	16	64,10	40,49		0,548			1,53
	24.90 – 25.10	5,7	2,35	2,49	100	25	13	61,30	41,06					1,70

Réference Sondage	Profondeur (m)	Paramètres physiques				Limites d'Atterberg		Analyse granulométrique			Analyses Chimiques Du Sol			Compre. simple
		W (%)	Gd (t/m3)	Gh (t/m3)	Sr (%)	WL (%)	Ip (%)	< 2mm (%)	< 80µ (%)	< 2µ (%)	Sulfate (%)	MO (%)	Chlorures (%)	Rc (Mpa)
SC-20+930	03.00 – 03.44	17,3	1,68	1,97	79,4	47	26	98,83	91,3		0,193	3,84	0,07	0,2
	07.70- 07.97	14,2	1,90	2,17	95,8	41	21	99,57	87,43					
	12.80 – 13.37	27,7	1,62	2,02	100	67	36	99,13	95,57		0,201		0,14	0,26
	24.60 – 24.90	14,7	1,86	2,13	91,6	67	37	99,50	93,77		0,144		0,07	0,09

N° sondage		SC15 : PK20+940 ; OA 20/02					
Profondeur (m)		5.20-5.30	6.00-6.30	7.70-8.00	12.70-13.10	15.60-16.00	17.60-17.80
Nature géologique		Argile brun-rougeâtre	Marne jaunâtre à verdâtre				
Paramètres physiques	Teneur en eau (W%)	15.5	7.5	-	30.7	18.4	19.0
	γh (T/m³)	2.06	2.18	-	1.80	1.80	1.91
	γd (T/m³)	1.78	2.02	-	1.38	1.52	1.60
	Etat	Dense	Très dense	-	Peu Dense		
	Sr(%)	81	63	-	87	64	76
	Etat	Détrempé	Mouillé	-	Détrempé	Mouillé	Détrempé
Analyse granulométrique	% des passants <5 mm	100	100	93	100	100	100
	% des passants <1 mm	95	95	83	100	100	100
	% des passants < 0.2mm	90	88	60	100	100	100
	% des passants < 80 µ	86	80	54	95	96	97
	% des passants < 2 µ	35	30	11	15	22	22
	Etat	Sols fins					
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité W_L (%)	42.35	41.06	45.36	59.85	57.90	64.16
	Indice de plasticité I_P (%)	20.87	20.35	21.88	26.24	24.05	29.37
	Etat	Moy. Plastique			Plastique	Plastique	Très plastique
	Indice de consistance I_C	1.28	1.64	-	1.11	1.64	1.53
	Etat	Dur					
Compressibilité	Cc (%)	-	0.06	-	0.221	-	0.11
	Etat	-	Peu compressible	-	Assez compressible	-	Moy. compressible
	Cg (%)	-	0.02	-	0.04	-	0.06
	Etat	-	Peu gonflant	-	Gonflant	-	Gonflant
Cisaillement	C (bars)	-	-	-	0.820	2.340	-
	φ (°)	-	-	-	36.87	36.50	-
Classe de sol (GTR)		A_2s	A_2ts		A_2m	A_2ts	A_3ts
Réutilisation		Oui	Non	-	Oui	Non	Non

Résultats d'analyse chimique

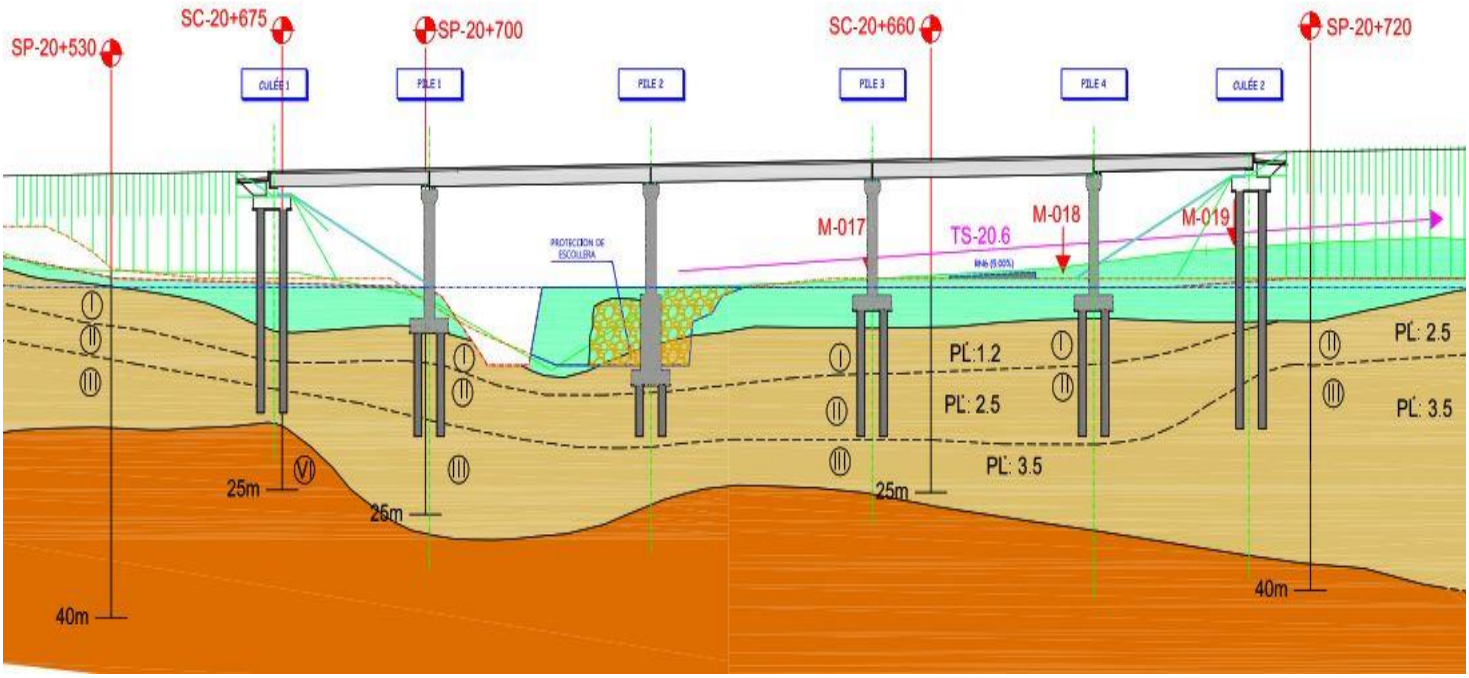
Sondage/Puits N°	Ech. N°	Prof.	Sulfates (%)	$CaCO_3$ (%)	Gypse	Sels solubles	M.O (%)	Matière en Susp. (%)
SC-16+069	SU-0204-AG15	03.80m-04.40m	0,2266	22.44	-	-	2.37	-
	SU-0205-AG15	08.20m-08.80m	0,37904	-	-	-	-	-
	SU-0206-AG15	21.00m-21.40m	0,32548	07.04	-	-	-	-
SC-17+450	SU-0207-AG15	04.40m-05.00m	0,25956	28.16	-	-	-	-
	SU-0208-AG15	07.90m-08.50m	0,3914	-	-	-	-	-
SC-19+970	SU-0212-AG15	04.30m-04.90m	0,51088	32.56	-	-	-	-
SC-20+675	SU-0214-AG15	04.00m-04.60m	1,648	38.28	-	-	-	-
	SU-0215-AG15	10.80m-11.10m	0,2884	33.44	-	-	-	-
	SU-0216-AG15	19.00m-19.45m	0,54796	-	-	-	-	-

3.1.10. Paramètres dynamiques du terrain

Les résultats des essais MASW sont résumées au tableau ci-dessous.

ENSAYO DE MASW M-018	PERFIL SÍSMICO TS-20.6							
Profundidad techo (m)	Profundidad muro (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	d(Kg/m3)	σ	G (GPa)	K (GPa)	E (GPa)
-1.67	-3.75	**411**	**158**	2000	0.41	0.05	0.27	0.14
-3.75	-6.35	**698**	**272**	2000	0.41	0.15	0.78	0.42
-6.35	-9.60	**988**	**285**	2000	0.45	0.16	1.74	0.47
-9.60	-13.67	**1246**	**540**	2000	0.38	0.58	2.33	1.61
-13.67	-18.76	**1666**	**738**	2000	0.38	1.09	4.10	3.01
-18.76	-25.11	**2328**	**836**	2000	0.43	1.40	8.98	3.99
-25.11	-33.05	**3018**	**1046**	2000	0.43	2.19	15.30	6.27
-33.05	-42.99	**3104**	**1470**	2000	0.36	4.32	13.50	11.72
-42.99	-42.99	**3541**	**1735**	2001	0.34	6.02	17.06	16.17

Profile géotechnique



LÉGENDE

QAL. Dépôt alluviaux (colluviaux) : Argile, sable et gravier.

EM. Argiles et Marnes .

EM. Marnes calcaires sain .

PROSPECTIONS

(APD / ANA)

SC- Sondage carotté

PROJET

SC- Sondage carotté

SP- Sondage préssiometrique

TS-20.6 Essais MASW

M-017 Tomographie sismique

Niveaux geótechniques: I, II y III

PL: Pression limite (bar)

Resultas d'essais préssiométrique

Sondage SP-20+530

PROF.	Pl (Tn/m²)	Pf (Tn/m²)	E (Tn/m²)	E/Pl
2 m	116,9	73,9	1871	16,01
4 m	126,7	80,5	2317,8	18,29
6 m	201,5	108,9	3100,2	15,39
8 m	226,1	125,1	3720,2	16,45
10 m	258,2	153,4	4039,1	15,64
12 m	378,1	181,2	6092,7	16,11
14 m	539,0	322,5	6300,1	11,69
16 m	681,8	384,0	6765	9,92
18 m	667,2	425,3	6387,9	9,57
20 m	508,9	508,9	9732,1	19,12
22 m	510,9	510,9	10393,9	20,34
24 m	513,6	513,6	11734,2	22,85
26 m	515,9	515,9	10856,5	21,04
28 m	518,6	518,6	12347,7	23,81
30 m	520	520,0	13625,5	26,20
32 m	522,3	522,3	13919,3	26,65
34 m	522,3	522,3	13838,4	26,50
36 m	526,5	526,5	13464,2	25,57
38 m	528,9	528,9	13195,7	24,95
40 m	530,1	530,1	13369,8	25,22

Sondage SP-20+700

PROF.	Pl (Tn/m²)	Pf (Tn/m²)	E (Tn/m²)	E/Pl
2 m	70,5	39,6	987,5	14,01
4 m	146,4	65,3	1645,8	11,24
6 m	162,1	73,3	1210,7	7,47
8 m	398,3	358,4	3084,9	7,75
10 m	475,4	185,9	10008	21,05
12 m	267	144,3	2374,9	8,89
14 m	617,5	338,0	5160,3	8,36
16 m	499,5	311,1	5367,9	10,75
18 m	575,5	291,3	5044,1	8,76
20 m	413,6	413,6	5011,2	12,12
22 m	425,8	224,9	4000,9	9,40
24 m	508,5	239,8	6824,9	13,42

Sondage SP-20+720

PROF.	Pl (Tn/m²)	Pf (Tn/m²)	E (Tn/m²)	E/Pl
2 m	108,7	66,9	1620,7	14,91
4 m	185,9	121,8	2497,8	13,44
6 m	255,1	177,8	2953,6	11,58
8 m	272,3	163,8	3512,6	12,90
10 m	294,1	190,3	3743,7	12,73
12 m	294,4	187,8	3091,2	10,50
14 m	318,6	213,9	3567,3	11,20
16 m	477,6	284,1	6109,7	12,79
18 m	547,2	306,9	7077	12,93
20 m	596,1	387,9	7418,1	12,44
22 m	512,2	512,2	13501,2	26,36
24 m	513,4	513,4	12522,6	24,39
26 m	516,0	516,0	13955,5	27,05
28 m	519,1	519,1	15544,9	29,95

PROF.	Pl (Tn/m²)	Pf (Tn/m²)	E (Tn/m²)	E/Pl
30 m	520,5	520,5	15309,1	29,41
32 m	522,4	522,4	15414,7	29,51
34 m	523,6	523,6	16700,2	31,89
36 m	578,9	365,1	8359,8	14,44
38 m	527,4	527,4	12351,3	23,42

Sondage SP-CULEE-01

PROF.	Pl (Tn/m²)	Pf (Tn/m²)	E (Tn/m²)	E/Pl
2 m	161,3	38,3	1982,9	12,29
4 m	184,3	77,3	1289	6,99
6 m	175,5	73,2	1056,2	6,02
8 m	270,2	73,7	3179,8	11,77
10 m	330,7	110,2	5378,3	16,26
14 m	424,9	375,9	3783,7	8,90
16 m	456,5	82,2	9564,2	20,95
18 m	468,7	338,1	6063,4	12,94
20 m	449,1	126,1	11213,2	24,97
22 m	474,4	207,1	7958,1	16,78
24 m	494	279,1	6464,4	13,09

Méthodologie de calcul

CHARGES PAR PIEU

Les expressions pour le calcul des charges limites en compression Q_L et en traction Q_{tL} d'un élément de fondation profonde s'est calculé selon les formulations générales suivantes :

$$Q_L = Qpu + Qsu$$

$$Q_{tL} = Qsu$$

D'où:

Qpu: Résistance limite mobilisée dans la pointe de l'élément de fondation profonde.

