Wondershare PDFelement

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

Wondershare PDFelement

Thème :

Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successif

Réalisé par :

Mr CHEGRANI M^{ed} Arezki

Mr BECHAREF Said

Encadré par :

Mme MILOUDI Nassima

Promotion 2021/2022

Wondershare PDFelement

Remerciements

Avant toute chose, nous accordons toute notre gratitude et remerciements à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mettre en ouvre ce travail.

Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements et gratitudes à notre promotrice Mme MILOUDI pour sa précieuse aide, sa disponibilité tout au long de cette période, et son orientation durant toute la durée de ce projet ainsi que pour la marque de confiance qu'elle nous a manifestée et ses précieux conseils furent d'un apport considérable.

A tous les enseignants ayant contribué à notre formation.

Nos plus vifs remerciements vont aussi aux membres du jury pour avoir accepté d'honorer par leur jugement notre travail.

Nous souhaitons remercier toute l'équipe de l'ENGOA pour sa qualité d'encadrement exceptionnel.

Enfin, on adresse nos sincères sentiments de gratitudes et de reconnaissances à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Wondershare PDFelement

Wondershare
PDFelement

Dédicaces

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail

Je dédie ce modeste et précieux travail aux êtres les plus chères : ma jolie mère et mon père, que Dieu les gardes et les protèges

A mes frères que j'aime et je respecte : Ali, Tarik, Meziane, Belkacem et Idir

A mes cousins et cousines

A toute la famille BECHAREF

A mes amis, en particulier mon binôme Aziz, kamel, Nassim ...

A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu durant ces années de formation

A ceux qui sont loin mais qui restent toujours dans nos cœurs

Sans oublier tous les amis et les camarades de la promotion 2021/2022

Said

Wondershare
PDFelement

Dédicaces

Je rends grâce à Dieu et dédie particulièrement ce modeste travail à :

A mes parents pour leurs sacrifices, et efforts qu'ils n'ont jamais cessé de fournir pour mon bien être,

A mon frère et sœurs,

A toute la famille CHEGRANI,

A tous mes cousins et cousines,

A mon Binôme Said,

A tous mes amis : Nassim, Kamel, Tarik, Belkacem et Boubekeur ...

A toute la promotion V.O.A et a l'ensemble de la promotion Travaux Publics 2021/2022,

Que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler

Aziz

Wondershare PDFelement

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 3

I.2. Caractéristiques du pont 3

I.3. Exigences fondamentales 3

I.3.1. Les exigences fonctionnelles 3

I.3.2. Les exigences naturelles 5

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction 9

II.2. Le béton 9

II.2.1. La résistance caractéristique à la compression 9

II.2.2. La résistance caractéristique à la traction 10

II.2.3. Contrainte de calcul à l'état limite ultime (ELU) 10

II.2.4. Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS) 11

II.2.5. Coefficient de poisson ($\boldsymbol{\nu}$) 11

II.2.6. Module de déformation longitudinale du béton ($\boldsymbol{E}$) 11

II.2.7. Module de Déformation transversale du béton ($\boldsymbol{G}$) 12

II.3. Les aciers 12

II.3.1. Les aciers passifs 12

II.3.1.1. La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU) 13

II.3.1.2. La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS) 13

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

II.3.2. Les aciers actifs 14

II.3.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles 14

II.3.2.2. Caractéristiques mécaniques 14

Chapitre III : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

III.1. Introduction 17

III.2. Répartitions des travées 17

III.3. Hauteur des voussoirs 17

III.3.1. Hauteur sur pile 18

III.3.2. Hauteur sur clé 18

III.4. Découpage des voussoirs 18

III.4.1. Voussoirs sur pile 19

III.4.2. Voussoirs courants 19

III.4.3. Voussoirs de clavage 19

III.5. Pré-dimensionnement de la section transversale 19

III.5.1. Épaisseur des âmes 20

III.5.2. Inclinaison des âmes 21

III.5.3. Entraxe des âmes 21

III.5.4. Epaisseur de l'hourdis supérieur es 21

III.5.5. Epaisseur de l'hourdis inférieur 22

III.5.5.1. Epaisseur à la clé 22

III.5.5.2. Epaisseur sur pile 23

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

III.5.6. Les goussets 23

III.5.6.1. Gousset supérieur 23

III.5.6.2. Gousset inferieur 24

III.6. Caractéristiques géométriques 26

III.6.1. Section sur pile 27

III.6.2. Section à la clé 28

III.7. Loi de variation des différents paramètres 30

III.7.1. Variation de la hauteur de la poutre $\boldsymbol{h(x)}$ 30

III.7.2. Variation de hauteur de l'hourdis inférieur $\boldsymbol{ex}$ 30

III.7.3. Variation de la section $\boldsymbol{Sx}$ 31

III.7.4. Variation de centre de gravité de la section du voussoir $\boldsymbol{YG(x)}$ 31

III.7.5. Variation du moment d'inertie $\boldsymbol{I(x)}$ 32

III.7.6. Variation des différent paramètres 32

Wondershare PDFelement

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.1. Introduction 34

IV.2. Caractéristiques du pont 34

IV.2.1. La largeur totale 34

IV.2.2. La largeur roulable 34

IV.2.3. La largeur chargeable 34

IV.2.4. Nombre de voies de circulation 34

IV.2.5. La largeur de la voie de circulation 35

Wondershare PDFelement

IV.2.6. Classe du pont 35

IV.3. Evaluation des charges et surcharges 35

IV.3.1. Les charges permanentes 35

IV.3.1.1. Les charges permanentes« CP » 35

IV.3.1.2. Les charges complémentaires permanentes « CCP » 38

IV.3.2. Les surcharges 39

IV.3.2.1. La surcharge $\boldsymbol{A(L)}$ 39

IV.3.2.2. Système de charge $\boldsymbol{B}$ 43

IV.3.2.3. Charge Militaire $\boldsymbol{Mc120}$ 51

IV.3.2.4. Charge exceptionnelle $\boldsymbol{D240}$ 53

IV.3.2.5. Surcharges sur les trottoirs 54

IV.3.2.6. Force de freinage 54

IV.3.2.7. Le vent W 55

IV.3.2.8. Le gradient thermique 55

IV.3.2.9. L'effort sismique 55

IV.3.3. Combinaisons de charges 56

IV.3.3.1. Coefficient de majoration 56

IV.3.3.2. Les combinaisons d'actions 57

Chapitre V : Etude longitudinale

V.1. Introduction 60

V.2. Phases de construction en encorbellements 60

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

V.3. Charges appliquées à la console en cours de la construction 65

V.3.1. Le poids propre du tablier 66

V.3.2. Les surcharges de chantier $\boldsymbol{Qpra}$ 66

V.3.2.1. La charge répartie $\boldsymbol{Qpra1}$ 66

V.3.2.2. Les surcharges concentrées $\boldsymbol{Qpra2}$ 67

V.3.3. Surcharges d'équipage mobile $\boldsymbol{Qprc1}$ 69

V.3.4. Le vent $\boldsymbol{Qw}$ 70

V.3.5. Actions accidentelles $\boldsymbol{Fa}$ 71

V.3.6. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) 73

V.3.7. Combinaisons accidentelles de construction (type B) 74

V.3.8. Les combinaisons les plus défavorables 75

V.4. Etude en phase de service 76

V.4.1. Présentation du logiciel 76

V.4.2. Étapes de modélisation 76

V.4.3. Interprétation des résultats 82

Wondershare PDFelement

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

VI.1. Introduction 86

VI.2. Etude de la précontrainte de l'ouvrage 86

VI.2.1. Les câbles de fléau 86

VI.2.2. Les câbles de continuité 87

VI.3. Etude de la précontrainte de fléau 87

Wondershare PDFelement

VI.3.1. Disposition des câbles 87

VI.3.2. Le câblage 87

VI.3.3. Détermination du nombre de câbles 89

VI.3.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir 91

VI.3.5. Espacement des armatures de la précontrainte 93

VI.3.6. Tracés des câbles 93

VI.3.7. Etude du tracée des câbles 94

VI.3.7.1. Etude du tracé des câbles en élévation 94

VI.3.7.2. Etude du tracé des câbles en plan 99

VI.4. Pertes de précontrainte 103

VI.4.1. Pertes de tension instantanée 103

VI.4.1.1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine 103

VI.4.1.2. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'encrage) 105

VI.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton 107

VI.4.1.4. Pertes instantanées totales : 109

VI.4.2. Pertes de tension différées 110

VI.4.2.1. Pertes dues au retrait du béton 110

VI.4.2.2. Pertes dues au fluage du béton 110

VI.4.2.3. Pertes dues à la relaxation des armatures 112

VI.4.2.4. Pertes différées totales 113

VI.4.3. Pertes totales 114

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

VI.5. Vérification des contraintes 114
VI.6. Etude de la précontrainte de continuité 116
VI.6.1. Détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles 116
VI.6.2. Câblage de la travée de rive 117
VI.6.3. Câblage de la travée intermédiaire 117
VI.6.4. Pertes de tensions 118
VI.6.4.1. Travée intermédiaire 119
VI.6.4.2. Travée de rive 120
VI.6.5. Vérification des contraintes en phase de service (ELS) 120
VI.6.5.1. Vérification de la travée de rive 123
VI.6.5.2. Vérification de la travée intermédiaire 124
VI.7. Conclusion 125

Wondershare PDFelement

Chapitre VII : Etude de la culée

VII.1. Introduction 127
VII.2. Choix de la morphologie 127
VII.3. Pré-dimensionnement de la culée 128
VII.3.1. Mur de garde de grève 128
VII.3.2. Dalle de transition 129
VII.3.3. Semelle 129
VII.3.4. Murs en retour 129
VII.3.5. Mur de front 129

Wondershare PDFelement

VII.3.6. Corbeau 130

VII.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée 131

VII.4.1. Efforts dus aux différentes charges 131

VII.4.2. Vérification de la stabilité de la culée 132

VII.4.2.1. Vérification au glissement 132

VII.4.2.2. Vérification au renversement 132

VII.5. Etude des éléments de la culée 132

VII.5.1. Dalle de transition 132

VII.5.1.1. Evaluation des efforts 132

VII.5.1.2. Ferraillage 133

VII.5.2. Mur de garde de grève 135

VII.5.2.1. Evaluation des efforts 135

VII.5.2.2. Ferraillage 137

VII.5.3. Corbeau 138

VII.5.3.1. Evaluation des efforts 138

VII.5.3.2. Ferraillage 139

VII.5.4. Mur en retour 140

VII.5.4.1. Efforts horizontaux 140

VII.5.4.2. Efforts verticaux 141

VII.5.4.3. Ferraillage 142

VII.5.5. Mur de front 143

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

VII.5.5.1. Récapitulatifs des efforts 145

VII.5.5.2. Ferraillage 146

VII.5.6. Semelle 147

VII.5.6.1. Evaluation des efforts 147

VII.5.6.2. Ferraillage 149

Chapitre III : Etude de la pile

VIII.1. Introduction 154

VIII.2. Le choix de type de piles 154

VIII.3. Pré-dimensionnement de la pile 154

VIII.4. Les fondations 155

VIII.4.1. Nombre de fils de pieux 155

VIII.4.2. La semelle 156

VIII.4.2.1. La largeur 156

VIII.4.2.2. La longueur 156

VIII.4.2.3. La hauteur 156

VIII.4.3. Etude et ferraillage de la pile 157

VIII.4.3.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile 157

VIII.4.3.2. Ferraillage de la pile 160

VIII.4.4. Etude et ferraillage de la semelle 166

VIII.4.4.1. Caractéristiques de la semelle 166

VIII.4.4.2. Détermination de nombre de pieux 166

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

VIII.4.4.3. Effort revenant à chaque pieu 167

VIII.4.4.4. Ferraillage de la semelle (méthode des consoles) 168

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Liste des figures

Figure I - 1 : Tracé en plan 4

Figure I - 2 : Profil en long 4

Figure I - 3 : Profil en travers 5

Figure I - 4 : carte de zonage sismique en Algérie 6

Figure II - 1 : Diagramme des contraintes-déformations des aciers 13

Figure II - 2 : Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte 15

Figure III - 1 : Découpage en voussoirs de la demi-travée centrale ou la travée de rive 18

Figure III - 2 : Dimensions de la section transversale 20

Figure III - 3 : Dimensionnement du gousset supérieur 23

Figure III - 4 : Dimensionnement du gousset inférieur 24

Figure III - 5 : Dimensions des différents composants du voussoir sur pile 25

Figure III - 6 : Dimensions des différents composants du voussoir sur clé 25

Figure III - 7 : Division de la coupe transversale du voussoir sur pile en plusieurs sections .. 27

Figure III - 8 : Division de la coupe transversale du voussoir à la clé en plusieurs sections ... 28

Figure III - 9 : Variation de hauteur des voussoirs le long de la poutre 30

Figure III - 10 : Variation de hauteur de l'hourdis inférieur des voussoirs le long de la poutre 31

Figure III - 11 : Variation de la section des voussoirs le long de la poutre 31

Figure IV - 1 : Les déférents cas du placement de la charge A(L) sur le tablier 42

Figure IV - 2 : Système de charge Bc 44

Figure IV - 3 : Système de charge Br 47

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Figure IV - 4 : Système de charge Bt 49

Figure IV - 5 : Système de charge $Mc120$ 51

Figure IV - 6 : Distance entre deux véhicules type $Mc120$ 52

Figure IV - 7 : Système de charge $D240$ 53

Figure V - 1 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P1 60

Figure V - 2 : jetée du voussoir de clavage à compléter la travée C1-P1 60

Figure V - 3 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P2 61

Figure V - 4 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P1-P2 61

Figure V - 5 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P3 61

Figure V - 6 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P2-P3 61

Figure V - 7 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P4 62

Figure V - 8 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P3-P4 62

Figure V - 9 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P5 62

Figure V - 10 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P4-P5 62

Figure V - 11 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P6 63

Figure V - 12 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P5-P6 63

Figure V - 13 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P7 63

Figure V - 14 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P6-P7 63

Figure V - 15 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P8 64

Figure V - 16 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P7-P8 64

Figure V - 17 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P8-C2 64

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Figure V - 18 : Schéma statique du demi-fléau 65

Figure V - 19 : Charges appliquées au fléau 65

Figure V - 20 : Surcharges réparties $Qpra1$ 67

Figure V - 21 : Surcharges concentrées $Qpra2$ 68

Figure V - 22 : Surcharge d'équipage mobile $Qprc1$ 69

Figure V - 23 : Surcharge du vent Qw 70

Figure V - 24 : Actions accidentellesFa 71

Figure V - 25 : Combinaisons en situation temporaire 73

Figure V - 26 : Combinaisons accidentelles 74

Figure V - 27 : Définitions des unités dans les préférences de la tâche 77

Figure V - 28 : Création des lignes de construction 77

Figure V - 29 : Importation d'une section d'un voussoir courant 78

Figure V - 30 : Ajout des sections des voussoirs aux profilés des barres 78

Figure V - 31 : Modélisation d'une travée de rive et une travée centrale du pont 79