Qsu: Résistance limite mobilisée par frottement latéral dans la hauteur considérée du pieu.

À partir de la dernière valeur de résistance par pointe Qpu et par fût Qsu, se calcule la nommée charge de fluage, Qc, à partir de l'expression (applicable aux pieux perforés) :

Compression: $Qc = 0,5 \times Qpu + 0,7 \times Qsu$

Traction: $Qtc = 0,7 \times Qsu$

Enfin, en fonction de la valeur de charge de fluage et charge limite, les valeurs de charge admissibles pour chacun des états limites considérés, s'obtient en base à :

Etats Limites	Combinaisons	Traction	Compression
E.L.U	Fondamentales	Q_{tL} / 1,40	Q_L / 1,40
	Accidentelles	Q_{tL} / 1,30	Q_L / 1,20
E.L.S	Rares	Qtc / 1,40	Qc / 1,10
	Quasi-permanentes	-	Qc / 1,40

1. CULEE E1

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
20.10	23.10	9.5	1426.0	871.6	1018.6	**622.54**	**566.21**	**396.35**

2. PILE P1

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
18.80	21.20	7.7	1429.2	873.8	1020.9	**624.13**	**568.48**	**397.93**

3. PILE P2

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
15.20	17.50	8	1428.6	873.4	1020.4	**623.83**	**568.04**	**397.63**

4. PILE P3 DROITE

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
21.00	24.20	6.2	1425.9	871.5	1018.5	**622.49**	**566.13**	**396.29**

5. PILE P3 GAUCHE

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
21.00	24.50	6	1427.4	872.5	1019.5	**623.20**	**567.16**	**397.01**

6. PILE P4 DROITE

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
21.50	20.10	6	1484.1	912.2	1060.1	**651.59**	**607.71**	**425.40**

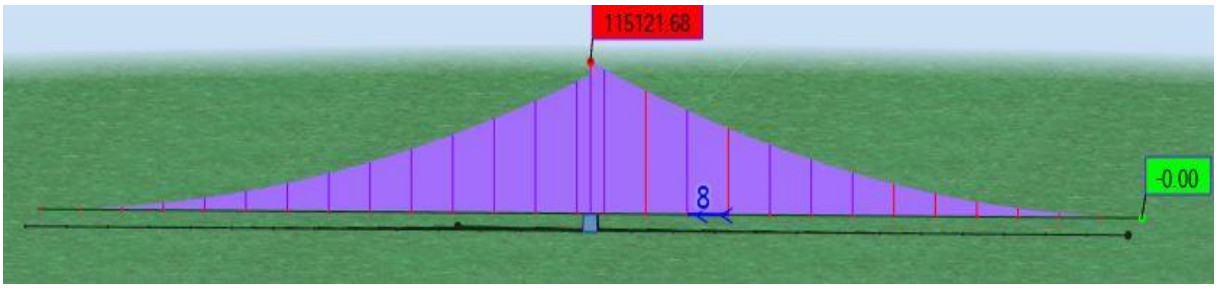
7. PILE P4 GAUCHE

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
21.50	20.90	6	1487.1	914.3	1062.2	**653.08**	**609.84**	**426.89**

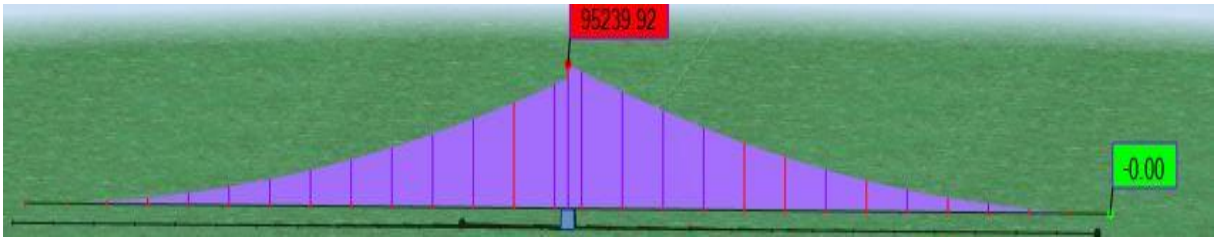
8. CULEE E2

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
29.60	19.00	7.7	1424.0	870.1	1017.1	**621.53**	**564.76**	**395.33**

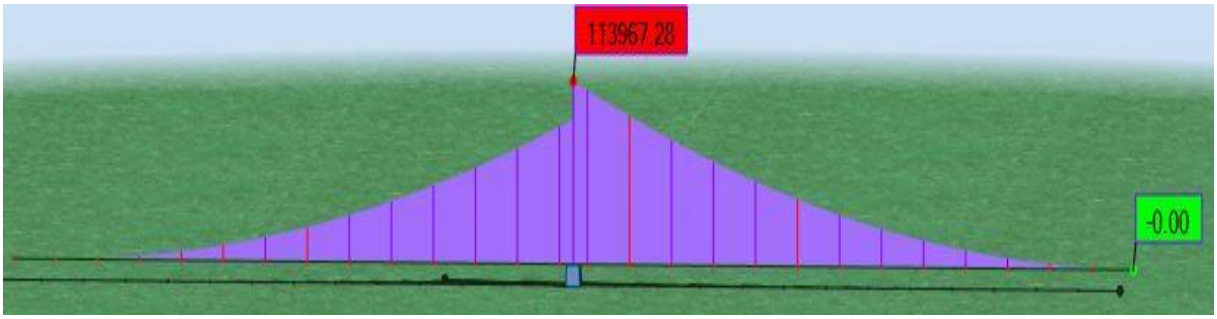
ANNEXE B



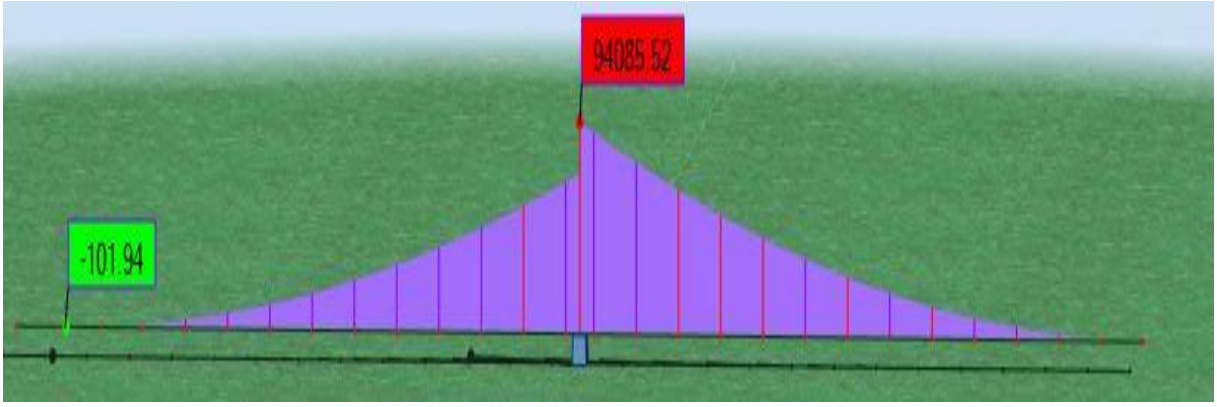
Annexe B.1 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



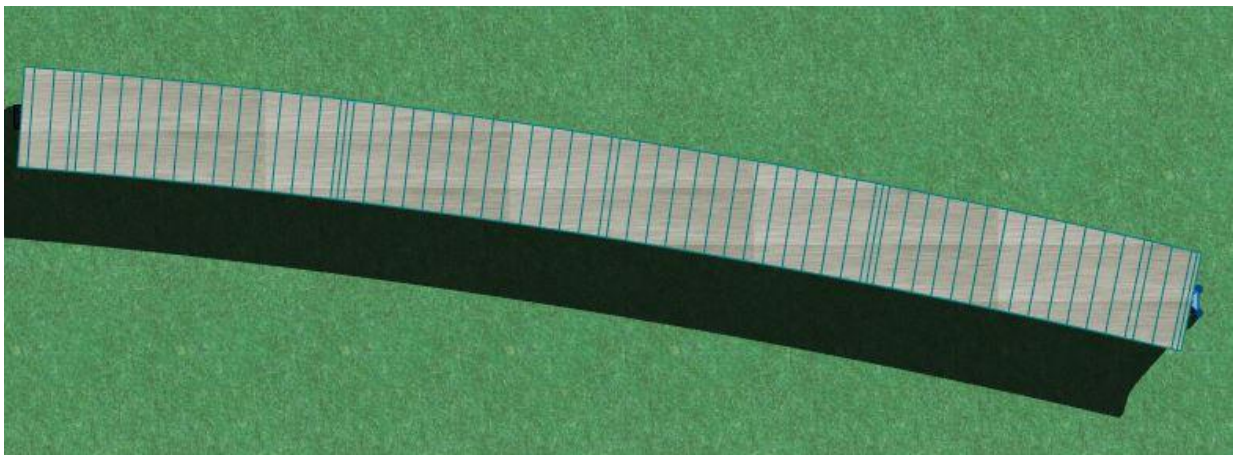
Annexe B.2 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.



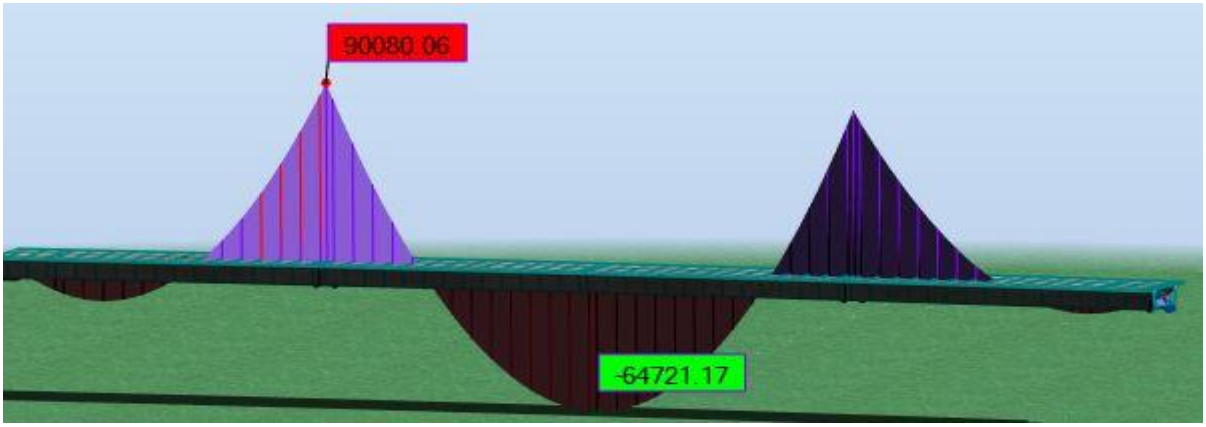
Annexe B.3 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.



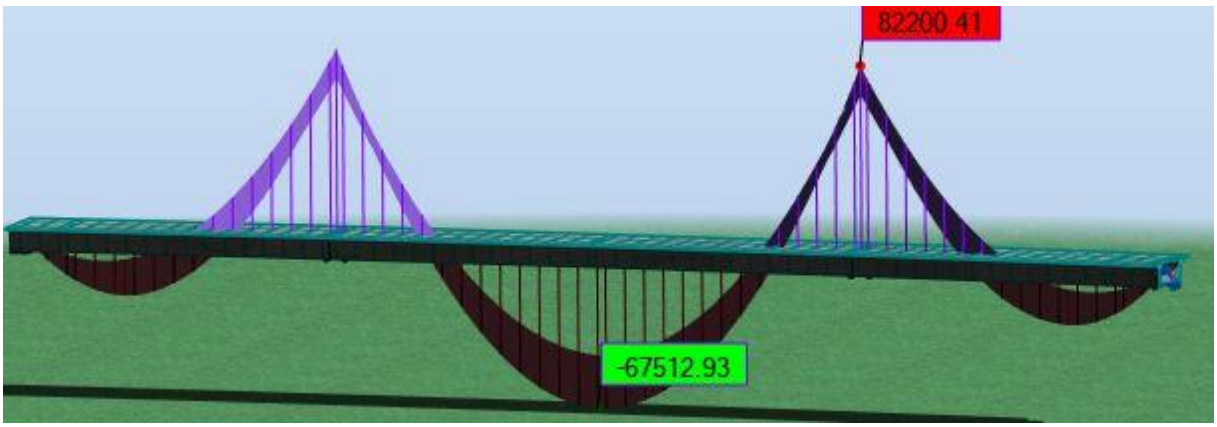
Annexe B.4 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



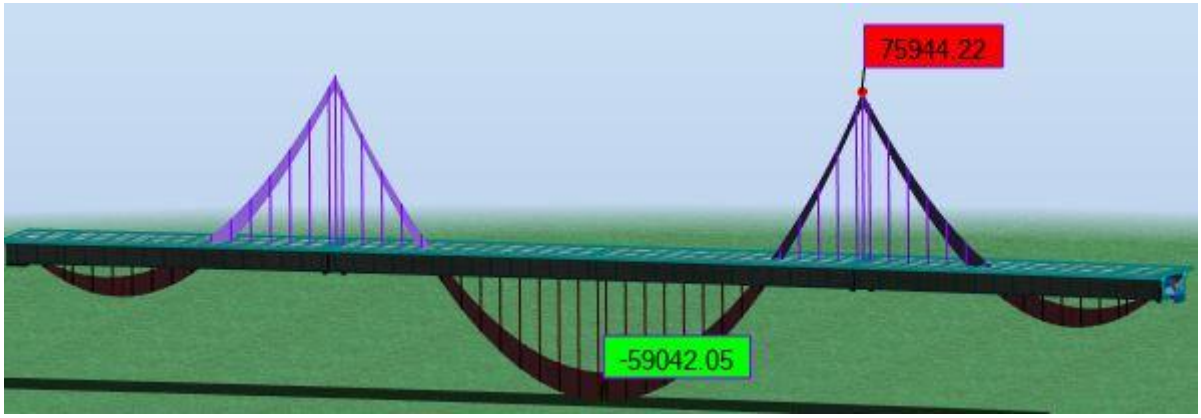
Annexe B.5 : Vu en plan.



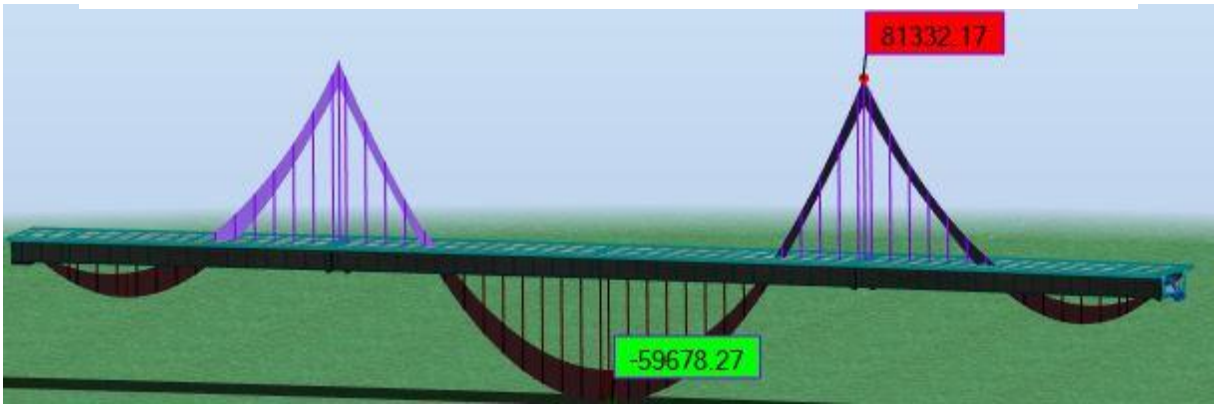
Annexe B.6 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al



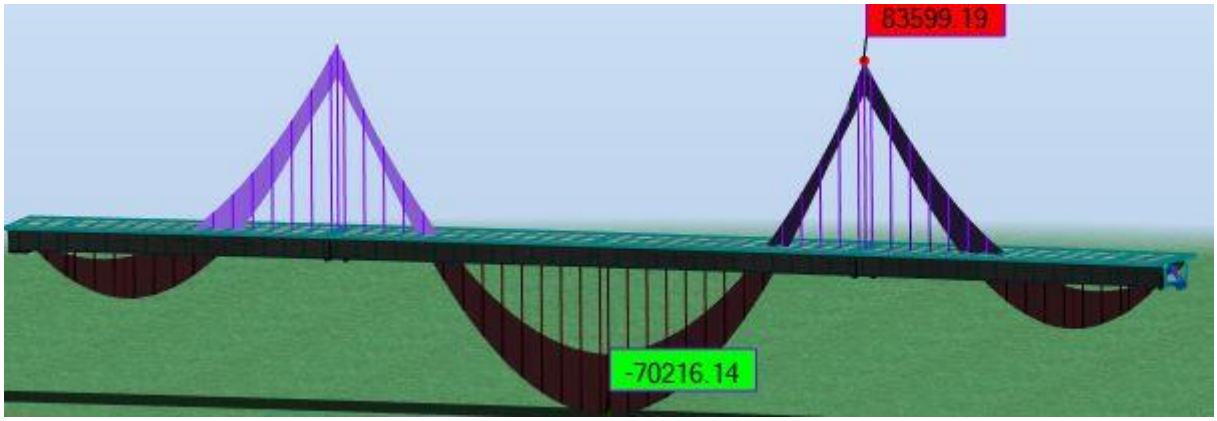
Annexe B.7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.



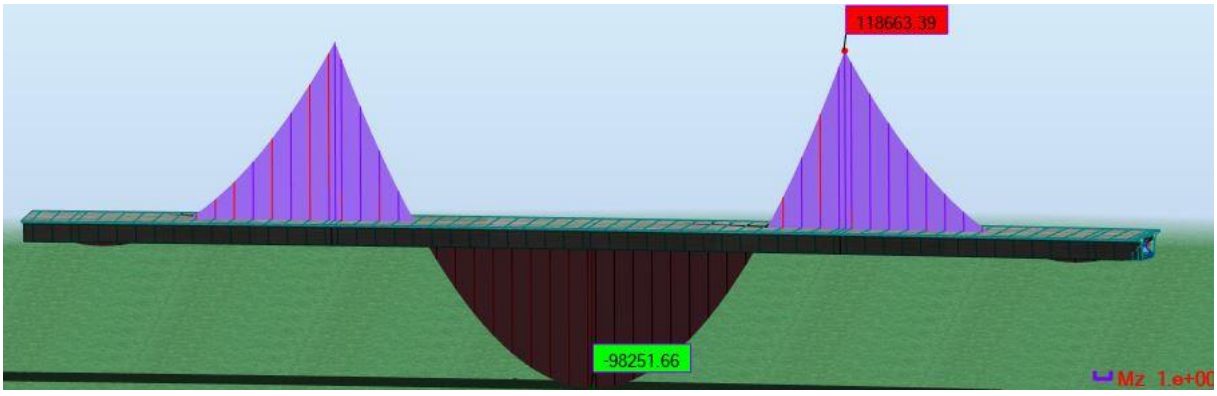
Annexe B 8 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.



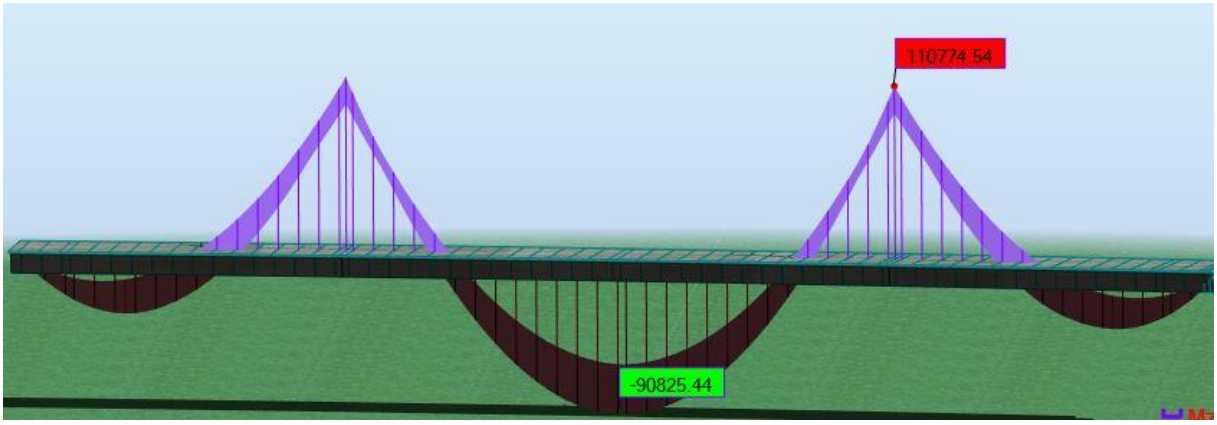
Annexe B.9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120.



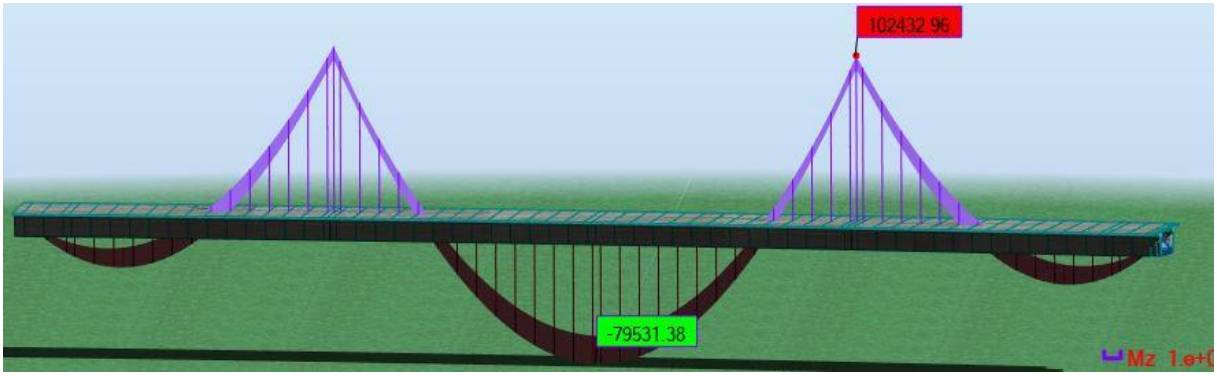
Annexe B.10 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



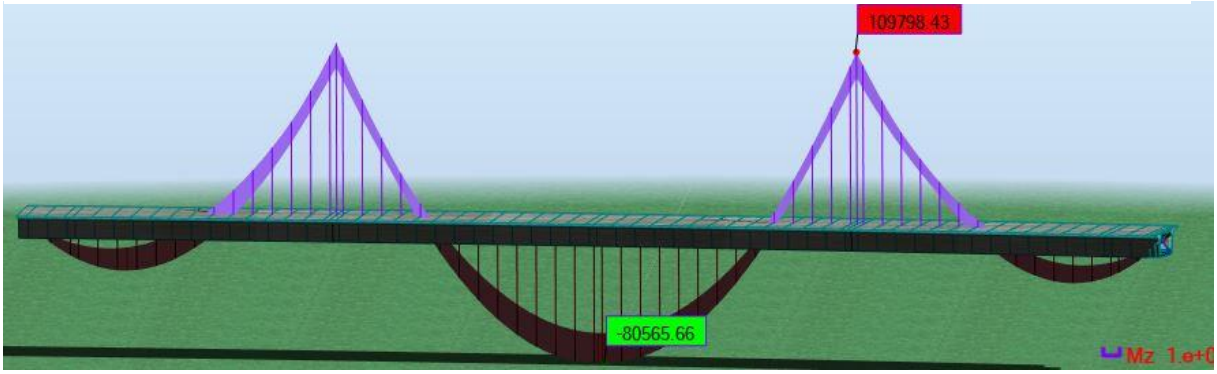
Annexe B.11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al.