Figure V - 32 : Ajout des appuis aux piles et culées 79

Figure V - 33 : Définition des charges G, Ccp et A(L) 80

Figure V - 34 : Définition des charges roulantes Bc,$Mc120$ et $D240$ 80

Figure V - 35 : Exemple d'application de la charge Bc sur le pont 81

Figure V - 36 : Introduction de la combinaison ELU 1.35G + 1.35Bc 81

Figure V - 37 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU $1.35\ G + 1.35\ D240$ 82

Figure V - 38 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS$G + D240$ 83

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Figure VI - 1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur 93

Figure VI - 2 : Câblage du voussoir en élévation 94

Figure VI - 3 : Tracé des câbles en élévation 99

Figure VI - 4 : Tracé en plan d'un câble de fléau 100

Figure VI - 5 : Tracé des câbles en plan 102

Figure VI - 6 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive) 117

Figure VI - 7 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire) ... 118

Figure VII - 1 : Éléments constructifs d'une culée remblayée 128

Figure VII - 2 : Les dimensions des éléments de la culée 130

Figure VII - 3 : Ferraillage de la dalle de transition 134

Figure VII - 4 : Ferraillage de mur garde grève 138

Figure VII - 5 : Ferraillage du corbeau 140

Figure VII - 6 : Ferraillage du mur en retour 143

Figure VII - 7 : Ferraillage du mur frontal 147

Figure VII - 8 : Dessin type de la semelle 149

Figure VII - 9 : Ferraillage de la semelle 152

Figure VIII - 1 : Vue en plan de la pile 155

Figure VIII - 2 : Vue en plan de la semelle et de disposition des pieux 157

Figure VIII - 3 : Modélisation de la pile 158

Figure VIII - 4 : Abaque de Walther pour la flexion composée 160

Figure VIII - 5 : Répartition des armatures de la pile 160

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Figure VIII - 6 : Ferraillage de la section de la pile 164

Figure VIII - 7 : Ferraillage de la semelle de la pile 170

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Liste des tableaux

Tableau III - 1 : Tableau représentatif des différentes formules des caractéristiques géométriques 26

Tableau III - 2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques des différentes sections du voussoir sur pile 27

Tableau III - 3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques des différentes sections du voussoir à la clé 29

Tableau III - 4 : Variation des différentes caractéristiques géométriques des voussoirs le long de la poutre 32

Tableau IV - 1 : Classification des ponts selon la largeur roulable 35

Tableau IV - 2 : Tableau des valeurs possibles pour le coefficient a1 40

Tableau IV - 3 : Tableau des valeurs possible de V0 selon la classe du pont 41

Tableau IV - 4 : Valeur de la charge A(L) suivant chaque cas 43

Tableau IV - 5 : Valeurs possibles du coefficient bc 45

Tableau IV - 6 : Valeur de la charge Bc suivant chaque cas 46

Tableau IV - 7 : Valeur de la charge Br suivant chaque cas 48

Tableau IV - 8 : Valeurs possibles du coefficient bt 49

Tableau IV - 9 : Valeur de la charge Bt suivant chaque cas 50

Tableau IV - 10 : Valeur de la charge $Mc120$ suivant chaque cas 53

Tableau IV - 11 : Coefficient d'accélération de zone A 56

Tableau IV - 12 : Les différentes valeurs du coefficient de majoration 57

Tableau IV - 13 : Les différentes combinaisons d'action à l'ELS et à l'ELU 58

Tableau V - 1 : Les efforts des charges de construction sur le demi-fléau 72

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Tableau V - 2 : Les effets (moment et effort) dus aux combinaisons en situation temporaire type A 74

Tableau V - 3 : Les effets (moment et effort) dus aux combinaisons accidentelles type B 75

Tableau V - 4 : Combinaison les plus défavorables 75

Tableau V - 6 : Les moments fléchissants des voussoirs de la travée de rive 83

Tableau V - 7 : Les moments fléchissant des voussoirs de la travée intermédiaire 84

Tableau VI - 1 : Répartition des câbles dans chaque voussoir d'un demi-fléau 92

Tableau VI - 2 : Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir et chaque âme 92

Tableau VI - 3 : Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation 99

Tableau VI - 4 : Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en plan 102

Tableau VI - 5 : Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles 105

Tableau VI - 6 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble 107

Tableau VI - 7 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble 109

Tableau VI - 8 : Pertes de tension par fluage 111

Tableau VI - 9 : Pertes dues à la relaxation des armatures 113

Tableau VI - 10 : Vérification des contraintes en construction 116

Tableau VI - 11 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (Travée de rive) 117

Tableau VI - 12 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (Travée intermédiaire) 118

Tableau VI - 13 : Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire 119

Tableau VI - 14 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive 120

Tableau VI - 15 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous $Mmin\ (G + Ccp)$ .. 123

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Tableau VI - 16 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous $Mmax$ $(G + D240)$ 123

Tableau VI - 17 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous $Mmin$ $(G + Ccp)$ 124

Tableau VI - 18 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous $Mmax$ $(G + D240)$ 125

Tableau VII - 1 : Calcul des moments et des efforts 131

Tableau VII - 2 : Résultat de calcule des efforts 133

Tableau VII - 3 : Récapitulatif des moments et des efforts agissants sur le mur frontal 144

Tableau VII - 4 : Coefficient d'accélération A 144

Tableau VII - 5 : Les moments et les efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique 146

Tableau VII - 6 : Les sections d'armatures en conditions normale et sismique 150

Tableau VIII - 1 : Les sollicitations maximales sur la pile 159

Tableau VIII - 2 : Les sections d'armatures en conditions normale et sismique 168

Wondershare PDFelement

Wondershare PDFelement

Introduction Générale

Les ouvrages d'art sont des constructions très importantes utilisées de nos jours. Ils permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel ; pour permettre des communications routières, ferroviaire …

D'une façon générale, on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel. Selon le cas, on distingue de nombreux types de ponts en fonction de leur utilisation et de leur époque de construction : pont-route, pont-rail, pont-canal …

Le souci de l'ingénieur est la façon de construire ces ponts, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse et 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.

Comme les ouvrages d'arts traduits l'esprit constructif des pays, et dans le cadre du développement économique et l'investissement dans les réseaux routiers, l'Algérie a lancé un programme national consiste à réaliser une nouvelle autoroute qui comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation.

Un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'étude pour nous permettre de compléter notre formation. Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont implanté dans la pénétrante qui reliera la wilaya de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest ; avec les principales étapes de l'étude d'un pont construit par encorbellement successifs.

Wondershare
PDFelement

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Wondershare
PDFelement

Wondershare PDFelement

I.1. Introduction

L'objet de notre étude consiste à la conception et le dimensionnement d'un tablier de ponts construits par encorbellement successifs avec des voussoirs préfabriqués. Le pont qui rentre dans le projet reliant Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia sur 48 km.

Le projet initial est constitué de deux ponts similaires construits par encorbellement successifs avec des voussoirs préfabriqués. Les deux viaducs sont adjacents et parallèles et leur géométrie est identique. Chaque viaduc porte 3 voies dans un seul sens de circulation. Pour cela nous étudierons seulement un des deux viaducs, à savoir le viaduc V8 gauche.

I.2. Caractéristiques du pont

Le V8 gauche se compose de 9 travées, avec 2 travées de rive de longueur 46,15m et 7 travées intermédiaires de longueur 87,2m.

La longueur totale du pont est d'environs 702,7m avec une largeur totale de 13,8m et une largeur roulable de 11,5m. Chacune de ces 3 vois est de largeur 3,80m.

La pente transversale sur toute la longueur de l'ouvrage est assurée par la forme des voussoirs elle-même. Elle est égale à 2.5%.

I.3. Exigences fondamentales

La conception d'un pont doit satisfaire à deux exigences ou données fondamentales pour qu'il puisse offrir des services adéquats aux usagers.

I.3.1. Les exigences fonctionnelles

Ce sont l'ensemble des caractéristiques permettent au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

Les caractéristiques fonctionnelles relatives à la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

- **Tracé en plan**

Le tracé en plan est la projection verticale sur un plan horizontal de la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, cela permet de définir la longueur de l'ouvrage (702,7m).

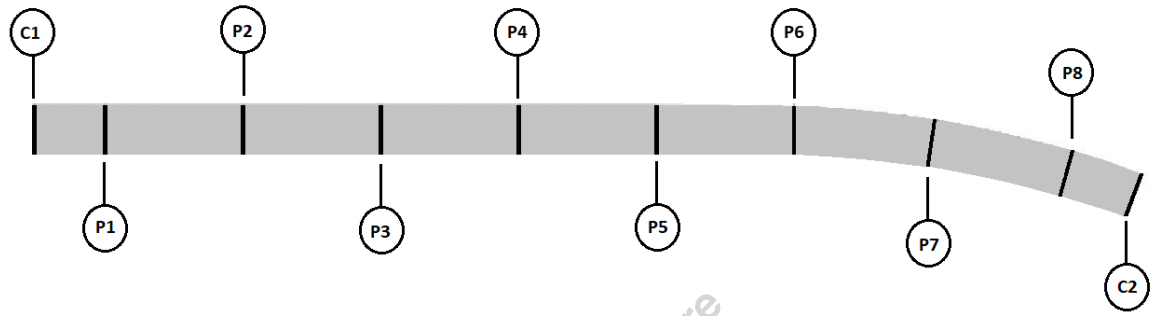

Figure I - 1 : Tracé en plan

- **Profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracée en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

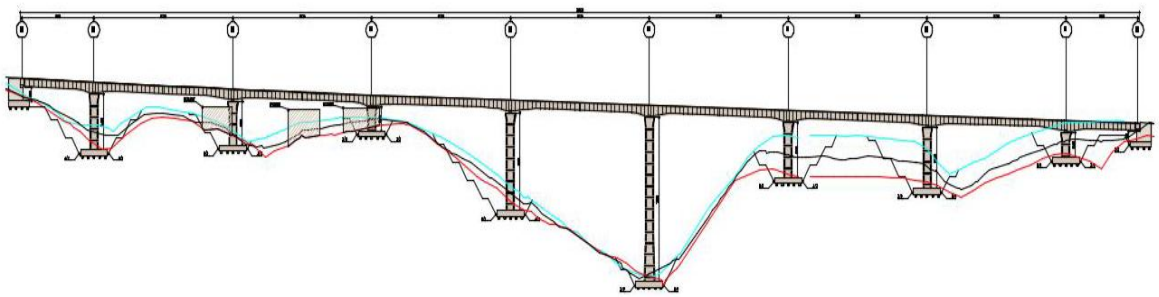

Figure I - 2 : Profil en long

- **Profil en travers**

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- La largeur du tablier : $\boldsymbol{l_t = 13,80m}$
- La largeur roulable : $\boldsymbol{l_r = 12,5\ m}$
- La largeur des trottoirs : $\boldsymbol{l_{trottoirs} = 2 \times 0,65 = 1.30m}$
- Nombre de voies de circulation :$\boldsymbol{n_v = 3\ voies}$
- Le devers : 2,5%

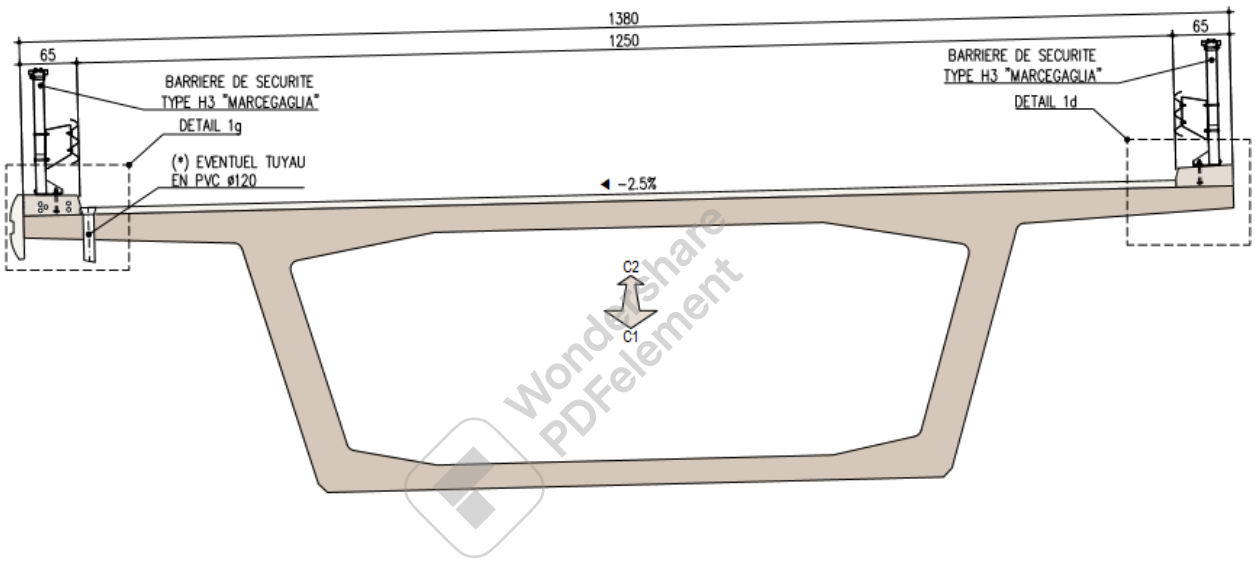

Figure I - 3 : Profil en travers

I.3.2. Les exigences naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur chargé d'un projet est plus qu'une simple formalité : C'est une étape essentielle de ce projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont rappelés ci-après.

- **Données géotechniques**

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation et des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement souhaité.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel.

Les informations essentielles sur la nature des terrains à savoir sont :

- Paramètres mécaniques (pour les problèmes de capacité portante)
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage)
- Compacité (pour les problèmes de terrassement)
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles)

- **Données sismologiques**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou accélérations.

Notre ouvrage se situe au niveau de Djebahia dans la wilaya de Bouira, qui est classée par le Règlement Parasismique Algérien pour les Ouvrages d'Arts (RPOA 2008) dans la zone II A, c'est-à-dire une zone à sismicité moyenne.

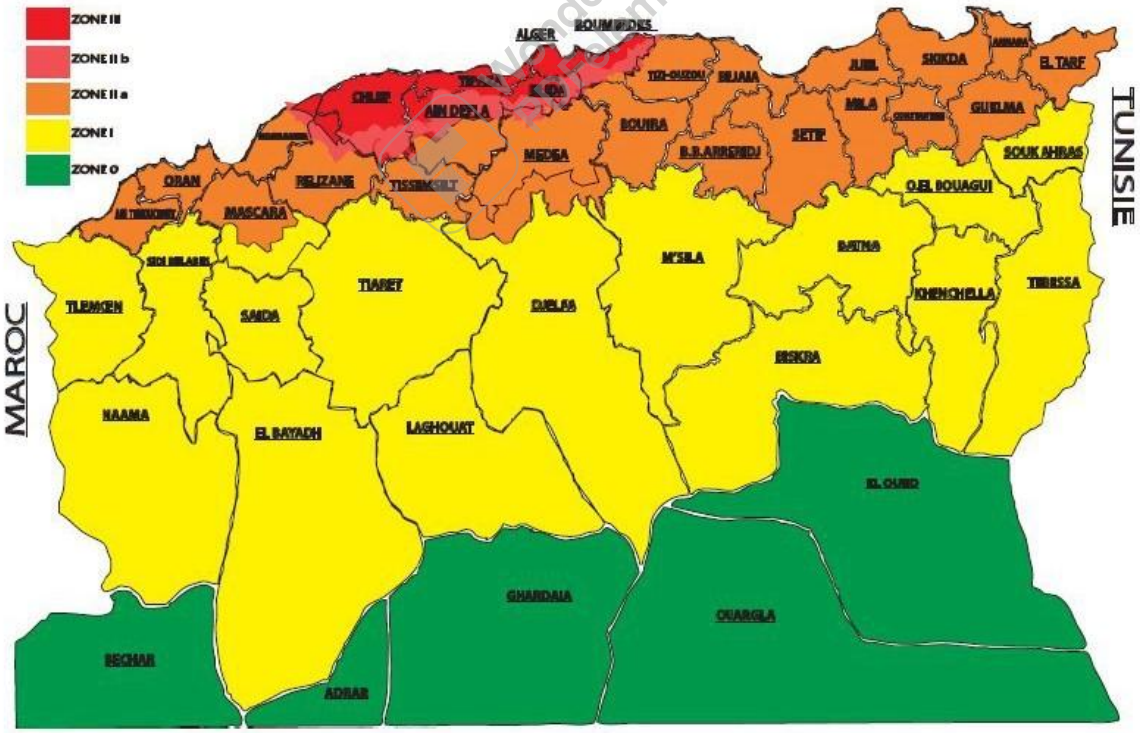

Figure I - 4 : carte de zonage sismique en Algérie

Wondershare PDFelement

- **Données climatique**
  - **La température**

Les effets de température (gradient thermique) sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, ils interviennent également au niveau de dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

  - **La neige**

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

  - **Le vent**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge Fascicule 61, titre II à $2KN/m^2$.

Wondershare PDFelement

Wondershare
PDFelement

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

Wondershare
PDFelement

II.1. Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

II.2. Le béton

Le béton est un mélange dans des proportions prédéfinies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et parfois d'autres ajouts, conformément aux prescriptions du BAEL ou du BPEL.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il est utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces qualités sont alors:

- Une résistance élevée à la compression
- L'étanchéité et le non agressivité chimique
- Une bonne maniabilité

Dosage : le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m^3, avec un contrôle strict.

Densité : La masse volumique du béton est $\gamma = 25\ KN/m^3$.

II.2.1. La résistance caractéristique à la compression

Le caractère de base du béton est sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, et notée f_{c28}.

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges ($\boldsymbol{j}$) jours.
- La résistance à la traction à différents âges ($\boldsymbol{j}$) jours.
- Le module de déformation longitudinale du béton $\boldsymbol{E_{ij}}$.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35MPa \dots béton\ pour\ superstructure \\ 27Mpa \dots béton\ pour\ infrastructure \end{cases}$$

Lorsque l'âge j (en jours) du béton est différent de 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistancef_{cj} , la valeur caractéristique à j jours, obtenue par les formulessuivantes :

$$f_{cj} = \begin{cases} \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \dots Si\ f_{c28} \leq 40Mpa \\ \dfrac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \dots Si\ f_{c28} > 40Mpa \end{cases}$$

Dans notre cas nous utilisons la formule suivante :

$$F_{c28} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \dots avec\ f_{c28} \leq 40Mpa$$

II.2.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans notre cas nous aurons les résultats suivants :

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7\ MPa \dots Superstructure \\ 0.6 + 0.06 \times 27 = 2.22\ MPa \dots Infrastructure \end{cases}$$

II.2.3. Contrainte de calcul à l'état limite ultime (ELU)

La contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (F_{bu}) est donnée par la formule suivante :

$$F_{bu} = \frac{0.85}{\Phi \gamma_b} f_{cj}$$

Avec :

Φ : Un coefficient fixé comme suit :

$$\Phi = \begin{cases} 1 \dots t \geq 24h \\ 0.9 \dots 1h \leq t < 24h \\ 0.85 \dots t < 1h \end{cases}$$

Sachant que $t$est la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \dots en\ situations\ durables\ et\ transitoires \\ 1.15 \dots en\ situations\ accidentelles \end{cases}$$

II.2.4. Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS)

La contrainte de calcul doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0.5 f_{c28} \dots en\ service \\ 0.6 f_{c28} \dots en\ construction \end{cases}$$

II.2.5. Coefficient de poisson (ν)

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

On prend pour les calculs du béton al valeur :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 \dots Pour\ un\ béton\ non\ fissuré\ (ELS) \\ 0 \dots Pour\ un\ béton\ fissuré\ (ELU) \end{cases}$$

II.2.6. Module de déformation longitudinale du béton (E)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale E_{ij} :

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

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple. La valeur du module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Wondershare PDFelement

II.2.7. Module de Déformation transversale du béton (G)

Il est déterminé à partir de la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

II.3. Les aciers

Dans les ouvrages en béton précontraint, nous utilisons deux types d'aciers :

- **Les aciers passifs**, sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en cas d'absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration et pour servir d'aciers de montage afin de constituer une cage d'armatures maintenant les aciers actifs.
- **Les aciers actifs**, ou aciers de précontrainte sont ceux qui créent, et maintiennent la tension de précontrainte sur le béton.

Wondershare PDFelement

II.3.1. Les aciers passifs

Les armatures passives sont comparables à celles du béton armé, les armatures passives sont tendues sous des sollicitations extérieures.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence :

- Acier de nuance $\boldsymbol{FeE400}$
- Limite d'élasticité égale à $\boldsymbol{400\ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale $\boldsymbol{E_s = 2 \times 10^5\ MPa}$

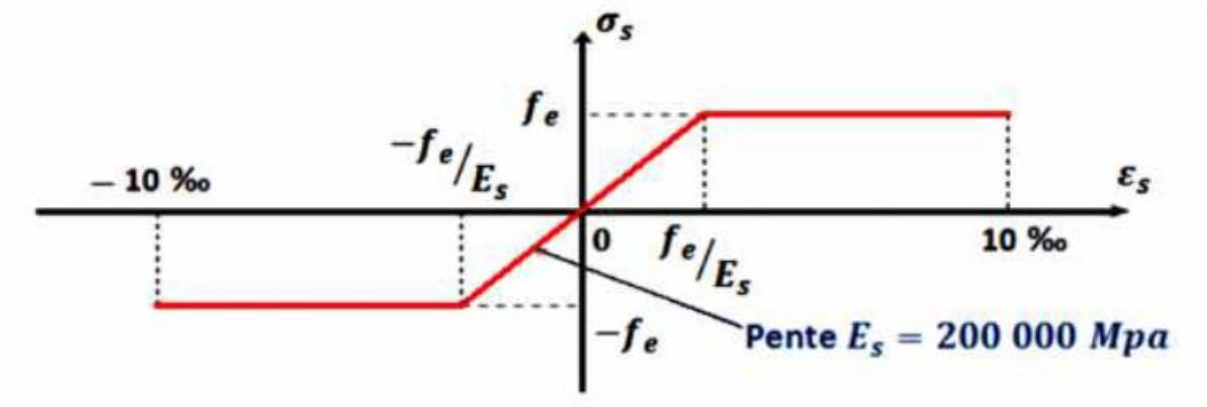

Figure II - 1 : Diagramme des contraintes-déformations des aciers

II.3.1.1. La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU)

Selon le BAEL (Art 4.3.2) sa formule est donnée par :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

Tel que :

fe : La limite élastique de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 \ldots Situation\ accidentelle \\ 1.15 \ldots Situation\ ourante \end{cases}$$

II.3.1.2. La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS)

La contrainte limite de traction $\bar{\sigma}_s$ dépend du type de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \dfrac{fe}{\gamma_s} \ldots Fissuration\ peu\ préjudiciable \\ \min\left(\dfrac{2}{3}fe; \sqrt{\eta f_{c28}}\right) \ldots Fissuration\ préjudiciable \\ \min\left(\dfrac{1}{2}fe; 90\sqrt{\eta f_{c28}}\right) \ldots Fissuration\ très\ préjudiciable \end{cases}$$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} 1 \dots \text{Aciers rond lisses} \\ 1.6 \dots \text{Aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

II.3.2. Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on opte pour l'utilisation des câbles T15super.

II.3.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles

- Section nominale d'un toron T15 : 150 mm².
- Poids de 1T15s =1.175 (kg/m).
- Diamètre extérieur de la gaine : 80 mm.
- Section nominale d'un câble à 12 torons, $\boldsymbol{A_p = 1800\ mm^2}$.

II.3.2.2. Caractéristiques mécaniques

- Module d'élasticité de l'acier $\boldsymbol{E_P = 190000\ MPa}$
- Coefficient de frottement de courburef $\boldsymbol{= 0.2\ rad^{-1}}$
- Coefficient de perte par frottement linière$\boldsymbol{\varphi = 0.003\ m^{-1}}$
- Relaxation à 1000 heures$\boldsymbol{\rho_{1000} = 2.5\%}$ ($\boldsymbol{acier}$ à $\boldsymbol{très\ basse\ relaxation\ TBR}$), $\boldsymbol{\mu_0 = 0.43\%}$ ($\boldsymbol{TBR}$)
- Recul d'ancrage $\boldsymbol{6\ mm}$
- Résistance à la rupture

C'est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne f_{prg} (Contrainte de rupture garantie). Dans notre projet : $f_{prg} = 1860\ MPa$

- Limite élastique

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définie la limite élastique conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle laisse un allongement résiduel de 1 ‰, on la désigne par f_{peg} (Contrainte limite élastiquegarantie).

Dans notre projet : $f_{prg} = 1660\ Mpa$

- La précontrainte initiale

$$\sigma_{P0} = \min(0.8f_{prg}\,; 0.9f_{peg})$$

$$\boldsymbol{\sigma_{P0} = 1488\ MPa}$$

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du BPEL :

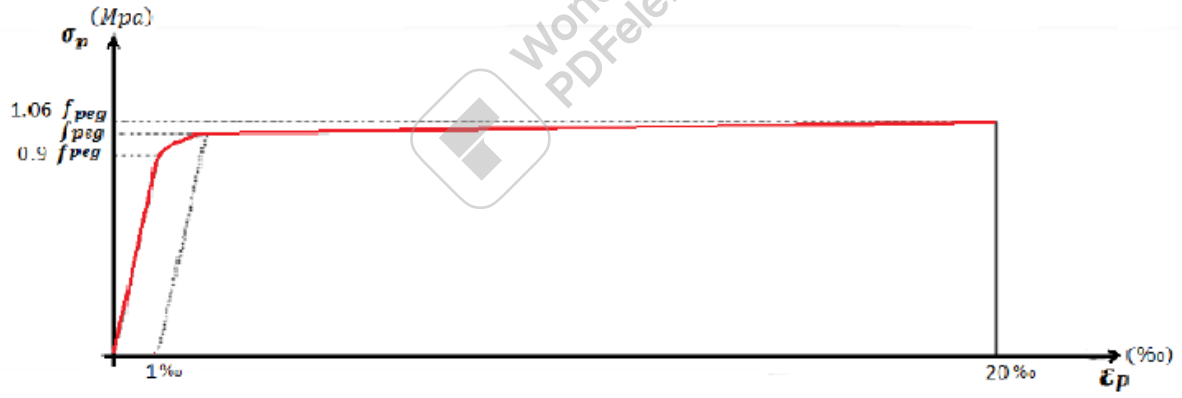

Figure II - 2 : Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte

Wondershare
PDFelement

Chapitre III

Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

Wondershare
PDFelement

Wondershare PDFelement

III.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des ponts est basée sur l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté, vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Ajouter à celui l'ingénieur projeteur doit posséder une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnement et leurs modes d'exécution.

Pour notre projet, il y a lieu de concevoir un viaduc à tablier en béton précontraint construit par encorbellement successifs.

III.2. Répartitions des travées

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- Eviter d'avoir des réactions négatives sur piles-culées qui tendraient à soulever les poutres au dessus de leurs appareils d'appuis.
- Eviter l'augmentation du nombre de piles.
- Choisir des portées économiques.
- Simplifier le mode de réalisation

Wondershare PDFelement

Soit la longueur da travée intermédiaire $L_i = 87.2\ m$

La longueur de la travée de rive tirée de la condition suivante $0.5L_i < L_r < 0.6L_i$

Nous prenons $L_r = 46.15\ m$

III.3. Hauteur des voussoirs

Les efforts les plus importants agissent sur les piles, notamment dans la phase de construction. Or les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console, d'où la possibilité de faire varie l'inertie de la poutre.

III.3.1. Hauteur sur pile

La hauteur sur pile hp est généralement comprise dans l'intervalle suivant : $\frac{l}{18} < h_p < \frac{l}{16}$

Due à l'effort tranchant qui est max au niveau de la pile, tel que l désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

Selon SETRA quelques ouvrages ont également été conçus avec une variation de hauteur linéaire sur 20 à 25 pour cent de la longueur de la travée principale, le reste des travées étant de hauteur constante. Cette solution, assez simple à exécuter, n'est utilisée que pour des portées modestes. Elle est choisie parfois pour des raisons architecturales, parfois pour dégager un gabarit légèrement plus important qu'un intrados parabolique. Elle nécessite la présence d'une entretoise au niveau du changement de pente, pour reprendre la composante verticale de la compression dans le hourdis inférieur.

Dans notre cas nous prenons $h_p = 4.80\ m$

III.3.2. Hauteur sur clé

La hauteur à la clef est en général comprise entre $\frac{l}{35} < h_c < \frac{l}{30}$tel que l désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée. Avec un minima de 2,20m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

Dans notre cas nous prenons$h_c = 3.23\ m$

III.4. Découpage des voussoirs

Figure III - 1 : Découpage en voussoirs de la demi-travée centrale ou la travée de rive

Wondershare PDFelement

III.4.1. Voussoirs sur pile

Pour les ouvrages coulés sur place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs. Il faut en effet lui donner une longueur égale à deux fois celle des voussoirs courants augmentée de centimètres.

Dans notre cas nous avons 8 voussoirs sur pile de 5.60m.

III.4.2. Voussoirs courants

Selon SETRA La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50m à 4m, voir 5m suivant les ouvrages.

Nous avons 240 voussoirs courants, 80 voussoirs de longueur égale à 2.68m et 160 voussoirs de longueur égale à 2.70m.

Wondershare PDFelement

III.4.3. Voussoirs de clavage

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée.

Soit 9 voussoirs de 0.8m dans notre cas.

III.5. Pré-dimensionnement de la section transversale

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Ce type de caisson autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier (constante, parabolique, etc.)