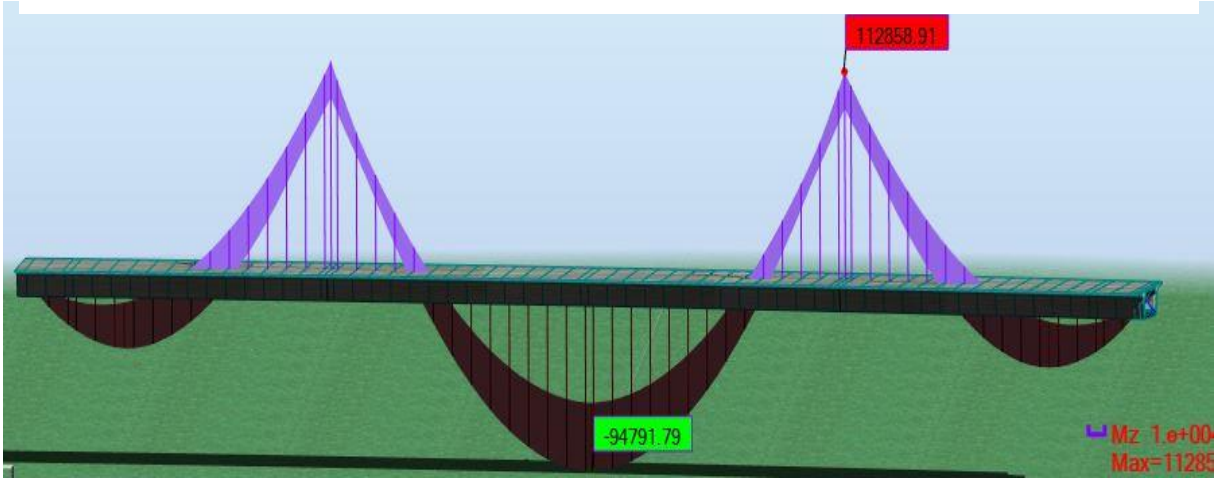
Annexe B.12 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.



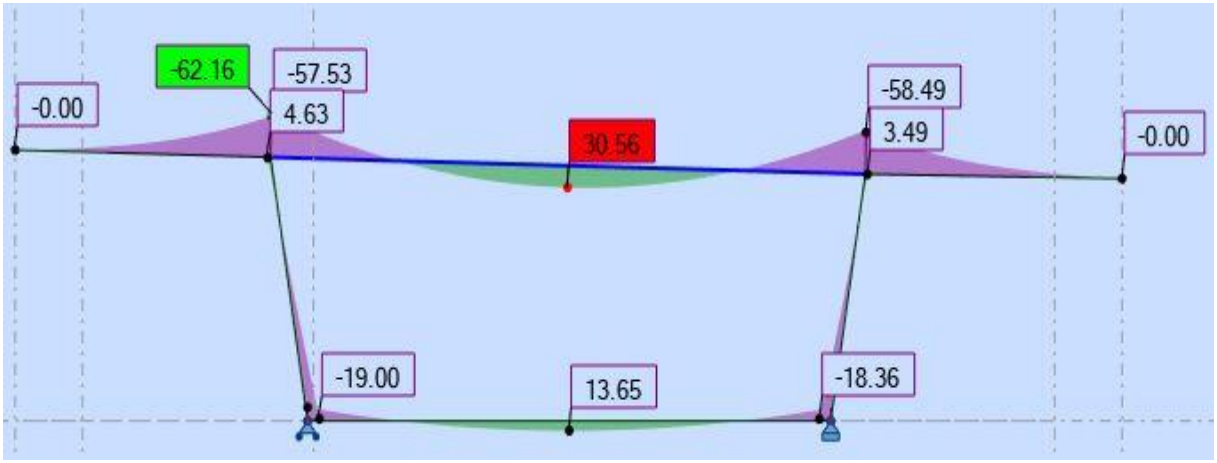
Annexe B.13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.



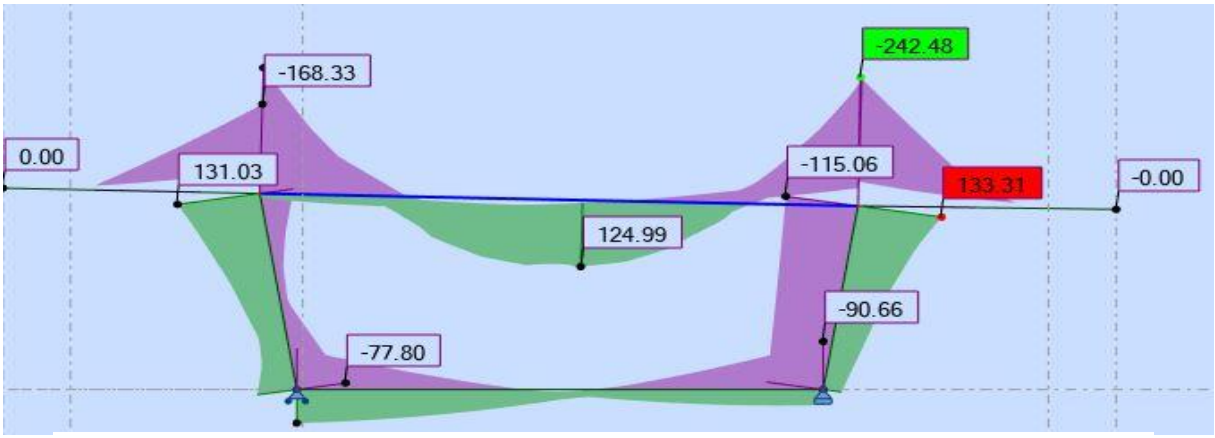
Annexe B.14 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



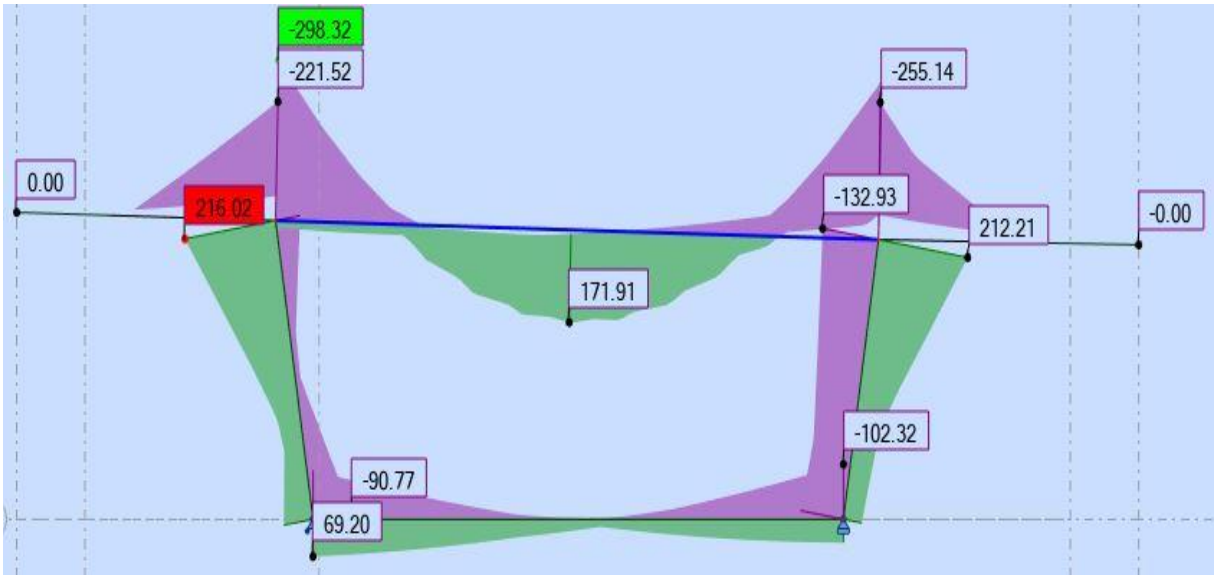
Annexe B.15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



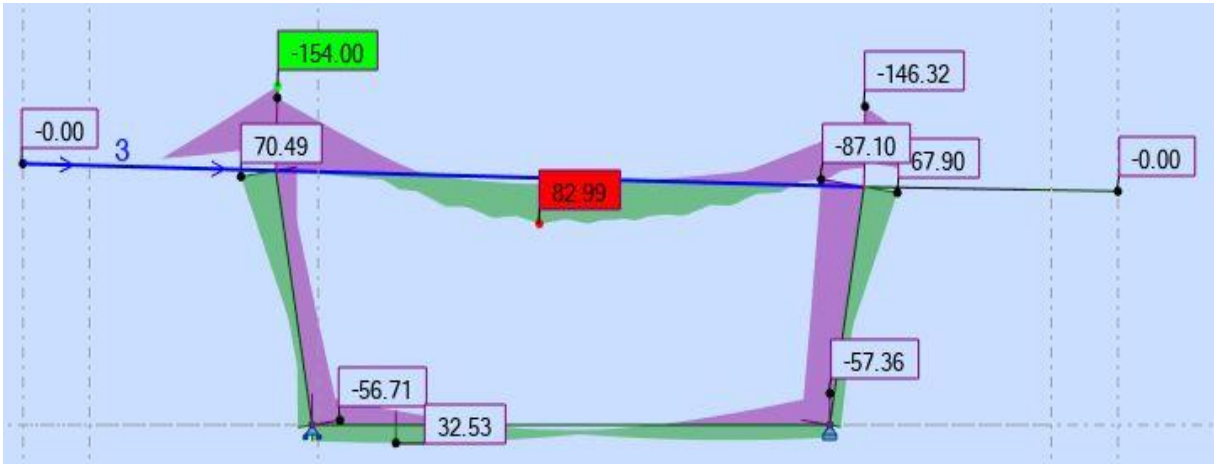
Annexe B.16 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Al.



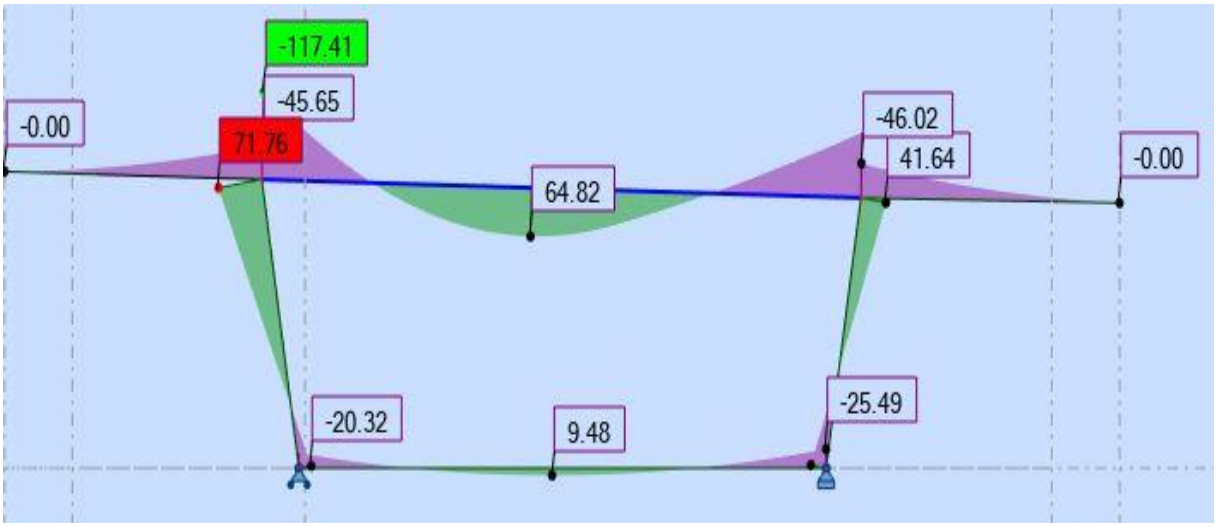
Annexe B.17 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc.



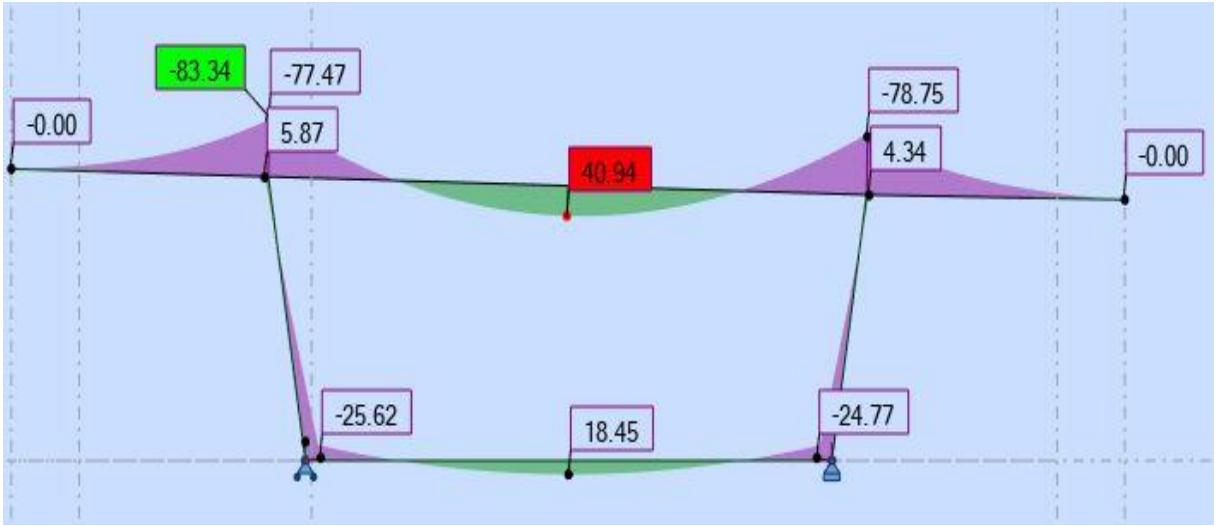
Annexe B.18 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt.



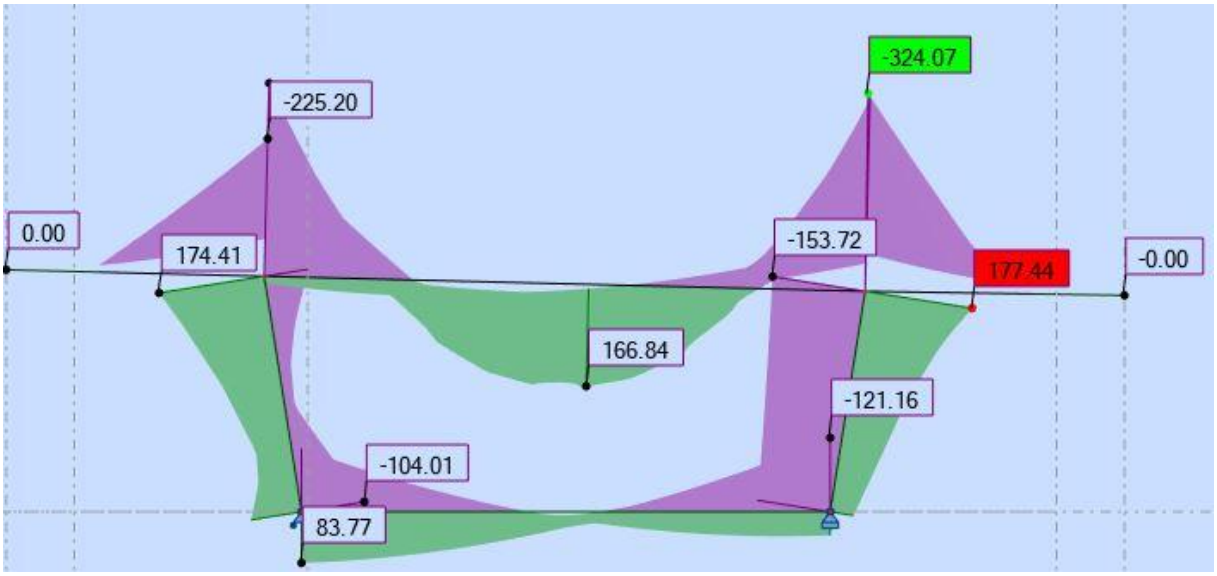
Annexe B.19 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+MC120.



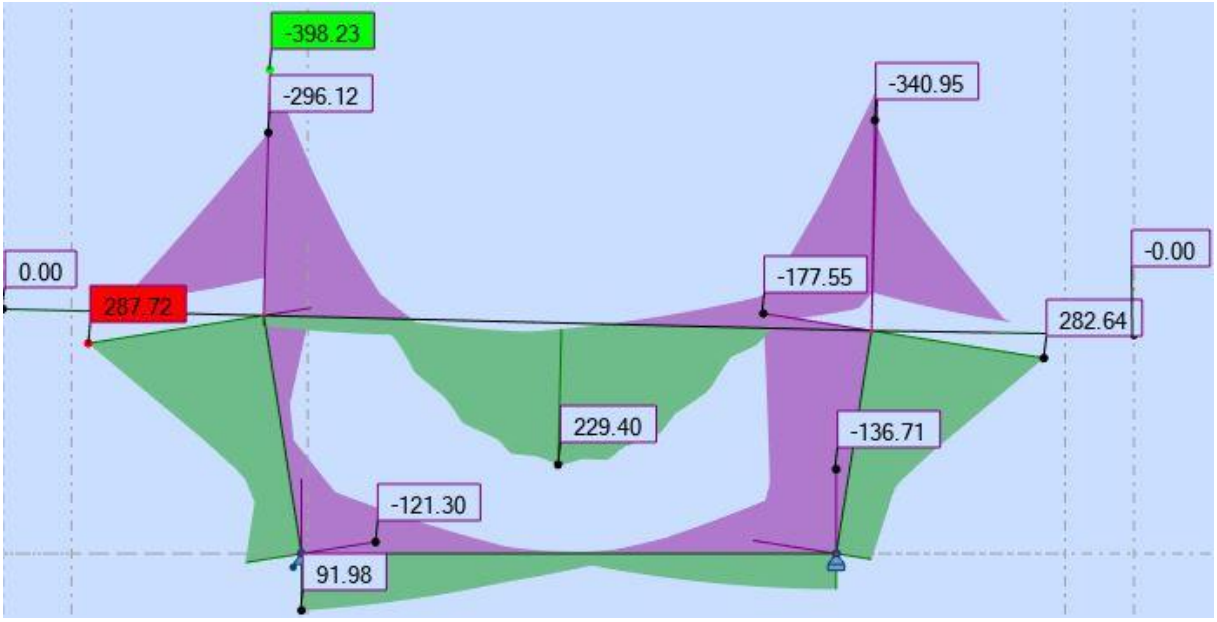
Annexe B.19 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240.



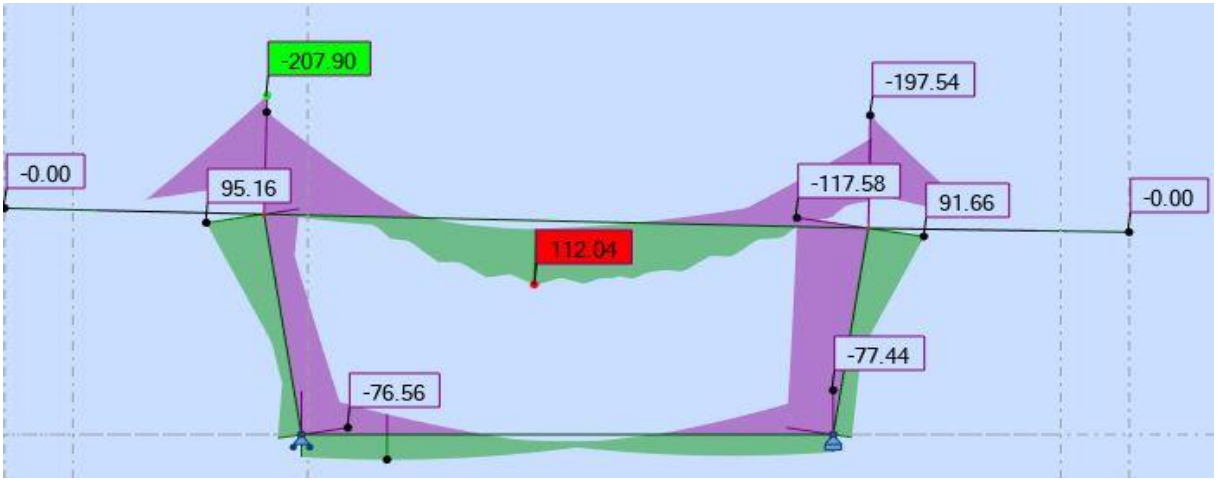
Annexe B.20 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al.



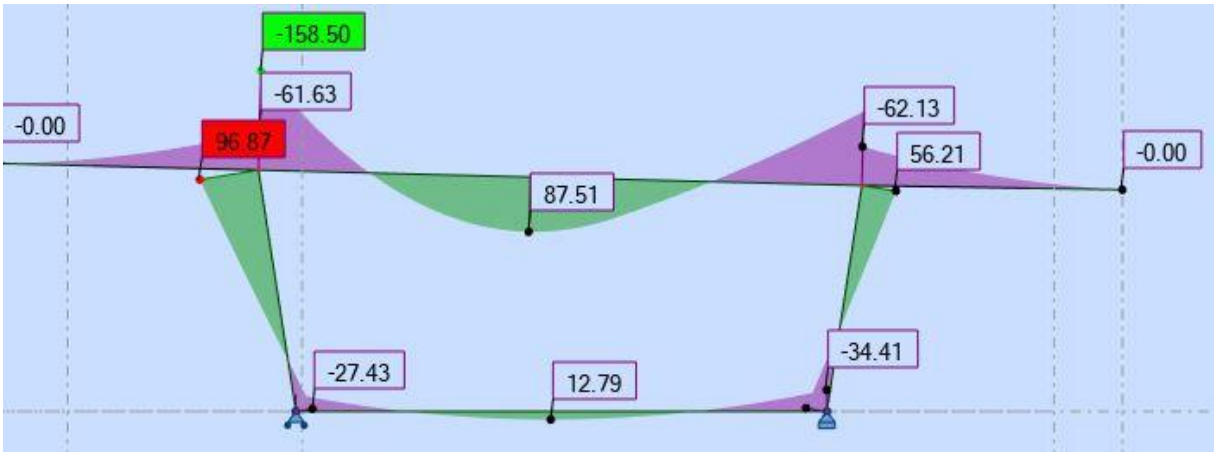
Annexe B.21 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.



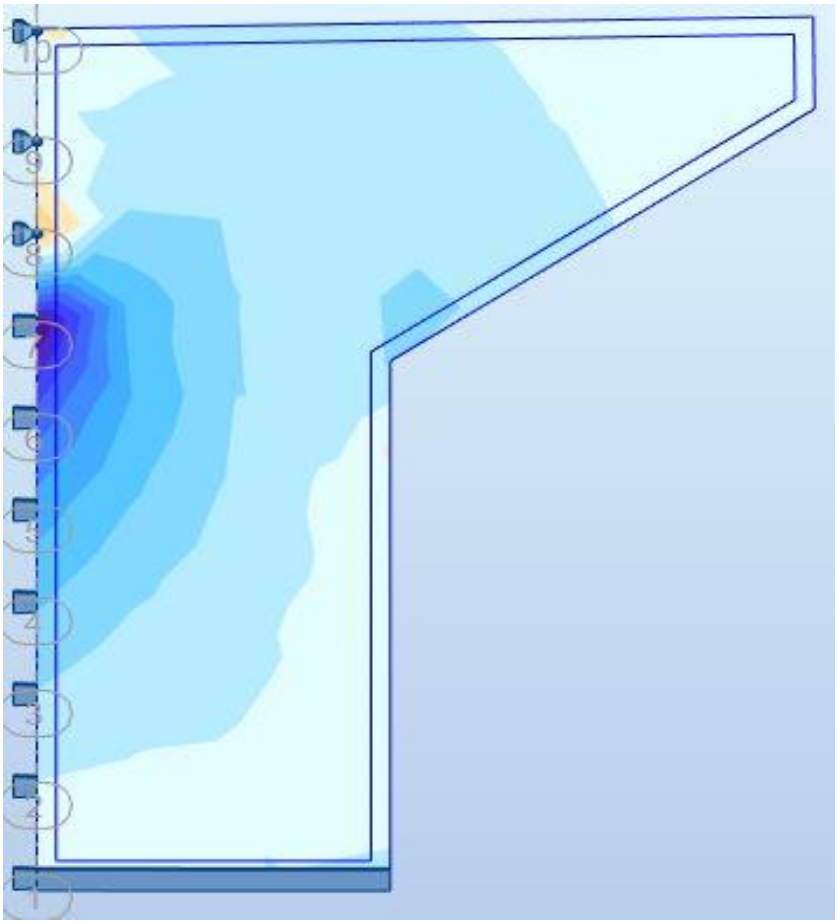
Annexe B.21 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.