Dans notre projet la largeur du tablier est de 13.80mdonc nous avons choisi un tablier en forme de caisson unicellulaire avec des âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et elle permet de réduire la dimension des piles ; le centre de gravité pour diminuer le nombre de la précontrainte.

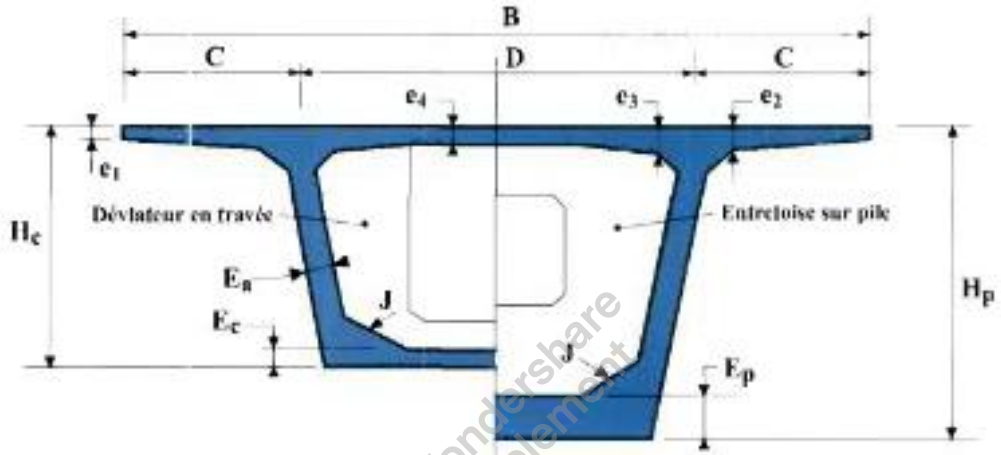

Figure III - 2 : Dimensions de la section transversale

III.5.1. Épaisseur des âmes

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

Dans le cas d'un câblage traditionnel ce qui est le cas de notre projet, les épaisseurs minimales doivent être :

$e_{min} = 36\ cm$ Pour des unités 12T13

$e_{min} = 44\ cm$ Pour des unités 12T15

$e_{min} = 59\ cm$ Pour des unités 19T15

On peut ajouter que la résistance à l'effort tranchant impose de conserver une épaisseur utile d'âme e_a égale à :

$$e_a = 0.26(m) + \frac{l(m)}{500}$$

Avec $l(m)$ la longueur de la portée principale en mètre.

D'où : $e_a = 0.26 + \frac{87.2}{500} = 0.43\ m$

Nous prenons $e_a = 0.45\ m = 45\ cm$

III.5.2. Inclinaison des âmes

L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 % à l'horizontale.

Nous optons pour un angle d'inclinaison $\alpha = 16.5°$

III.5.3. Entraxe des âmes

Les âmes sont disposées, de façon à répartir au mieux et à minimiser les moments fléchissant s'exerçant sur l'hourdis supérieur d'une part, et d'une autre de son encastrement sur les deux âmes.

On adopte généralement une disposition telle que : $B = 2b$

Avec :

B : La largeur totale du tablier

b : La distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur cet hourdis

L'écartement entre les deux âmes est $b = \frac{13.80}{2} = 6.90\ m$

III.5.4. Epaisseur de l'hourdis supérieur e_s

L'épaisseur de l'hourdis supérieur est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

On a le rapport: $b/e_s =$ 25 à 30

Avec b l'entraxe des âmes

$$e_s = \frac{b}{25} = \frac{690}{25} = 27.6\ cm$$

On prend $e_s = 30cm$

III.5.5. Epaisseur de l'hourdis inférieur

Elle est déterminée suivant plusieurs paramètres comme :

- Intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- Logement des câbles de continuités.
- Poussée au vide due à ces câbles.
- Encrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte correspondants.
- Facilité du bétonnage.

L'épaisseur du hourdis inferieur est variable entre la section sur pile est la section à la clé.

III.5.5.1. Epaisseur à la clé

Elle doit être supérieure ou égale à la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$e_c(\text{cm}) \geq \max \begin{cases} 18\ \text{cm} \\ 3\Phi(\text{cm}) \\ e_a(\text{cm})/3 \end{cases}$$

Avec :

Φ : Étant le diamètre de conduits de précontraintes

e_a : Étant l'épaisseur des âmes

$$e_c(\text{cm}) \geq \max \begin{cases} 18\ \text{cm} \\ 3 \times 8.5 = 25.5\ \text{cm} \\ \frac{45}{3} = 15\ \text{cm} \end{cases}$$

Nous prenons $e_c = 28cm$

III.5.5.2. Epaisseur sur pile

Cette valeur, qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35cm à 80cm voir plus.

Selon Calgaro si le tablier est d'une hauteur variable $e_p = 2.5 \times e_c$

Pour ce qui est de notre cas nous fixons la valeur : $e_p = 60\ cm$

III.5.6. Les goussets

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

III.5.6.1. Gousset supérieur

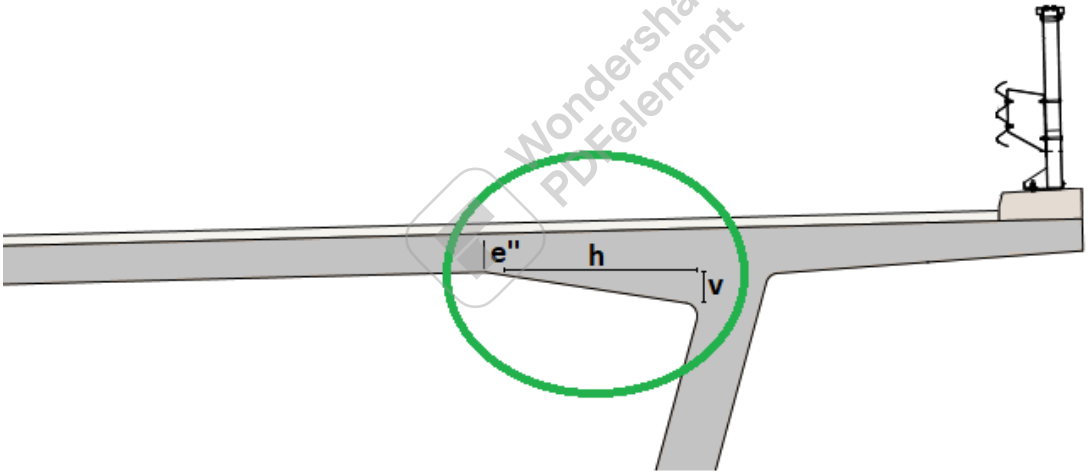

Figure III - 3 : Dimensionnement du gousset supérieur

Nous avons l'épaisseur (e'') égale à :

$$e'' = 25\ cm$$

Et la longueur du gousset h égale à :

$$h = 168\ cm$$

L'angle d'inclinaison du gousset est égal à 11.30°

$$tg\ 11.3° = \frac{v}{h} = \frac{v}{168}$$

D'où :

$$v = tg\ 11.3 \times 168 = 35\ cm$$

III.5.6.2. Gousset inferieur

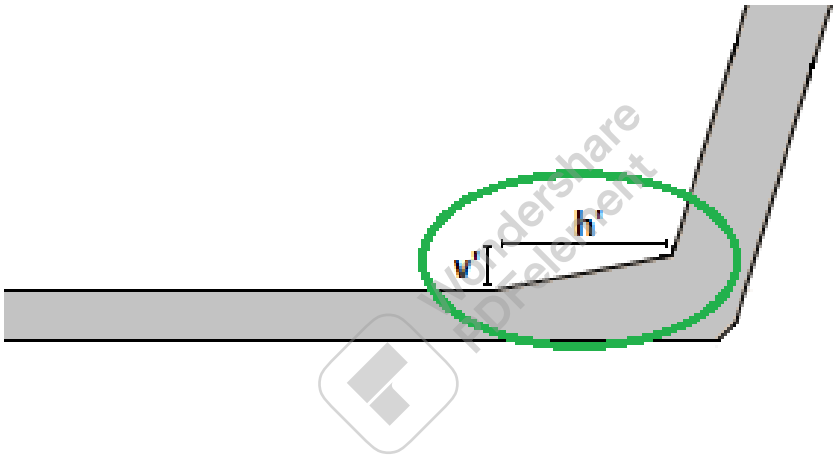

Figure III - 4 : Dimensionnement du gousset inférieur

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et l'hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

Quand le hourdis inférieur est large, la pente des goussets par rapport à l'horizontale peut descendre à 15 voire 10°, pour permettre une bonne reprise des efforts de flexion transversale.

Dans notre cas la pente est de 11.3°.

Avec $h = 100\ cm$ et $v = 20\ cm$

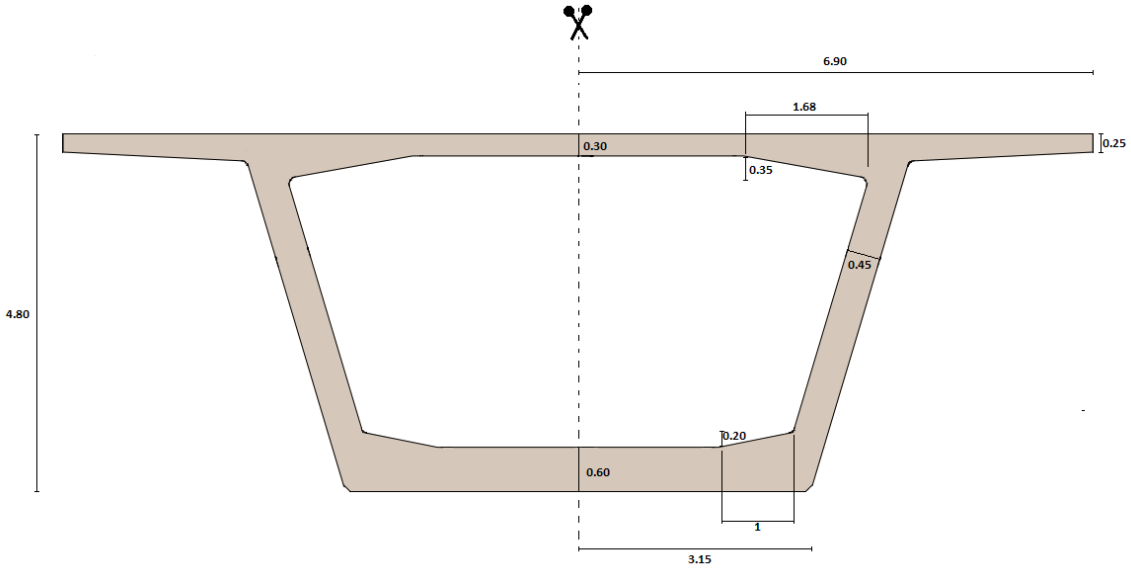

Figure III - 5 : Dimensions des différents composants du voussoir sur pile

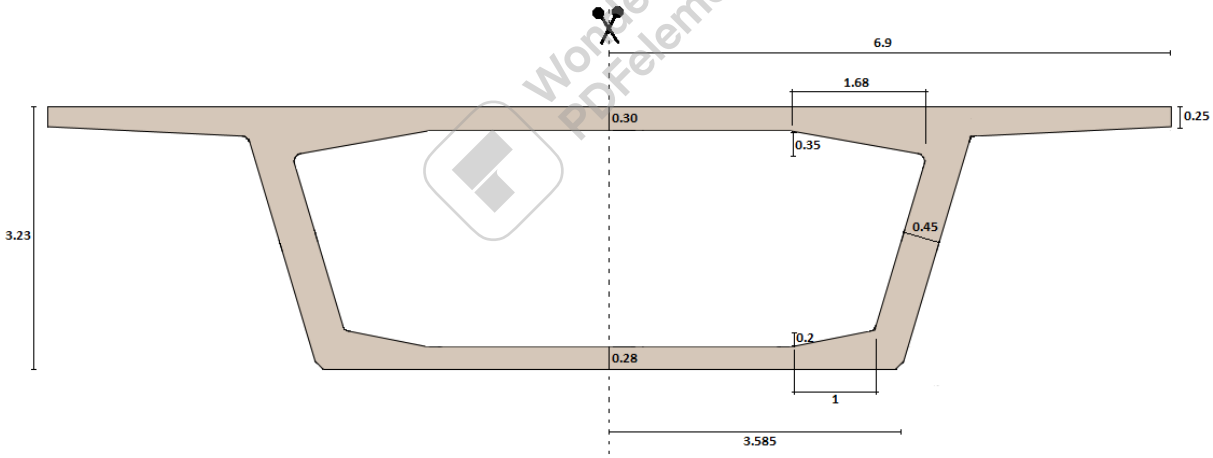

Figure III - 6 : Dimensions des différents composants du voussoir sur clé

Wondershare PDFelement

III.6. Caractéristiques géométriques

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux voussoirs limites (sur pile et à la clé).

Nous division le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées «i», cela nous facilitera le travail.