Annexe B.22 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



Annexe B.23 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



Annexe B.24 : model de calcul de mur en retour.

ANNEXE C

Annexe C.1 : Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

Cas de charge	L (m)	G total (KN)	δ selon le nombre de voies chargées		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	143	32088.9	1.017	1.020	1.021
Cas 2	78	19611.9	1.030	1.034	1.037
Cas 3	104	24602.4	1.023	1.026	1.029
Cas 4	65	17115.9	1.035	1.040	1.043
Cas 5	39	12125.4	1.054	1.061	1.066

Annexe C.2 : Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de charge	L (m)	G total (KN)	δ selon le nombre de voies chargées	
			1 voie	2 voies
Cas 1	143	32088.9	1.015	1.017
Cas 2	78	19611.9	1.027	1.030
Cas 3	104	24602.4	1.021	1.023
Cas 4	65	17115.9	1.032	1.035
Cas 5	39	12125.4	1.050	1.055

Annexe C.3 : Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge MC120.

Cas de charge	L (m)	G total (KN)	δ
Cas 1	143	32088.9	1.019
Cas 2	78	19611.9	1.032
Cas 3	104	24602.4	1.025
Cas 4	65	17115.9	1.038
Cas 5	39	12125.4	1.059

Annexe C.4 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Contin	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
AXE VC 1	0.6	-0.03	0.00	2.00	0.00	3.92	19.31	16.37	1.38	1.62	0	0.92	0.01	1.20
FIN VC 2	1.2	1.68	0.00	2.00	0.00	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.07	0.20	0.91
FIN V1	3.6	6.67	0.00	4.00	0.00	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.26	0.62	1.51
FIN V2	6	10.36	0.00	6.00	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.38	0.80	2.46
AXE VSC	6.5	11.51	0	6	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.50	0.77	2.50
FIN VSC	7	13.36	0	6	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.50	0.99	2.19
FIN V3	9.4	13.92	2	6	4.05	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.65	1.50	1.87	2.17
FIN V4	11.8	13.18	4	6	8.11	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.87	1.50	2.81	2.07
FIN V5	14.2	11.14	6	6	12.16	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.94	1.50	3.59	2.19
FIN V6	16.6	7.81	8	6	16.21	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.50	4.23	2.52
FIN V7	19	3.17	10	6	20.26	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.50	4.71	3.07
FIN V8	21.4	-2.76	12	6	24.32	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.38	5.19	3.62
FIN V9	23.8	-9.98	14	4	28.37	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.35	5.54	3.17
FIN V10	26.2	-18.51	16	2	32.42	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	1.03	1.07	5.82	2.80
FIN V11	28.6	-28.33	18	0	36.48	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.77	5.63	3.12
FIN V12	31	-39.45	20	0	40.53	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.77	5.28	4.86
FIN V13	33.4	-51.87	22	0	44.58	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.77	4.78	6.83
FIN V14	35.8	-65.58	24	0	48.64	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.99	1.77	4.12	9.03
FIN V15	38.2	-70.44	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	1.81	3.81
AXE VSP	39	-64.65	26	0	52.69	0.00	19.31	16.37	1.38	1.62	1.13	1.62	5.14	8.81
FIN VSP	39.8	-48.17	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	7.04	6.07
FIN V16	42.2	-32.98	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	8.80	3.54
FIN V17	44.6	-19.09	24	0	48.64	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.99	1.77	9.49	1.30
FIN V18	47	-6.49	22	0	44.58	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.07	10.03	-0.71
FIN V19	49.4	4.81	20	2	40.53	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	1.006	1.25	10.31	-1.16

FIN V20	51.8	14.81	18	4	36.48	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.44	10.30	-1.19
FIN V21	54.2	23.52	16	6	32.42	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1.03	1.48	10.14	-1.00
FIN V22	56.6	30.92	14	8	28.37	15.67	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.51	9.74	-0.47
FIN V23	59	37.03	12	10	24.32	19.59	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.53	9.19	0.28
FIN V24	61.4	41.84	10	12	20.26	23.51	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.54	8.51	1.21
FIN V25	63.8	45.36	8	14	16.21	27.42	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.53	7.73	2.29
FIN V26	66.2	47.57	6	16	12.16	31.34	7.93	10.64	1.23	1.77	0.94	1.52	6.80	3.59
FIN V27	68.6	48.49	4	18	8.11	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	0.87	1.56	5.53	5.38
FIN V28	71	48.52	2	18	4.05	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	0.65	1.56	4.51	5.60
VSC	71.5	48.49	0	18	0.00	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	1.23	1.56	3.69	5.53
FIN V29	74.4	47.57	2	18	4.05	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	0.65	1.52	4.57	5.52
FIN V30	76.8	45.37	4	18	8.11	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	0.87	1.53	5.29	5.72
FIN V31	79.2	41.84	6	16	12.16	31.34	7.93	10.64	1.23	1.77	0.94	1.54	3.23	1.11
FIN V32	81.6	37.03	8	14	16.21	27.42	19.31	16.37	1.38	1.62	1.13	1.38	6.77	3.68
FIN V33	84	30.93	10	12	20.26	23.51	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.51	7.33	2.91
FIN V34	86.4	23.52	12	10	24.32	19.59	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.48	7.74	2.36
FIN V35	88.8	14.82	14	8	28.37	15.67	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.44	8.00	2.03
FIN V36	91.2	4.84	16	6	32.42	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1.03	1.25	8.29	1.65
FIN V37	93.6	-6.48	18	4	36.48	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.07	8.17	1.87
FIN V38	96	-19.08	20	2	40.53	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.77	7.33	3.12
FIN V39	98.4	-32.97	22	0	44.58	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.77	6.96	3.69
FIN V40	100.8	-48.16	24	0	48.64	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.99	1.77	6.13	6.14
FIN V41	103.2	-64.65	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	2.30	3.23
AXE VSP	104	-70.43	26	0	52.69	0.00	19.31	16.37	1.38	1.62	1.13	1.62	4.47	9.77
FIN VSP	104.8	-65.58	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	5.03	8.96
FIN V42	107.2	-51.86	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	6.62	6.68
FIN V43	109.6	-39.45	24	0	48.64	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.99	1.77	7.14	4.69
FIN V44	112	-28.33	22	0	44.58	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.77	7.50	2.92

FIN V45	114.4	-18.51	20	0	40.53	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1.006	1.77	7.68	1.41
FIN V46	116.8	-9.99	18	0	36.48	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.07	7.75	0.07
FIN V47	119.2	-2.76	16	2	32.42	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	1.03	1.26	7.56	0.30
FIN V48	121.6	3.17	14	4	28.37	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.38	7.03	1.02
FIN V49	124	7.80	12	6	24.32	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.50	6.25	2.10
FIN V50	126.4	11.13	10	6	20.26	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.50	5.63	1.75
FIN V51	128.8	13.17	8	6	16.21	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.50	4.85	1.63
FIN V52	131.2	13.91	6	6	12.16	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.94	1.50	3.91	1.73
FIN V53	133.6	13.35	4	6	8.11	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.87	1.50	2.83	2.04
FIN V54	136	11.50	2	6	4.05	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.65	1.50	1.59	2.58
VSC	136.5	10.34	0	6	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.50	0.64	2.69
FIN V55	139.4	6.65	0	6	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.38	0.38	3.07
FIN V56	141.8	1.66	0	4	0.00	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.35	-0.04	2.46
VC 2	143	-0.03	0	2	0.00	3.92	19.31	16.37	1.38	1.62	0	0.92	-0.07	0.85

Annexe C.5 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Desg	X (m)	Mmin (MN.m)	Mmax (MN.m)	n cables fleau	n cables Contin	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	Mmin σSup (MPa)	Mmin σInf (MPa)	Mmax σSup (MPa)	Mmax σInf (MPa)
AXE VC 1	0.6	0.00	-0.33	0.00	2.00	0.00	3.92	19.31	16.37	1.38	1.62	0	0.92	-0.10	0.56	-0.13	0.59
FIN VC 2	1.2	2.91	1.36	0.00	2.00	0.00	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.07	0.35	0.71	0.17	0.97
FIN V1	3.6	11.64	5.24	0.00	4.00	0.00	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.26	1.20	0.69	0.46	1.75
FIN V2	6	18.35	7.83	0.00	6.00	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.38	1.73	1.13	0.51	2.88
Axe VSC	6.5	19.00	8.36	0	6	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.50	1.64	1.25	0.41	3.02
FIN VSC	7	20.94	8.52	0	6	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.50	1.87	0.93	0.43	3.00
FIN V3	9.4	24.30	8.60	2	6	4.05	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.65	1.50	3.07	0.44	1.25	3.06
FIN V4	11.8	26.53	8.73	4	6	8.11	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.87	1.50	4.35	-0.15	2.29	2.81
FIN V5	14.2	27.00	8.80	6	6	12.16	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.94	1.50	5.42	-0.44	3.32	2.58

FIN V6	16.6	25.13	3.75	8	6	16.21	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.50	6.23	-0.36	3.76	3.19
FIN V7	19	21.46	-0.69	10	6	20.26	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.50	6.82	0.03	4.26	3.71
FIN V8	21.4	16.26	-6.42	12	6	24.32	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.38	7.39	0.46	4.77	4.23
FIN V9	23.8	9.26	-13.41	14	4	28.37	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.35	7.76	-0.04	5.14	3.74
FIN V10	26.2	0.48	-21.79	16	2	32.42	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	1.03	1.07	8.01	-0.36	5.44	3.35
FIN V11	28.6	-10.23	-31.41	18	0	36.48	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.77	7.72	0.11	5.27	3.64
FIN V12	31	-22.47	-42.34	20	0	40.53	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.77	7.25	2.04	4.95	5.34
FIN V13	33.4	-36.41	-54.56	22	0	44.58	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.77	6.57	4.26	4.47	7.28
FIN V14	35.8	-50.47	-68.08	24	0	48.64	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.99	1.77	5.86	6.52	3.83	9.45
FIN V15	38.2	-64.88	-82.89	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	5.11	8.85	3.03	11.84
AXE VSP	39	-64.90	-88.12	26	0	52.69	0.00	19.31	16.37	1.38	1.62	1.13	1.62	2.28	3.26	0.32	5.56
FIN VSP	39.8	-64.04	-80.28	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	5.21	8.71	3.33	11.41
FIN V16	42.2	-47.00	-59.50	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	7.18	5.87	5.73	7.95
FIN V17	44.6	-30.67	-40.74	24	0	48.64	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.99	1.77	8.15	3.23	6.99	4.90
FIN V18	47	-14.13	-26.42	22	0	44.58	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.07	9.14	0.56	7.72	2.60
FIN V19	49.4	1.40	-13.50	20	2	40.53	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	1.006	1.25	9.91	-0.60	8.19	1.88
FIN V20	51.8	15.25	-1.89	18	4	36.48	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.44	10.35	-1.26	8.37	1.59
FIN V21	54.2	27.82	-1.89	16	6	32.42	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1.03	1.48	10.64	-1.72	7.20	3.22
FIN V22	56.6	39.20	16.89	14	8	28.37	15.67	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.51	10.70	-1.84	8.12	1.87
FIN V23	59	49.24	24.30	12	10	24.32	19.59	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.53	10.60	-1.75	7.72	2.39
FIN V24	61.4	57.51	30.41	10	12	20.26	23.51	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.54	10.33	-1.40	7.19	3.11
FIN V25	63.8	64.03	35.22	8	14	16.21	27.42	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.53	9.89	-0.81	6.56	3.98
FIN V26	66.2	68.80	38.73	6	16	12.16	31.34	7.93	10.64	1.23	1.77	0.94	1.52	9.25	0.06	5.78	5.07
FIN V27	68.6	71.80	40.65	4	18	8.11	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	0.87	1.56	8.23	1.50	4.62	6.68
FIN V28	71	73.04	41.43	2	18	4.05	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	0.65	1.56	7.35	1.52	3.69	6.78
VSC	71.5	73.08	41.00	0	18	0.00	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	1.23	1.56	6.54	1.44	2.83	6.78
FIN V29	74.4	71.80	40.65	2	18	4.05	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	0.65	1.52	7.37	1.49	3.77	6.67
FIN V30	76.8	68.80	38.73	4	18	8.11	35.26	7.93	10.64	1.23	1.77	0.87	1.53	8.00	1.82	4.53	6.83