On pose :

Tableau III - 1 : Tableau représentatif des différentes formules des caractéristiques géométriques

Caractéristique géométrique		Formule
b : Base de l'élément.		
h : Hauteur de l'élément.		
S_i : Aire de la section «i».		
Y_{Gi} : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inferieure.		
d_i : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.		$d_i = \frac{\sum Y_{Gi} \times S_i}{\sum S_i} - Y_G$
I_{Gi} : Moment d'inertie de la section« i », par rapport à son centre de gravité.	Section rectangulaire	$I_{Gi} = \frac{bh^3}{12}$
	Section triangulaire	$I_{Gi} = \frac{bh^3}{36}$
I_{Gx} : Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe x.		$I_{Gx} = I_{Gi} + {d_i}^2 \times S_i$
v : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure.		
v' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure.		
ρ : Rendement mécanique de la section.		$\rho = \frac{I_{Gx}}{S_i \times v \times v'}$
c : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.		$c = \rho v$
c' : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.		$c' = \rho v'$

III.6.1. Section sur pile

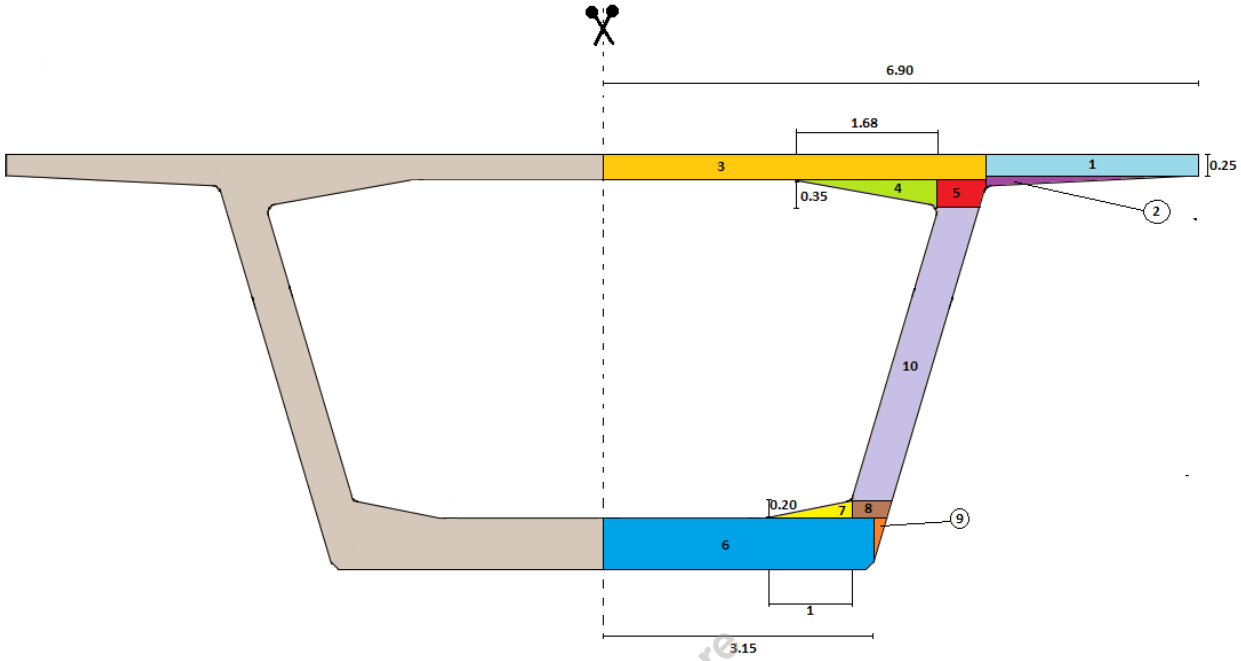

Figure III - 7 : Division de la coupe transversale du voussoir sur pile en plusieurs sections

Tableau III - 2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques des différentes sections du voussoir sur pile

N°	b(m)	h(m)	Si(m^2)	Ygi(m)	Si*Ygi(m^3)	Di	di^2	^2*si(m^	Igi(m^4)	Igx(m^4)
1	2,46	0,25	0,615	4,675	2,875125	-2,04969	4,20122	2,5838	0,0032	2,587
2	2,46	0,12	0,1476	4,47	0,659772	-1,84469	3,40287	0,5023	0,00011	0,5024
3	4,44	0,3	1,332	4,65	6,1938	-2,02469	4,09936	5,4603	0,00999	5,4703
4	1,68	0,34	0,2856	4,273	1,2203688	-1,64769	2,71488	0,7754	0,00183	0,7772
5	0,54	0,34	0,1836	4,33	0,794988	-1,70469	2,90596	0,5335	0,00176	0,5353
6	3,115	0,6	1,862	0,3	0,5586	2,32531	5,40708	10,068	0,05607	10,124
7	1	0,2	0,2	0,666	0,1332	1,95931	3,8389	0,7678	0,00022	0,768
8	0,38	0,2	0,076	0,7	0,0532	1,92531	3,70683	0,2817	0,00025	0,282
9	0,15	0,5	0,0375	0,266	0,009975	2,35931	5,56635	0,2087	0,00052	0,2093
10	3,58	0,45	1,611	2,59	4,17249	0,03531	0,00125	0,002	1,72	1,722
∑			6,3503		16,6715188					22,977

Résultats après calcul :

$$Y_g = \frac{\sum Y_{Gi} \times S_i}{\sum S_i} = \frac{16.6}{6.25} = 2.656\ m$$

$$X_g = 6.90\ m$$

$$S_i = 2 \times 6.25303 = 12.5\ m^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times 22.5874071 = 45.175\ m^4$$

$$v = 4.80 - 2.656 = 2.144\ m$$

$$v' = 2.656\ m$$

$$\rho = \frac{45.175}{12.5 \times 2.144 \times 2.656} = 0.635$$

$$c = 0.635 \times 2.144 = 1.36\ m$$

$$c' = 0.635 \times 2.656 = 1.69\ m$$

Wondershare PDFelement

III.6.2. Section à la clé

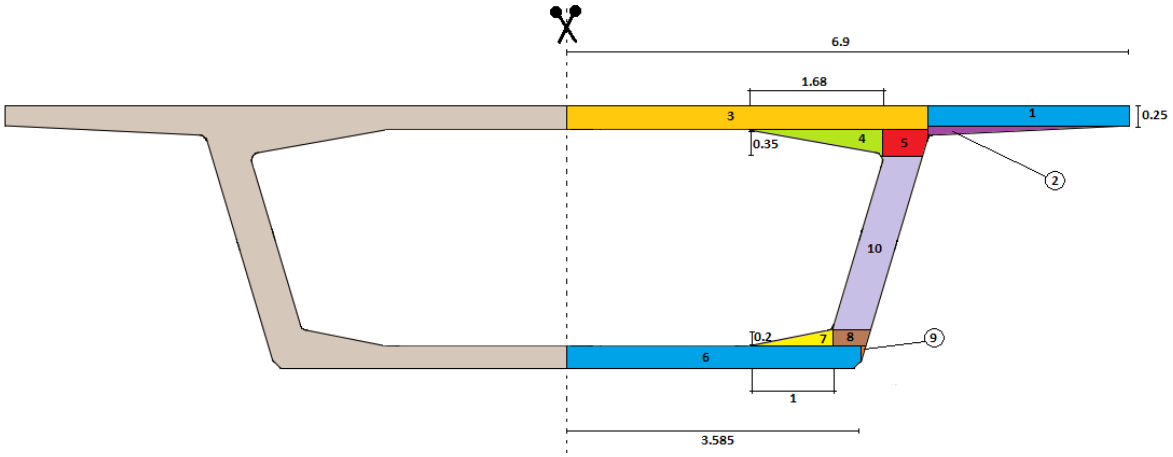

Figure III - 8 : Division de la coupe transversale du voussoir à la clé en plusieurs sections

Tableau III - 3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques des différentes sections du voussoir à la clé

N°	b(m)	h(m)	Si(m^2)	Ygi(m)	Si*Ygi(m^3)	Di	di^2	di^2*si(m^4)	Igi	Igx
1	2,46	0,25	0,615	3,105	1,909575	-1,10138	1,213034	0,746015961	0,0032	0,749216
2	2,46	0,12	0,1476	2,9	0,42804	-0,89638	0,803494	0,118595714	0,00011	0,118706
3	4,44	0,3	1,332	3,08	4,10256	-1,07638	1,15859	1,543242106	0,00999	1,553232
4	1,68	0,34	0,2856	2,703	0,7719768	-0,69938	0,48913	0,139695516	0,00183	0,141526
5	0,54	0,34	0,1836	2,76	0,506736	-0,75638	0,572108	0,105039043	0,00176	0,106799
6	3,585	0,28	1,0038	0,14	0,140532	1,863622	3,473086	3,486283697	0,00655	3,492834
7	1	0,2	0,1	0,346	0,0346	1,657622	2,74771	0,274770982	0,00022	0,274991
8	0,38	0,2	0,076	0,38	0,02888	1,623622	2,636148	0,200347213	0,00025	0,200597
9	0,15	0,18	0,027	0,16	0,00432	1,843622	3,398941	0,09177141	0,00002	0,091791
10	2,34	0,45	1,053	1,65	1,73745	0,353622	0,125048	0,131675893	0,48	0,611676
∑			4,8236		9,6646698					7,341368

Résultats après calcul :

$$Y_g = \frac{\sum Y_{Gi} \times S_i}{\sum S_i} = \frac{9.664}{4.82} = 2.005\ m$$

$$X_g = 6.90m$$

$$S_i = 2 \times 4.8236 = 9.65\ m^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times 7.341 = 14.682\ m^4$$

$$v = 3.23 - 2.005 = 1.225\ m$$

$$v' = 2.005\ m$$

$$\rho = \frac{14.682}{9.65 \times 1.225 \times 2.005} = 0.619$$

$$c = 0.619 \times 1.225 = 0.758\ m$$

$$c' = 0.619 \times 2.005 = 1.241\ m$$

III.7. Loi de variation des différents paramètres

III.7.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous, pour lequel on admet:

- L'extrados est rectiligne.
- Sur clé, l'intrados à une hauteur constante égale à $\boldsymbol{hc = 3.23m}$ puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre $\boldsymbol{hp = 4.8m}$ au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.
- La travée de rive ou la demi-travée intermédiaire contient 16 voussoirs, de longueur total égale à $\boldsymbol{L = 40.8m}$.
- La variation de hauteur est parabolique, sa formule est donnée par :

$$h(x) = h_c + (h_p - h_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$h(x) = 3.23 + (4.80 - 3.23)\left(\frac{x}{40.4}\right)^2$$

$$h(x) = 3.23 + 0.00096x^2$$

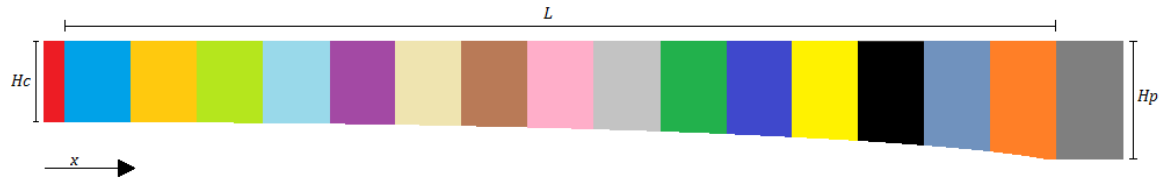

Figure III - 9 : Variation de hauteur des voussoirs le long de la poutre

III.7.2. Variation de hauteur de l'hourdis inférieur $e(x)$

La variation de l'épaisseur du hourdis inférieure est parabolique, elle est déterminée par la formule qui suit :

$$e(x) = e_c + (e_p - e_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$e(x) = 0.28 + (0.60 - 0.28)\left(\frac{x}{40.4}\right)^2$$

$$e(x) = 0.28 + 0.00019x^2$$

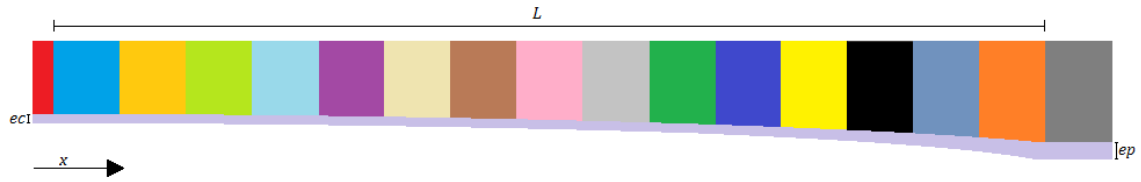

Figure III - 10 : Variation de hauteur de l'hourdis inférieur des voussoirs le long de la poutre

III.7.3. Variation de la section $S(x)$

$$S(x) = s_c + (S_p - S_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$S(x) = 9.65 + (12.5 - 9.65)\left(\frac{x}{40.4}\right)^2$$

$$S(x) = 9.65 + 0.0017x^2$$

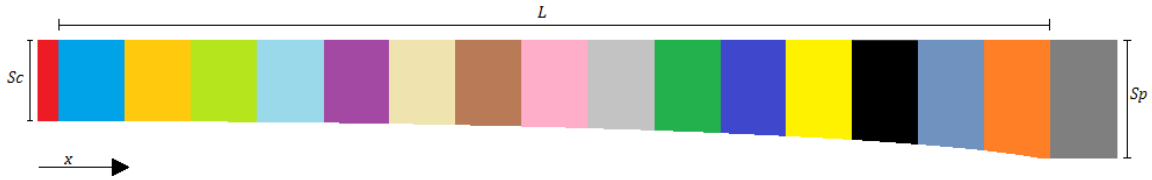

Figure III - 11 : Variation de la section des voussoirs le long de la poutre

III.7.4. Variation de centre de gravité de la section du voussoir $Y_G(x)$

$$Y_G(x) = Y_{G_c} + \left(Y_{G_p} - Y_{G_c}\right)\left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$Y_G(x) = 2.005 + (2.656 - 2.005)\left(\frac{x}{40.4}\right)^2$$

$$Y_G(x) = 2.005 + 0.00039x^2$$

III.7.5. Variation du moment d'inertie $I(x)$

$$I(x) = I_c\left[1 + K\left(\frac{x}{L}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}$$

Avec :

$$K = \left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0.4} - 1 = \left(\frac{45.175}{14.682}\right)^{0.4} - 1 = 0.57$$

$$I(x) = 14.682\left[1 + 0.57\left(\frac{x}{40.4}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}$$

III.7.6. Variation des différent paramètres

Le tableau ci-dessous donne les différentes caractéristiques des voussoirs d'un demi-fléau :

Tableau III - 4 : Variation des différentes caractéristiques géométriques des voussoirs le long de la poutre

x(m)	h(x)	e(x)	s(x)	Yg(x)	I(x)	v	v'	ρ(x)	c	c'
0	3,23	0,28	9,65	2,005	14,682	1,225	2,005	0,61945	0,75883	1,242001
2,7	3,237	0,281	9,66268	2,0078	14,7756	1,22916	2,00784	0,6196	0,76158	1,244059
5,4	3,258	0,286	9,70074	2,0164	15,0586	1,24162	2,01637	0,62004	0,76986	1,250233
8,1	3,293	0,292	9,76416	2,0306	15,5375	1,2624	2,03059	0,62076	0,78365	1,260517
10,8	3,342	0,302	9,85295	2,0505	16,223	1,29148	2,05049	0,62175	0,80298	1,274898
13,5	3,405	0,315	9,96712	2,0761	17,1306	1,32888	2,07608	0,62298	0,82787	1,293354
16,2	3,482	0,33	10,1066	2,1074	18,2805	1,37459	2,10735	0,62441	0,85831	1,315853
18,9	3,573	0,348	10,2715	2,1443	19,6976	1,42861	2,14431	0,626	0,89431	1,342345
21,6	3,678	0,369	10,4618	2,187	21,4123	1,49094	2,18696	0,6277	0,93587	1,372763
24,3	3,797	0,392	10,6775	2,2353	23,4603	1,56158	2,23529	0,62946	0,98295	1,407022
27	3,93	0,419	10,9185	2,2893	25,8833	1,64053	2,28931	0,6312	1,03551	1,445021
29,68	4,076	0,447	11,1828	2,3486	28,7066	1,72711	2,34855	0,63286	1,09303	1,486316
32,36	4,235	0,479	11,4721	2,4134	32,0001	1,82189	2,4134	0,63439	1,15579	1,531044
35,04	4,409	0,513	11,7864	2,4838	35,824	1,92485	2,48384	0,63573	1,22369	1,579058
37,72	4,596	0,55	12,1257	2,5599	40,2462	2,036	2,55989	0,63683	1,29657	1,630205
40,4	4,797	0,6	12,5	2,65	45,175	2,14687	2,65	0,63524	1,36377	1,683378

Wondershare
PDFelement

Chapitre IV

Charges et surcharges

Wondershare
PDFelement

IV.1. Introduction

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

IV.2. Caractéristiques du pont

IV.2.1. La largeur totale

Elle est égale à la largeur du voussoir :

$$L_T = 13.80\ m$$

IV.2.2. La largeur roulable

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure du trottoir.

$$L_r = 12.50\ m$$

IV.2.3. La largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0, 5m des deux cotés.

$$L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 12.50 - 2 \times 0.5$$

$$L_c = 11.50\ m$$

IV.2.4. Nombre de voies de circulation

$$N_v = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = e\left(\frac{11.50}{3}\right)$$

$$N_v = 3\ voies$$

E : La partie entière

IV.2.5. La largeur de la voie de circulation

C'est le rapport de la largeur chargeable sur le nombre de voies.

$$L_v = \frac{L_c}{L_v} = \frac{11.50}{3}$$

$$L_v = 3.83\ m$$

IV.2.6. Classe du pont

La classe du pont est donnée par le Fascicule 61titre II, selon le tableau suivant :

Tableau IV - 1 : Classification des ponts selon la largeur roulable

Classe du pont	Largeur roulable
1ére classe	$L_r \geq 7m$
2éme classe	$5m < L_r < 7m$
3éme classe	$L_r \leq 5m$

Pour ce qui est de notre cas, on a : $L_r = 12.5\ m$ et $L_r \geq 7\ m$ donc un pont de 1ére classe.

IV.3. Evaluation des charges et surcharges

IV.3.1. Les charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, revêtement ; dispositif de sécurité).

IV.3.1.1. Les charges permanentes« CP »

C'est le poids propre du tablier défini par le produit de la section transversale et le poids volumique du matériau constitutif.

On a :

$$G_{cp} = 2 \times G_{tr} + n_{tc} \times G_{tc}$$

Avec :

G_{cp} : Charge permanente CP

G_{tr} : Poids propre de la travée de rive

G_{tc} : Poids propre de la travée centrale

n_{tc} : Nombre de travées centrales

Procédons au calcul deG_{tr} :

$$G_{tr} = G1' + G2' + G3'$$

Avec :

G1' : Poids propre du voussoir à la clé et culée d'une hauteur constante

G2' : Poids propre d'un demi-voussoir sur pile

G3' : Poids propre du voussoir avec variation de la hauteur

$$G1' = \gamma_b \times S_c \times l_c = 2.5 \times 9.65 \times 2.95 = \mathbf{71.17t}$$

$$G2' = \gamma_b \times (S_{pvide} \times l_{pvide} + S_{ppleine} \times l_{ppleine})$$

$$G2' = 2.5 \times (12.5 \times 2 + 13.33 * 0.8) = \mathbf{89.16t}$$

$$G3' = \gamma_b \times \int_0^{40.4} \left(\left(S_c + (S_p - S_c) \frac{x}{L} \right)^2 \right) dx$$

$$G3' = 2.5 \times \int_0^{40.4} \left(\left(9.65 + (12.5 - 9.65) \frac{x}{40.4} \right)^2 \right) dx$$

$$G3' = \mathbf{1070.6\ t}$$

$$G_{tr} = 71.17 + 89.16 + 1070.6$$

$$G_{tr} = \mathbf{1230.93\ t}$$

Calculons G_{tc} :

$$G_{tc} = G1'' + G2'' + G3''$$

Avec :

G1'' : Poids propre du voussoir de clavage

G2'' : Poids propre du demi voussoir sur pile

G3'' : Poids propre des voussoirs à hauteur variable

$$G1'' = \gamma_b \times S_c \times l_c = 2.5 \times 9.65 \times 0.8 = \mathbf{19.3t}$$

$$G2'' = 2 \times \gamma_b \times \left(S_{pvide} \times l_{pvide} + S_{ppleine} \times l_{ppleine}\right)$$

$$G2'' = 2 \times 2.5 \times (12.5 \times 2 + 13.33 * 0.8) = \mathbf{178.32t}$$

$$G3'' = 2 \times \gamma_b \times \int_0^{40.4} \left(\left(S_c + (S_p - S_c)\frac{x}{L}\right)^2\right) dx$$

$$G3'' = 2 \times 2.5 \times \int_0^{40.4} \left(\left(9.65 + (12.5 - 9.65)\frac{x}{40.4}\right)^2\right) dx$$

$$G3' = \mathbf{2141.2\ t}$$

$$G_{tc} = 19.3 + 178.32 + 2141.2$$

$$G_{tc} = \mathbf{2338.82\ t}$$

On obtient le résultat final suivant :

$$G = 2 \times 1230.93 + 7 \times 2338.82$$

$$\boldsymbol{G = 18833.6\ t}$$

IV.3.1.2. Les charges complémentaires permanentes « CCP »

IV.3.1.2.1. Le revêtement

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de 1cm, et d'une couche de roulement pour le trafic de 8cm ; respectivement avec les densités suivantes $2\ t/m^3$ et $2.4\ t/m^3$

$$G_{rev} = e \times l \times \gamma$$

Avec :

e : Épaisseur du revêtement

l : La largeur roulable

γ : Le poids volumique

Wondershare PDFelement

$$G_{rev} = 0.01 \times 12.5 \times 2 + 0.08 \times 12.5 \times 2.4$$

$$\boldsymbol{G_{rev} = 2.65 t/ml}$$

IV.3.1.2.2. Le garde-corps

C'est une barrière métallique, disposé sur chaque trottoir son poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à $0.1\ t/ml$ et on ajoute à cette dernière le poids de la glissière qui est égale à $0.05\ t/ml$soit :

$$\boldsymbol{G_{gc} = 2 \times 0.15 = 0.3\ t/ml}$$

IV.3.1.2.3. La corniche et trottoirs

$$G_{(cornic\ hes+trottoirs\ )} = 2 \times (S_{(cornic\ he+trottoir\ )}) \times \gamma_b$$

$$\boldsymbol{G_{(corniches+trottoirs)} = 2 \times 0.271 \times 2.5}$$

$$\boldsymbol{G_{(corniche+trottoirs)} = 1.356\ t/ml}$$

Alors on aura la somme des charges complémentaires permanentes :

$$G_{ccp} = G_{rev} + G_{gc} + G_{(cornic\ hes+trottoirs\ )}$$

$$G_{ccp} = 2.65 + 0.3 + 1.356$$

$$\boldsymbol{G_{ccp} = 4.306\ t/ml}$$

L'ensemble des charge permanente est égale à :

$$G_{pt} = G_{cp} + G_{ccp} \times L$$

$$G_{pt} = 18833.6 + 4.306 \times 702.7$$

$$\boldsymbol{G_{pt} = 21859.4\ t}$$

IV.3.2. Les surcharges

D'après le Fascicule 61 titre II, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement sont les suivantes:

- La surcharge de type $\boldsymbol{A(L)}$
- Système de charges B ($\boldsymbol{B_c, B_t\ et\ B_r}$)
- La surcharge militaire $\boldsymbol{Mc_{120}}$
- Le convoi exceptionnel $\boldsymbol{D_{240}}$
- Les surcharges sur les trottoirs $\boldsymbol{Q_t}$

IV.3.2.1. La surcharge $A(L)$

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont.

Selon le fascicule 61 titre II, $A(L)$: Est une masse donnée en fonction de la longueur chargée (L). Elle est donnée par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \ (Kg/m^2)$$

Avec :

L : La longueur chargeable

Cette valeur de $A(L)$ est à multipliée par des coefficients de corrections $a1$et $a2$ pourobtenir une nouvelle valeur $A(L)_c$dite surcharge $A(L)$ corrigée.

$$A(L)_c = A(L) \times a1 \times a2$$

$a1$: Il est défini en fonction de la classe de pont et du nombre de voies chargées, ses valeurs sont données dans le tableau suivant (tiré du fascicule 61 titre II) :

Tableau IV - 2 : Tableau des valeurs possibles pour le coefficient a1

Nombre de voies chargées		**1**	**2**	**3**	**4**	**≥5**
Classe du pont	**1ére classe**	1	1	0.9	0.75	0.7
	2éme classe	1	0.9	-	-	-
	3éme classe	0.9	0.8	-	-	-

Dans notre cas d'étude nous avons un pont de 1ére classe avec 3 voies chargeables donc la valeur $a1$ déduite égale à :

$$a1 = 0.9$$

La valeur du second coefficient est donnée par la formule suivante :

$$a2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :

V : La largeur d'une voie.

V_0 : Valeur dépendante de la classe du pont déduite du tableau suivant :

Tableau IV - 3 : Tableau des valeurs possible de V0 selon la classe du pont

Classe du pont	$V_0(m)$
1ére classe	3.50
2éme classe	3.00
3éme classe	2.75

Nous aurons $V_0 = 3.5\,m$

Valeur de $a2$:

$$a2 = \frac{3.5}{3.83} = 0.91$$

La valeur de $A(l)_c$ devient ainsi :

$$A(L)_c = A(L) \times 0.9 \times 0.91$$

$$A(L)_c = 0.819 \times A(L)$$

Il faut envisager différents cas de chargement possible, pour pouvoir déterminer l'emplacement de la charge $A(L)$, sur les travées, qui donnera les moments fléchissants et les efforts tranchants maximums.

Dans notre cas nous avons étudié 11 cas possibles illustrés dans la figure suivante :

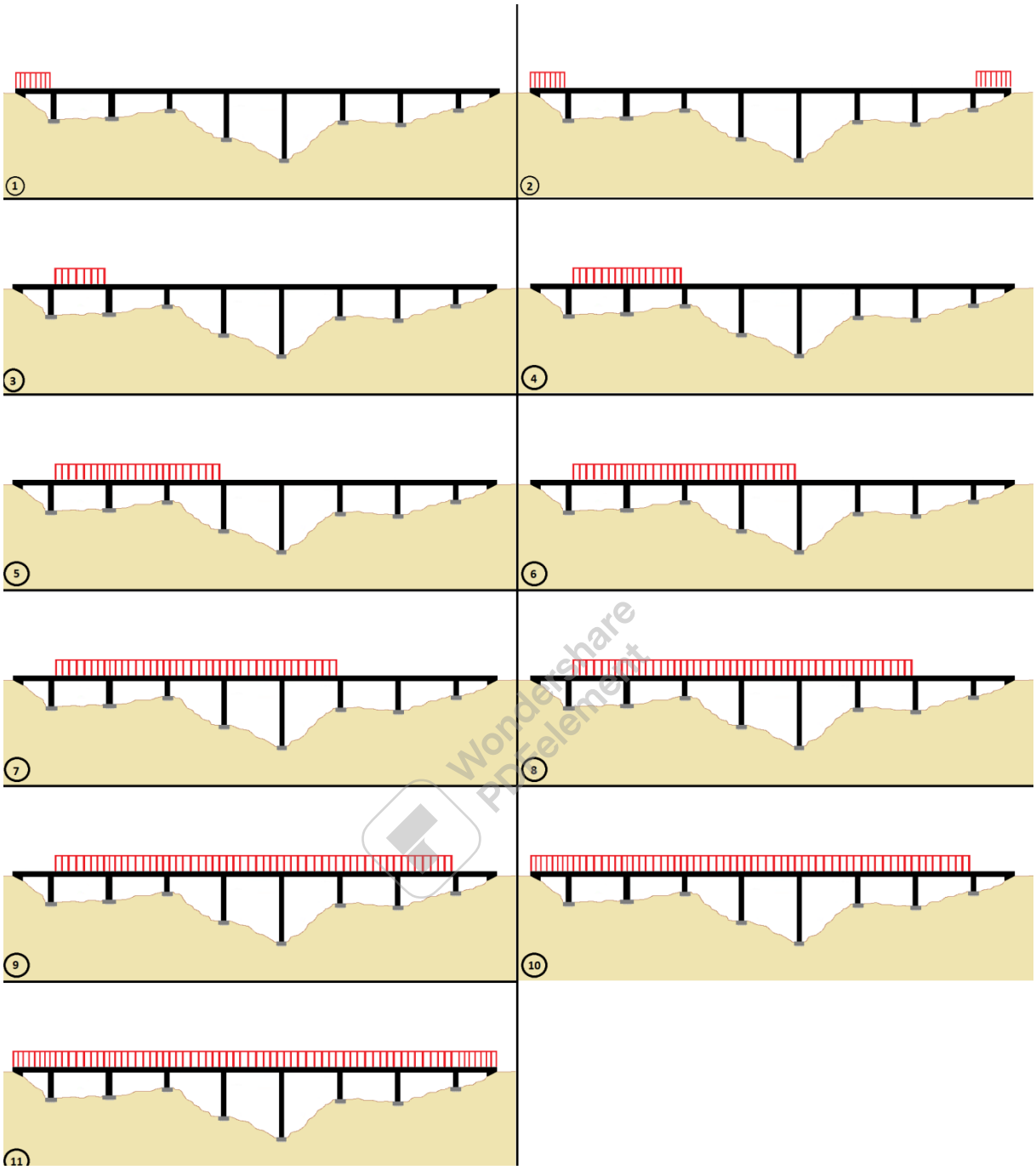

Figure IV - 1 : Les déférents cas du placement de la charge A(L) sur le tablier

Wondershare PDFelement

Les différentes valeurs de $A(L)$ sont données dans le tableau qui suit :

Tableau IV - 4 : Valeur de la charge A(L) suivant chaque cas

Cas	L(m)	A(L)(t/m2)	A(L)c (t/m2)	nombre de voies chargées		
				1 voie	2 voies	3 voies
1	46,15	0,849088564	0,695403534	2,663395535	5,32679107	7,997140641
2	92,3	0,575158198	0,471054564	1,804138979	3,608277958	5,417127483
3	87,2	0,592903226	0,485587742	1,859801052	3,719602103	5,584259032
4	174,4	0,423133047	0,346545966	1,327271048	2,654542097	3,985278605
5	261,6	0,361578947	0,296133158	1,134189995	2,268379989	3,405531316
6	348,8	0,329778271	0,270088404	1,034438586	2,068877171	3,106016641
7	436	0,310357143	0,2541825	0,973518975	1,94703795	2,92309875
8	523,2	0,297264574	0,243459686	0,932450598	1,864901196	2,79978639
9	610,4	0,287840617	0,235741465	0,902889812	1,805779624	2,711026851
10	656,55	0,28384788	0,232471414	0,890365514	1,780731027	2,673421255
11	702,7	0,280370785	0,229623673	0,879458667	1,758917334	2,640672238

Le cas le plus défavorable ($7.997\ t/m^2$) est sur la travée de rive de $46.15\ m$ sur 3 voies.

Wondershare PDFelement

IV.3.2.2. Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts.