FIN V31	79.2	64.04	35.22	6	16	12.16	31.34	7.93	10.64	1.23	1.77	0.94	1.54	8.63	0.96	5.30	5.75
FIN V32	81.6	57.52	30.41	8	14	16.21	27.42	19.31	16.37	1.38	1.62	1.13	1.38	5.46	-1.50	3.18	1.18
FIN V33	84	49.24	23.93	10	12	20.26	23.51	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.51	9.45	-0.14	6.53	4.07
FIN V34	86.4	39.20	16.13	12	10	24.32	19.59	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.48	9.56	-0.25	6.89	3.59
FIN V35	88.8	27.86	7.03	14	8	28.37	15.67	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.44	9.51	-0.14	7.10	3.32
FIN V36	91.2	15.29	-3.37	16	6	32.42	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1.03	1.25	9.50	-0.08	7.34	3.02
FIN V37	93.6	1.36	-15.07	18	4	36.48	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.07	9.08	0.57	7.18	3.30
FIN V38	96	-14.08	-28.06	20	2	40.53	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.77	7.91	2.29	6.29	4.62
FIN V39	98.4	-30.64	-42.35	22	0	44.58	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.77	7.23	3.30	5.88	5.25
FIN V40	100.8	-49.99	-61.38	24	0	48.64	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.99	1.77	5.92	6.44	4.60	8.33
FIN V41	103.2	-64.03	-82.63	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	5.21	8.71	3.06	11.80
AXE VSP	104	-56.03	-90.08	26	0	52.69	0.00	19.31	16.37	1.38	1.62	1.13	1.62	3.02	2.38	0.15	5.75
FIN VSP	104.8	-64.87	-83.88	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	5.11	8.85	2.92	12.01
FIN V42	107.2	-50.50	-68.07	26	0	52.69	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.77	6.77	6.46	4.74	9.38
FIN V43	109.6	-36.44	-54.56	24	0	48.64	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	0.99	1.77	7.49	4.19	5.39	7.20
FIN V44	112	-22.43	-42.34	22	0	44.58	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.77	8.18	1.94	5.88	5.25
FIN V45	114.4	-10.25	-31.41	20	0	40.53	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1.006	1.77	8.64	0.03	6.19	3.55
FIN V46	116.8	-0.77	-21.79	18	0	36.48	0.00	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.07	8.81	-1.46	6.38	2.04
FIN V47	119.2	9.99	-13.46	16	2	32.42	3.92	7.93	10.64	1.23	1.77	1.03	1.26	9.03	-1.82	6.32	2.08
FIN V48	121.6	17.29	-6.43	14	4	28.37	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	1.02	1.38	8.66	-1.33	5.92	2.62
FIN V49	124	22.68	-0.70	12	6	24.32	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1.01	1.50	7.97	-0.38	5.27	3.51
FIN V50	126.4	26.16	3.74	10	6	20.26	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	1	1.50	7.37	-0.75	4.77	2.98
FIN V51	128.8	27.81	6.88	8	6	16.21	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.98	1.50	6.54	-0.81	4.12	2.67
FIN V52	131.2	27.36	8.72	6	6	12.16	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.94	1.50	5.46	-0.50	3.31	2.60
FIN V53	133.6	25.08	8.60	4	6	8.11	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.87	1.50	4.18	0.09	2.28	2.83
FIN V54	136	20.89	8.51	2	6	4.05	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0.65	1.50	2.68	1.01	1.24	3.07
VSC	136.5	18.59	7.82	0	6	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.50	1.59	1.32	0.35	3.11
FIN V55	139.4	11.69	5.23	0	6	0.00	11.75	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.38	0.96	2.24	0.21	3.31

FIN V56	141.8	2.89	1.34	0	4	0.00	7.84	7.93	10.64	1.23	1.77	0	1.35	0.10	2.26	-0.08	2.52
VC 2	143	0.00	-0.27	0	2	0.00	3.92	19.31	16.37	1.38	1.62	0	0.92	-0.10	0.56	-0.12	0.59

Annexe C.6 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile).

Sollicitations	Vertical	Horizontal	Moment
Désignations	**(KN)**	**(KN)**	**(KN.m)**
G_{max} Pile	5932.61	-	-
G_{max} Tablier	13412.71	-	-
A(l) 3Voies	2629.67	-	-
D240	2386.35	-	-
Bc 3Voies	1784.32	-	-
Bt 2Voies	815.65	-	-
Mc 120	1817.28	-	-
semelle	1957.50	-	-
Freinage Bc 2Vs	-	75.84	1313.61
Freinage A(l) 2 Vs	-	89.49	1549.98
H_T	-	164.52	2849.47
H_{flv} (Ret + flu)	-	211.52	3663.60
Séisme longitudinal	-	3698.85	40425.39
Séisme transversal	-	2907.02	36361.97

Annexe C.7 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELS.

Combinaisons	N	H	MH
G+0.6T	21453.86	310.24	5373.28
G+0.6T+1,2Al	24609.46	401.25	6949.61
G+0.6T+1,2Bc	23595.04	417.62	8809.59
G+0.6T+Mc120	23271.14	310.24	5373.28
G+0.6T+D240	23840.21	310.24	5373.28

Annexe C.8 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELU.

Combinaisons	N	H	MH
1.35G+0.9T	28962.71	433.62	7510.38
1,35G+0.9T+1,6Al	33170.18	554.97	9612.15
1,35G+0.9+1,6Bc	31817.62	576.81	9990.35
1,35G+0.9T+1,35Mc120	31416.04	433.62	7510.38
1,35G+0.9T+1,35D240	32184.28	433.62	7510.38

Annexe C.9 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELA.

Combinaisons	N	H long	MH long	H tra	MH tr
G	21453.86	0,00	0,00	0,00	0,00
G + Ex + 0,2A(l)	20174.98	3991.35	45491.49	872.11	10908.59
G + Ex + 0,2BC	20005.91	3994.08	45538.77	872.11	10908.59
G + Ex + 0,2MC120	20012.50	3976.18	45228.77	872.11	10908.59
G + Ex + 0,2D240	20126.32	3976.18	45228.77	872.11	10908.59

Annexe C.10 : Evaluations de la décente de charge (cas de la pile) a l'ELS.

	N	H	MH	MV	∆ M	*R1*	*R2*
G+0.6T	21453.86	310.24	5373.28	0.00	5373.28	3063.21	4029.54
G+0.6T+1,2Al	24609.46	401.25	6949.61	0.00	6949.61	3447.40	4697.21
G+0.6T+1,2Bc	23595.04	417.62	8809.59	0.00	8809.59	3111.08	4695.39
G+0.6T+Mc120	23271.14	310.24	5373.28	0.00	5373.28	3366.09	4332.42
G+0.6T+D240	23840.21	310.24	5373.28	0.00	5373.28	3460.93	4427.26

Annexe C.11 : Evaluations de la décente de charge (cas de la pile) a l'ELU.

	N	H	MH	MV	∆ M	*R1*	*R2*
1.35G+0.9T	28962.71	433.62	7510.38	0.00	7510.38	4112.27	5462.93
1,35G+0.9T+1,6Al	33170.18	554.97	9612.15	0.00	9612.15	4624.53	6353.17
1,35G+0.9+1,6Bc	31817.62	576.81	9990.35	0.00	9990.35	4365.09	6161.75
1,35G+0.9T+1,35Mc120	31416.04	433.62	7510.38	0.00	7510.38	4521.16	5871.82
1,35G+0.9T+1,35D240	32184.28	433.62	7510.38	0.00	7510.38	4649.20	5999.86

Annexe C.12 : Evaluations des efforts (cas de la pile).

Désignation	N (KN)	H_L (KN)	H_T(KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FHL/o}$	$M_{FHT/o}$
Pile	0,00	3187.67	2158.43	0,00	8.41	0,00	26808.35	18152.41
Semelle	117.45	391.5	391.5	0,00	0.725	0,00	283.84	283.84
Séisme Tablier	0,00	1659.47	1763.68	0,00	16.82	0,00	27912.24	29665.12

Annexe C.13 : Evaluations des efforts sismiques sous pile.

	E1+G+Rmax	E2+G+Rmax	E3+G+Rmax	E1+G+Rmin	E2+G+Rmin	E3+G+Rmin
HL	3973.30	1398.65	1398.65	3385.57	810.92	810.92

HT	864.16	2880.53	864.16	864.16	2880.53	864.16
ML	45537.77	17240.70	17240.70	35358.28	7061.21	7061.21
MT	10908.26	36360.86	10908.26	10908.26	36360.86	10908.26
N	20185.42	20185.42	20185.42	20185.42	20185.42	20185.42

Annexe C.14 : Evaluations de la décente de charge (cas de la pile) a l'ELA.

	R1	***R2***
E1	7403.75	-682.92
E2	4895.27	1825.56
E3	4908.97	1839.26
E4	6472.41	224.92
E5	3963.94	2733.40
E6	3950.23	2719.70

Annexe C.15 : Evaluations des efforts (cas de la culée).

Désignation	***N (kN)***	***H (kN)***	***/FV/o (x/o)***	***/FH/O/a (y/a,o)***	***MFV/o***	***MFH/o***
Semelle	15590.40	/	0.00	1.40	0.00	/
Mur frontal	8916.05	/	0.00	5.60	0.00	/
DDT	331.50	/	3.38	11.13	1120.47	/
Mur en retour	1436.75	/	3.89	8.20	5588.96	/
Corbeau	127.08	/	1.56	10.84	198.24	/
MGG	1252.80	/	1.04	10.55	1302.91	/
Poids des terres sur talon	14201.90	/	3.18	7.00	45162.05	/
Poids des terres sur DDT	692.84	/	1.56	11.63	2424.92	/
Poussée des terres	/	11745.45	/	-4.03	0.00	-47373.31
Poids des surcharges	758.03	/	1.79	/	1356.87	/
Poussée des surcharges	/	882.45	/	-6.05	/	-5338.84
Somme	43307.34	12627.90	/	/	57154.42	-52712.15

Rg	5209.98	/	-0.58	/	-3021.79	/
R(Al)	3069.42	/	-0.58	/	-1780.26	/
Rbc	2576.46	/	-0.58	/	-1494.35	/
RMc120	2172.82	/	-0.58	/	-1260.24	/
RD240	3660.52	/	-0.58	/	-2123.10	/
RBt	1579.50	/	-0.58	/	-916.11	/
Hf+r	/	531.38	/	-8.64	/	-4591.12
HT°	/	413.29	/	-8.64	/	-3570.87
Frein Al	/	93.65	/	-8.64	/	-809.17
Frein Bc	/	110.51	/	-8.64	/	-954.77

Annexe C.16 : Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELS.

	N	**H**	**MH**	**MV**	**∆ M**	**R1**	**R2**	**R3**
G+0.6T	47759.29	12524.81	-53912.11	52775.76	-1136.35	2251.71	2274.25	2296.80
G++0.6T+1.2Q	48668.93	13583.75	-60318.72	54404.01	-5914.71	2200.21	2317.57	2434.92
G+0.6T+1.2A(l)	51442.60	12637.19	-54855.02	49723.33	-5131.69	2347.83	2449.65	2551.47
G+0.6T+1.2Bc	50851.04	12657.413	-55024.69	50066.43	-4958.25	2323.10	2421.48	2519.86
G+0.6T+Mc120	49932.11	12524.81	-53912.11	51515.52	-2396.59	2330.17	2377.72	2425.27
G+0.6T+D240	51419.81	12524.81	-53912.11	50652.66	-3259.45	2383.89	2448.56	2513.23

Annexe C.17 : Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELU.