- Le système $\boldsymbol{B_c}$ se compose de camions types (30tonnes)
- Le système $\boldsymbol{B_r}$ se compose d'une roue isolée (10tonnes)
- Le système $\boldsymbol{B_t}$ se compose de groupes de deux essieux dénommes essieux tandems (32tonnes)

Les deux premiers systèmes B_c et B_r s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe ;le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

IV.3.2.2.1. Système $\boldsymbol{B_c}$

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes:

- Masse totale de 30t
- Masse portée par chacun des essieux arrière est de 12t

- Masse portée par l'essieu avant égale à 6t
- Longueur d'encombrement de 10.5m
- Largeur d'encombrement de 2.5m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière égale à 4.5m
- Distance entre les deux essieux arrière égale à 1.5m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu égale à 2m

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, eton place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

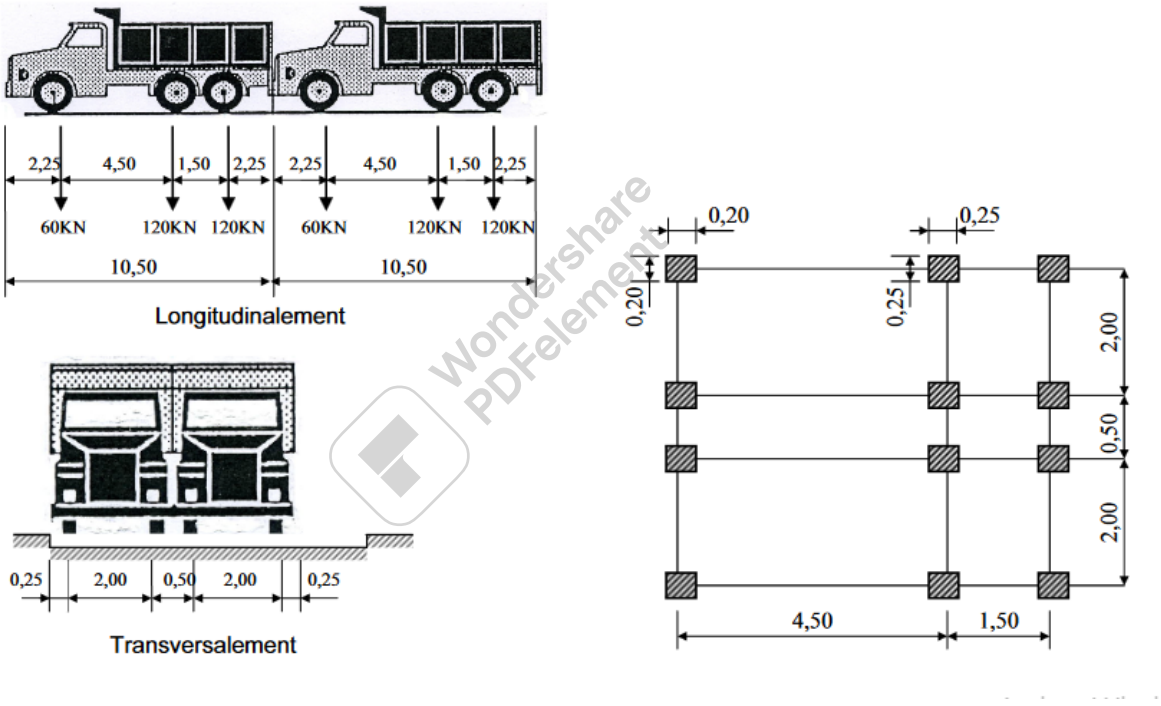

Figure IV - 2 : Système de charge B_c

a. Disposition dans le sens transversal

Selon le RCPR, le nombre maximum de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

b. Disposition dans le sens longitudinal

Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable.

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant (tiré du fascicule 61 titre II) :

Tableau IV - 5 : Valeurs possibles du coefficient bc

Nombre de files		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1ére classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2éme classe	1	1	-	-	-
	3éme classe	1	0.8	-	-	-

Dans notre cas les valeurs du coefficient prises en compte sont :

$$bc = \begin{cases} 1.2 \dots 1\ file\ chargée \\ 1.1 \dots 2\ files\ chargées \\ 0.95 \dots 3\ files\ chargées \end{cases}$$

Les charges du système B_c sont multipliées par un coefficient dit coefficient de majoration dynamique.

Il est déterminé par la formule ci-après :

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

Avec :

L : La longueur de l'élément considéré

G : La charge permanente de l'élément considéré

S : Charge B_c maximale

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc.

Donc la valeur S devient :

$$S = n \times 30 \times bc$$

Avec :

n : Le nombre de camions pris en compte.

Tableau IV - 6 : Valeur de la charge B_c suivant chaque cas

Cas	L(m)	G(t)	S1	S2	S3	δ1	δ2	δ3	Bc1	Bc2	Bc3
1	46,15	1429,6519	72	132	171	1,0466	1,0526	1,0565	75,352395	138,9482	180,6651
2	92,3	2859,3038				1,0243	1,0274	1,0294	73,750212	135,6169	176,0263
3	87,2	2714,3032				1,0256	1,0289	1,031	73,846417	135,8147	176,3002
4	174,4	5428,6064				1,0131	1,0148	1,0158	72,945443	133,9501	173,708
5	261,6	8142,9096				1,0088	1,0099	1,0106	72,635419	133,3099	172,8187
6	348,8	10857,2128				1,0066	1,0075	1,008	72,478512	132,9862	172,369
7	436	13571,516				1,0053	1,006	1,0064	72,383751	132,7908	172,0977
8	523,2	16285,8192				1,0044	1,005	1,0054	72,320318	132,66	171,9161
9	610,4	19000,1224				1,0038	1,0043	1,0046	72,274881	132,5663	171,7861
10	656,6	20429,7743				1,0036	1,004	1,0043	72,255699	132,5268	171,7312
11	702,7	21859,4262				1,0033	1,0037	1,004	72,23902	132,4924	171,6835

Le cas le plus défavorable ($180.66\ t$) est sur la travée de rive de $46.15\ m$ sur 3 voies.

IV.3.2.2.2. Système B_r

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire uniformément chargé de 0.6*0.3m, qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

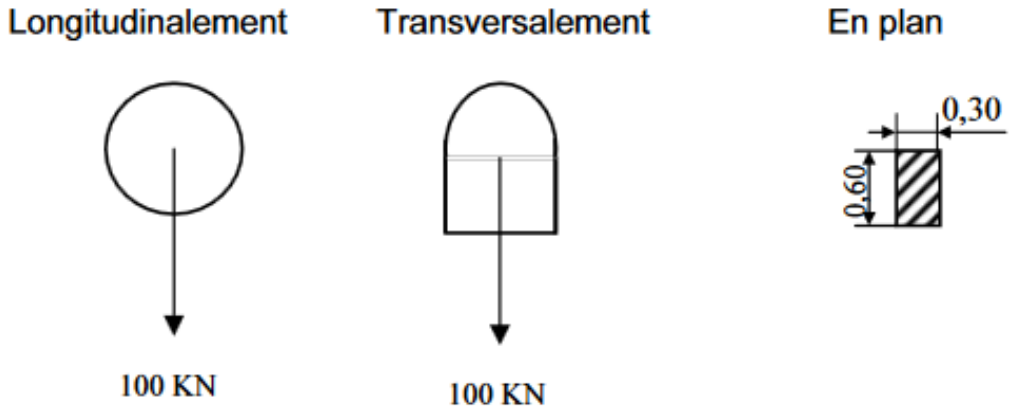

Figure IV - 3 : Système de charge B_r

Le système de charge B_r est majoré par un coefficient de majoration dynamique δ :

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

Avec :

L : La longueur de l'élément considéré

G : La charge permanente de l'élément considéré

S : Charge$B_r = 10\ t$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV - 7 : Valeur de la charge B_r suivant chaque cas

Cas	L(m)	G(t)	S(t)	δ	Br(t)
1	46,15	1429,6519	10	1,04014806	10,40148059
2	92,3	2859,3038		1,02107913	10,2107913
3	87,2	2714,3032		1,02224409	10,22244093
4	174,4	5428,6064		1,01142446	10,11424459
5	261,6	8142,9096		1,00768603	10,07686028
6	348,8	10857,2128		1,00579104	10,05791036
7	436	13571,516		1,00464565	10,04645653
8	523,2	16285,8192		1,00387854	10,03878535
9	610,4	19000,1224		1,00332886	10,03328855
10	656,55	20429,7743		1,00309662	10,03096616
11	702,7	21859,4262		1,00289467	10,02894669

Le cas le plus défavorable $(10.40\ t)$ est sur la travée de rive de $46.15\ m$

IV.3.2.2.3. Système B_t

Le système B_t se compose de deux essieux, appelés essieux tandems, ils sont à roues simples munies de pneumatiques. La surface d'impact de chaque roue (portant 80KN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversale mesure 0.60m et le coté longitudinale 0.25m. Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être continues ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Ces caractéristiques sont les suivantes :

- Masse totale de 32t.
- Masse portée par chacun des essieux est de 16t.
- Distance des deux essieux égale à 1.35m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de 2m.

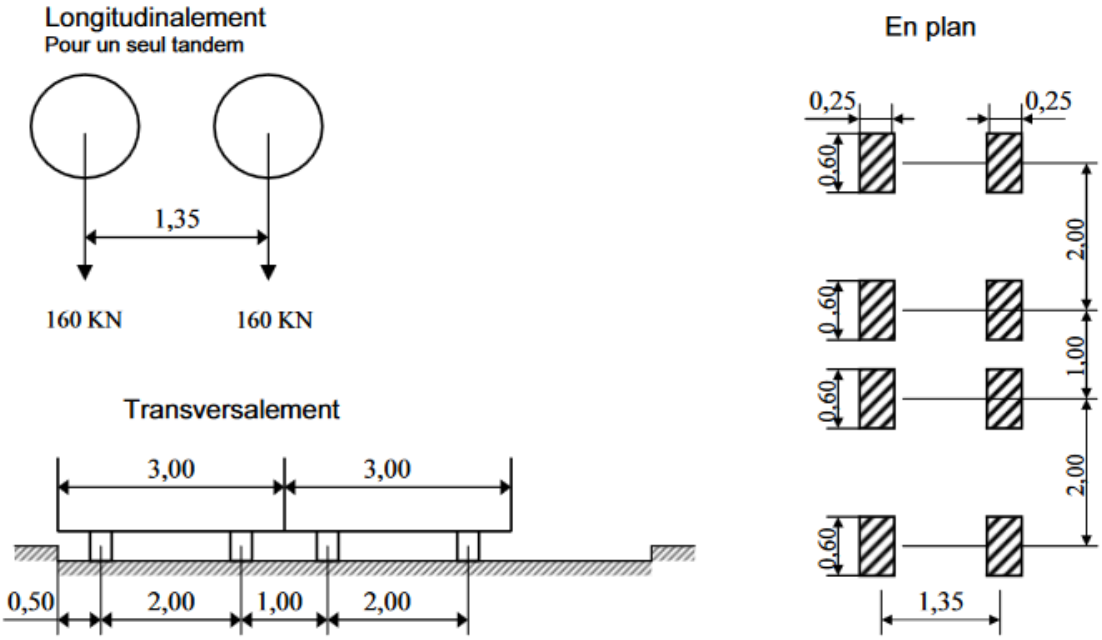

Figure IV - 4 : Système de charge B_t

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Tableau IV - 8 : Valeurs possibles du coefficient bt

Classe du pont	1ére classe	2éme classe
Coefficient bt	1	0.9

Dans notre cas nous avons un pont de 1ére classe donc $bt = 1$.

Les charges du système $B_t$sont multipliées par un coefficient de majoration dynamiqueδ.Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Avec :

L : La longueur de l'élément considéré

G : La charge permanente de l'élément considéré.

S : Charge B_t maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bt.

Donc :

$$S = n \times 32 \times bt$$

Avec :

n : Le nombre de camions pris en compte.

L'ensemble des résultats sont inscris dans le tableau suivant :

Tableau IV - 9 : Valeur de la charge B_t suivant chaque cas

Cas	L(m)	G(t)	S1	S2	S3	δ1	δ2	δ3	Bt1	Bt2	Bt3
1	46,15	1429,6519	32	64	96	1,0424	1,0457	1,049	33,358063	66,92744	100,7046
2	92,3	2859,3038				1,0222	1,0239	1,0255	32,711329	65,5292	98,45273
3	87,2	2714,3032				1,0235	1,0252	1,027	32,750566	65,61332	98,58727
4	174,4	5428,6064				1,012	1,0129	1,0138	32,384998	64,82634	97,32376
5	261,6	8142,9096				1,0081	1,0087	1,0093	32,258905	64,55542	96,88945
6	348,8	10857,2128				1,0061	1,0065	1,007	32,19503	64,41829	96,66972
7	436	13571,516				1,0049	1,0052	1,0056	32,156436	64,33547	96,53705
8	523,2	16285,8192				1,0041	1,0044	1,0047	32,130593	64,28002	96,44826
9	610,4	19000,1224				1,0035	1,0038	1,004	32,112078	64,2403	96,38466
10	656,6	20429,7743				1,0033	1,0035	1,0037	32,104258	64,22354	96,35781
11	702,7	21859,4262				1,003	1,0033	1,0035	32,097458	64,20895	96,33447

Le cas le plus défavorable $(100.7\ t)$ est sur la travée de rive de $46.15\ m$ sur 3 voies.

IV.3.2.3. Charge Militaire Mc_{120}

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du typeMc_{120} susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables sur les charges A et B.

Selon le RCPR, les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

Les caractéristiques d'un véhicule type Mc_{120} sont les suivantes :

- Masse totale de 110t.
- Longueur d'une chenille est de 6.10m.
- Largeur d'une chenille égale à 1m.
- Distance entre axes des chenilles égale à 3.30m.

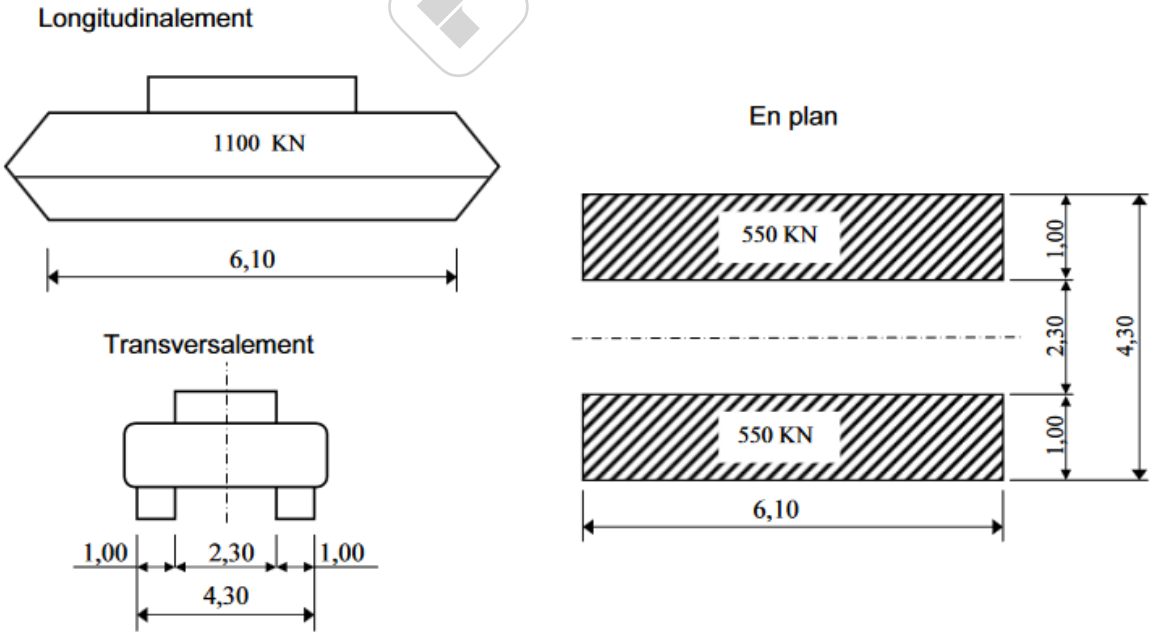

Figure IV - 5 : Système de charge Mc_{120}

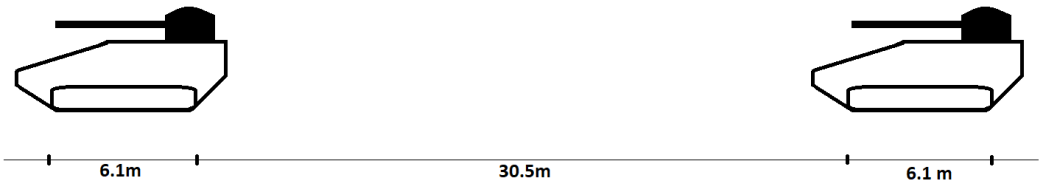

Figure IV - 6 : Distance entre deux véhicules type Mc_{120}

La valeur de charges du système militaire Mc_{120} prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique δ.