	N	**H**	**MH**	**MV**	**∆ M**	**R1**	**R2**	**R3**
1.35G+0.9T	64475.04	16945.68	-73093.43	71247.27	-1846.15	3033.61	3070.24	3106.87
1.35G++0.9T+1.6Q	65687.89	24288.60	-107218.27	98354.82	-8863.46	2952.13	3127.99	3303.86
1.35G+0.9T+1.6A(l)	91952.38	23026.52	-99933.34	91869.62	-8063.72	4218.69	4378.68	4538.68
1.35G+0.9T+1.6Bc	91163.65	23053.48	-100159.56	92327.09	-7832.47	4185.72	4341.13	4496.53
1.35G+0.9T+1.35Mc120	89974.62	16945.68	-73093.43	94482.50	21389.07	4708.89	4284.51	3860.12
1.35G+0.9T+1.35D240	91983.01	16945.68	-73093.43	93317.63	20224.20	4781.42	4380.14	3978.87

Annexe C.18 : Évaluation des charges Sismique (cas de la culée)

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	935.42	3118.08	0.00	1.40	0.00	4365.31
Mur F	534.96	1783.21	0.00	5.60	0.00	9977.06
DDT	19.89	66.30	3.38	8.33	67.23	552.28
Mur en R	86.21	287.35	3.89	5.40	335.34	1551.69
Corbeau	7.62	25.42	1.56	8.04	11.89	204.34
MGG	75.17	250.56	1.04	7.75	78.17	1941.84
Poids des Terres Amot	852.11	2840.38	3.18	4.20	2709.72	11929.60
Poids des T sur DDT	41.57	138.57	3.50	8.83	145.50	1223.55

Annexe C.19 : Évaluation des charges Sismique due au tablier (cas de la culée)

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Seisme Tablier	0.00	1995.77	-0.58	8.39	0.00	16744.54

Annexe C.20 : Évaluation des charges Sismique due à la poussée des terres

Désignation	N(KN)	H (kN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Pad (1+kv)	/	14315.15	/	4.033	/	57737.79
Pad (1-kv)	/	13256.66	/	4.033	/	53468.51

Annexe C.21 : Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELA.

	N	V	M	R1	R2	R3
P max - H + 0,3V	33583.94	20526.54	79402.41	3174.68	1599.24	23.79
P min - H - 0,3V	32118.20	19470.36	81894.40	3154.33	1529.44	-95.45
P max + V - 0,3H	34716.21	6661.12	18677.76	2023.74	1653.15	1282.56
P min - V - 0,3H	30985.92	6341.91	24099.16	1953.68	1475.52	997.36

ANNEXE D

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR

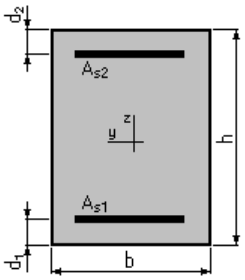
Hourdi supérieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (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 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 25,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	398,23	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	298,32	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 58,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)		
théorique	ρ = 2,33 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 398,23** **(kN*m)** **M_{min} = 0,00** **(kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,16 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 15,58 (cm)
Bras de levier: Z = 18,77 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 2,12 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 423,4 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 297,07 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,93 (cm)
Bras de levier: Z = 20,36 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 21,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

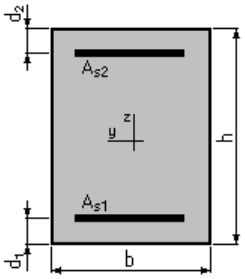
Hourdi supérieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 25,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	229,40	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	171,91	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 32,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)		
théorique	ρ = 1,60 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 229,40 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 8,77 (cm)
Bras de levier: Z = 16,49 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 4,49 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 171,91 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,01
Position de l'axe neutre: y = 9,86 (cm)
Bras de levier: Z = 16,71 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 20,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 321,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

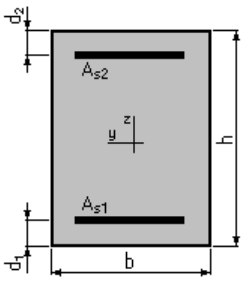
Hourdi inférieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 35,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	136,71	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	102,32	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 10,9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,36 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 136,71 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2,99	(cm)
Bras de levier:	Z = 28,80	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,11	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 102,32 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,45
Position de l'axe neutre:	y = 8,41 (cm)
Bras de levier:	Z = 27,20 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 8,9 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	

tendue: σ_s = 344,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

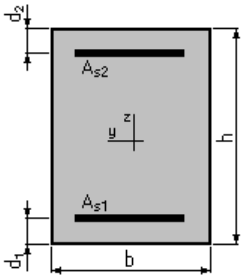
Hourdi inférieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 35,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	91,98	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	69,20	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,24 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 91,98 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,98 (cm)
Bras de levier: Z = 29,21 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,71 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 69,20 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,45
Position de l'axe neutre: y = 7,06 (cm)
Bras de levier: Z = 27,65 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 345,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa

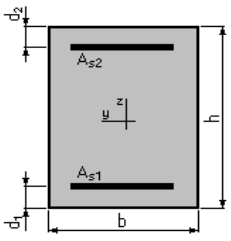
Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 40,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	51,25	216,02
2.	ELU	69,30	287,72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 27,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 27,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
théorique ρ = 1,36 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 51,25 (kN) M = 216,02 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,01 (cm)
Bras de levier: Z = 31,00 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 76,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 69,30 (kN) M = 287,22 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,38 (cm)
Bras de levier: Z = 32,45 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,23 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 96,3 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA PILE

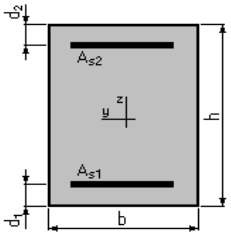
Ferraillage du voile (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 200,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELA	5482,79	2844,38
2.	ELS	966,26	3055,09
3.	ELU	1334,56	4147,42

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 35,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 35,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 40,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1000,0 (cm2)
théorique ρ = 0,35 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELA N = 5482,79 (kN) M = 2844,38 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,40 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 139,41 (cm)
Bras de levier: Z = 139,24 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,40 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 279,1 (MPa) comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 966,26 (kN) M = 3055,09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,43
Position de l'axe neutre: y = 48,12 (cm)
Bras de levier: Z = 178,96 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 349,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 102,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELU N = 1334,56 (kN) M = 4147,42 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 15,48 (cm)
Bras de levier: Z = 188,81 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,86 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 116,8 (MPa)

Ferraillage des pieux (Pile)

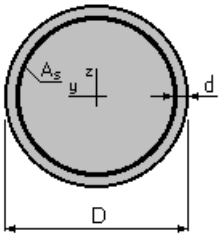
(Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,00 (cm)

d = 5,00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	4695,39	256,22	0,00
2.	ELU	6161,75	353,89	0,00
3.	ELA	-682,92	2399,03	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 114,7 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,01 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 4695,39 (kN) M_y = 256,22 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,72
Position de l'axe neutre: y = 239,07 (cm)
Bras de levier: Z = 59,73 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 70,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 6161,75 (kN) M_y = 353,89 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,30 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 132,65 (cm)
Bras de levier: Z = 58,23 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,27 (‰)
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 = -682,92 (kN) M_y = 2399,03 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 23,14 (cm)
Bras de levier: Z = 103,66 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,53 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 390,2 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

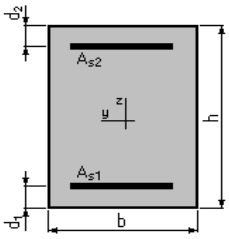
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 275,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	979,27	91,70
2.	ELU	1707,07	120,93
3.	ELA	1496,39	3911,58

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 27,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 27,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 55,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1375,0 (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 = 979,27 (kN) M = 91,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 43,60
Position de l'axe neutre: y = 846,12 (cm)
Bras de levier: Z = 141,39 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 6,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1707,07 (kN) M = 120,93 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 27,33 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 331,89 (cm)
Bras de levier: Z = 137,25 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,10 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 1496,39 (kN) M = 3911,58 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,82 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 21,12 (cm)
Bras de levier: Z = 261,55 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,85 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500,0 (MPa) comprimée: σ_s' = 129,5 (MPa)

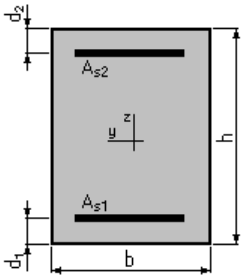
MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (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 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 45,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	221,07	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	165,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 18,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,46 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 221,07 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,88	(cm)
Bras de levier:	Z = 37,65	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,72	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 165,00 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 12,35 (cm)

Bras de levier: Z = 35,88 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

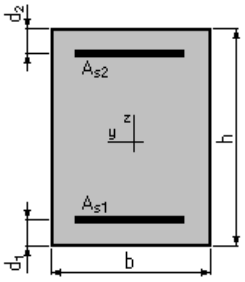
Mur en retour sens horizontal (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (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 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)

h = 70,00 (cm)

d_1 = 5,00 (cm)

d_2 = 5,00 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	645,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	442,32	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 30,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,7 (cm2)
théorique ρ = 0,47 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 645,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,25 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 9,71 (cm)
Bras de levier: Z = 61,12 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,76 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 442,32 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 20,20 (cm)
Bras de levier: Z = 58,27 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

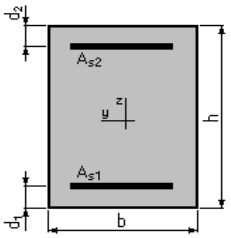
Mur en retour sens vertical (Calcul de Section en Flexion composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)

h = 70,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	995,00	328,00
2.	ELS	848,00	240,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 7,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 14,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 350,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 995,00 (kN) M = 328,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,88 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 21,05 (cm)
Bras de levier: Z = 56,58 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 7,31 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 848,00 (kN) M = 240,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,04
Position de l'axe neutre: y = 32,10 (cm)
Bras de levier: Z = 54,30 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 17,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 53,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

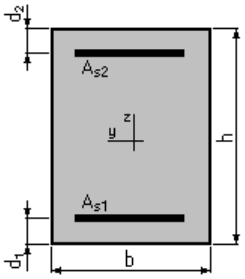
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (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 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 30,00 (cm)
d_1 = 5,00 (cm)
d_2 = 5,00 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	96,31	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	71,64	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 12,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 2,8 (cm2)
théorique ρ = 0,51 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 96,31 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,93 (cm)

Bras de levier: Z = 23,03 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,46 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 71,64 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,08 (cm)
Bras de levier: Z = 22,31 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

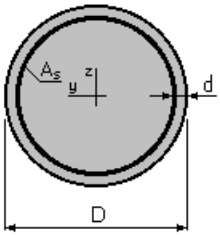
Ferraillage des pieux (Culée)
(Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,00 (cm)
d = 5,00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	2551,47	2452,69	0,00
2.	ELU	4538,68	4385,57	0,00

3.	ELA	4173,15	4266,82	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 209,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,85 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 2551,47 (kN) M_y = 2452,69 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 54,08 (cm)

Bras de levier: Z = 92,28 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 14,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 201,1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 4538,68 (kN) M_y = 4385,57 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,13 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 54,04 (cm)

Bras de levier: Z = 89,39 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 3,93 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 4173,15 (kN) M_y = 4266,82 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 50,65 (cm)

Bras de levier: Z = 90,92 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 4,43 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

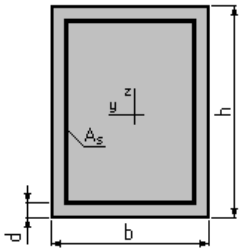
Corbeau (Calcul de Section en compression Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,00 (cm)
h = 40,00 (cm)
d = 5,00 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	100,06
Etat **L**imite de **S**ervice	77,39
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000,00	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,00	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,33	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,33	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11,55	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,87	(cm)
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	

α = 0,70 N_u (béton seul) = 5759,97 (kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 11,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,42 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)