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

Avec :

L : La longueur de l'élément considéré.

G : La charge permanente de l'élément considéré.

S : Charge Mc_{120} maximale.

$$S = n \times 110$$

n : Nombre de véhicules de type Mc_{120}

Calcul des valeurs de S, $\boldsymbol{\delta}$et Mc_{120} pour les différents cas de charge :

Tableau IV - 10 : Valeur de la charge M_{c120} suivant chaque cas

Cas	L(m)	G(t)	n	S	δ1	Mc120
1	46,15	1429,6519	2	220	1,061328117	233,4921857
2	92,3	2859,3038	3	330	1,037381396	342,3358606
3	87,2	2714,3032	3	330	1,039390752	342,9989483
4	174,4	5428,6064	5	550	1,025970123	564,2835677
5	261,6	8142,9096	7	770	1,021358423	786,4459858
6	348,8	10857,2128	10	1100	1,020474762	1122,522239
7	436	13571,516	12	1320	1,018778198	1344,787222
8	523,2	16285,8192	15	1650	1,018608296	1680,703688
9	610,4	19000,1224	17	1870	1,017658458	1903,021316
10	656,55	20429,7743	18	1980	1,017216905	2014,089471
11	702,7	21859,4262	20	2200	1,017552002	2238,614405

Le cas le plus défavorable$(2238.6\ t)$ est sur l'ensemble des travées de $702.7\ m$

IV.3.2.4. Charge exceptionnelle D_{240}

Le convoi type D_{240} comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total.

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément charge de 3,20m de large et de 18,60m de long.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique, le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

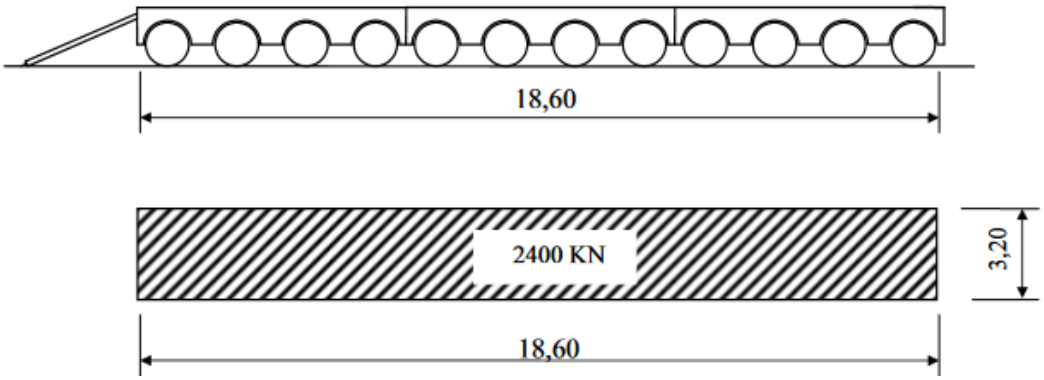

Figure IV - 7 : Système de charge D_{240}

Wondershare PDFelement

IV.3.2.5. Surcharges sur les trottoirs

La surcharge sur les trottoirs est égale à zéro vu la largeur des trottoirs qui est de 0.65m, ces 2 trottoirs n'acceptent aucune charge d'exploitation. Leur seul usage est pour la mise en place des garde-corps et des glissières de sécurité.

IV.3.2.6. Force de freinage

Les charges de chaussée des systèmes $A(L)$ et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage Fr, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un des deux sens de circulation.

IV.3.2.6.1. Effort de freinage « FA » produit par le système de charge A(L)

Selon le Fascicule 61 Titre II, L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par la formule qui suit :

$$FA = \frac{1}{20 + 0.0035 \times S} \times A(L)$$

Avec :

$A(L) = 7.997\ t/m^2$ Qui correspond au cas le plus défavorable.

S : La surface chargée par mètre carré.

$$S = 46.15 \times 11.5 = 530.725\ m^2$$

Donc, nous aurons le résultat suivant :

$$FA = \frac{1}{20 + 0.0035 \times 530.725} \times 7.997$$

$$FA = 0.36\ t$$

IV.3.2.6.2. Effort de freinage « FB_c» produit par le système de charge B_c

Les forces de freinage produites par le système de charge B_c seront appliquées au niveau de la chaussée. Un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion sur le pont est égal à son poids de 30 t.

Wondershare PDFelement

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques, mais ils sont multipliés par les coefficients bc.

La valeur de courte durée de la résultante des forces de freinage vaut :

$$FB_c = B_c \times bc$$

$$FB_c = 30 \times 1.2$$

$$FB_c = 36\ t$$

IV.3.2.7. Le vent W

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

D'après le fascicule 61, titre II les valeurs représentatives de la pression dynamique du vent sont égale à :

$P = 0{,}2\ t/m^2$ Pour les ouvrages en service.

$P = 0{,}125\ t/m^2$ Pour les ouvrages en cours de construction.

IV.3.2.8. Le gradient thermique

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journellement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. On admet toujours que l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région où se trouve le pont on prend $\Delta T = \pm 12°C$.

IV.3.2.9. L'effort sismique

Sur un ouvrage, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale.

Wondershare PDFelement

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferraillage des appuis.

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa : Sismicité moyenne
- Zone IIb : Sismicité élevée
- Zone III : Sismicité très élevée

Notre ouvrage se situe dans la zone IIa qui est de sismicité moyenne.

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Il est indiqué dans le tableau ci-après :

Wondershare PDFelement

Tableau IV - 11 : Coefficient d'accélération de zone A

Groupe du pont	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Le coefficient d'accélération *A*dans notre cas est égal à 0,20.

IV.3.3. Combinaisons de charges

IV.3.3.1. Coefficient de majoration

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature, ils sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV - 12 : Les différentes valeurs du coefficient de majoration

Action	ELU	ELS
Charge permanente G	1.35	1.00
Surcharge A(L)	1.60	1.20
Système B	1.60	1.20
M_{c120}	1.35	1.00
D_{240}	1.35	1.00
Gradient Thermique ΔT	0.00	0.50
Vent W	1.50	1.00
Surcharge sur les trottoirs S_t	1.60	1.00
Freinage F	1.60	1.20
Séisme horizontal (Ex,Ey)	1.35	1.20
Séisme vertical (Ez)	1.00	1.00

IV.3.3.2. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS sont données dans le tableau qui suit :

Tableau IV - 13 : Les différentes combinaisons d'action à l'ELS et à l'ELU

Cas	Action Prépondérante	Combinaisons
1	ELU	$1.35G + 1.6(A(L) + S_t)$
2		$1.35G + 1.6(B_c + S_t)$
3		$1.35G + 1.6(Bt + S_t)$
4		$1.35G + 1.35M_{c120}$
5		$1.35G + 1.35D_{240}$
6		$1.35G + 1.5W$
7		$1.35G + 1.35Ex$
8		$1.35G + 1.35Ey$
9		$0.8G + 1.35Ez$
10	ELS	$G + 1.2(A(L) + S_t)$
11		$G + 1.2(B_c + S_t)$
12		$G + 1.2(B_t + S_t)$
13		$G + M_{c120}$
14		$G + D_{240}$
15		$G + W$
16		$G + 1.2(A(L) + S_t) + 0.5\Delta T$
17		$G + 1.2(B_c + S_t) + 0.5\Delta T$
18		$G + 1.2(B_t + S_t) + 0.5\Delta T$

Wondershare
PDFelement

Chapitre V

Etude longitudinale

Wondershare
PDFelement

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.

V.2. Phases de construction en encorbellements

Les schémas ci-dessous montrent les différentes phases de construction en encorbellements de notre ouvrage :

Phase 1 :

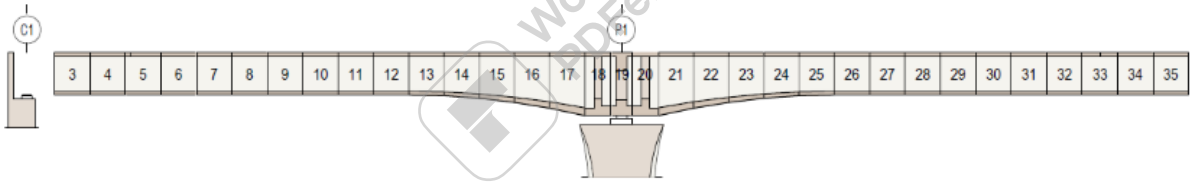

Figure V - 1 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P1

Phase 2 :

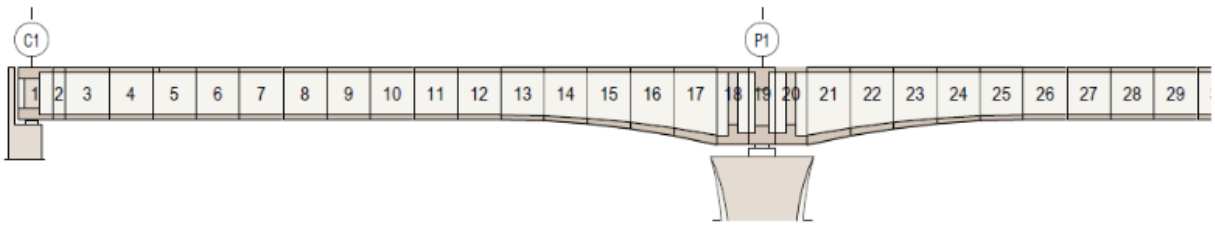

Figure V - 2 : jetée du voussoir de clavage à compléter la travée C1-P1

Phase 3 :

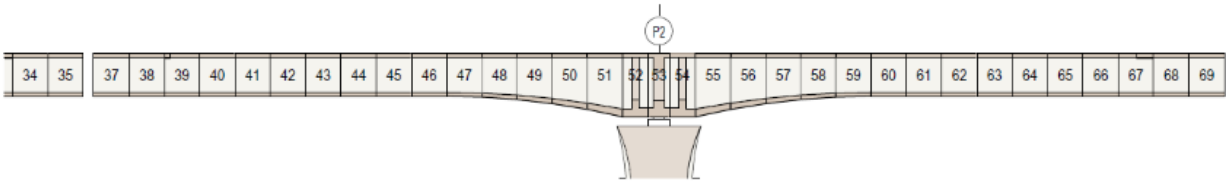

Figure V - 3 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P2

Phase 4 :

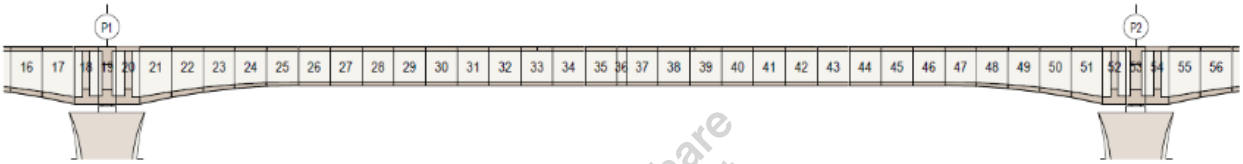

Figure V - 4 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P1-P2

Phase 5 :

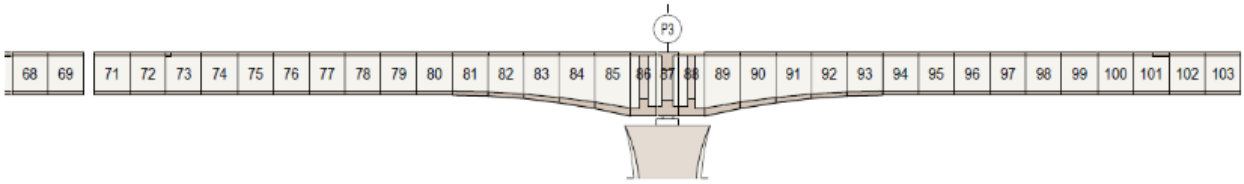

Figure V - 5 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P3

Phase 6 :

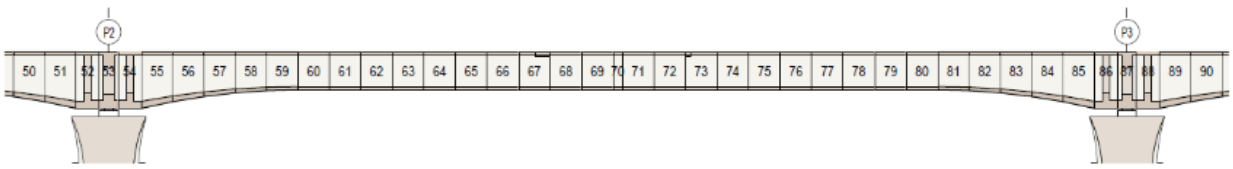

Figure V - 6 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P2-P3

Phase 7 :

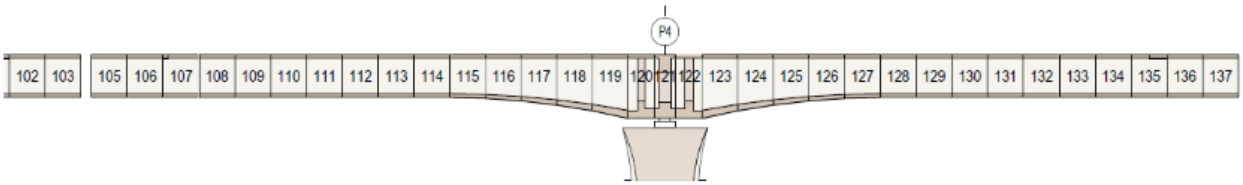

Figure V - 7 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P4

Phase 8 :

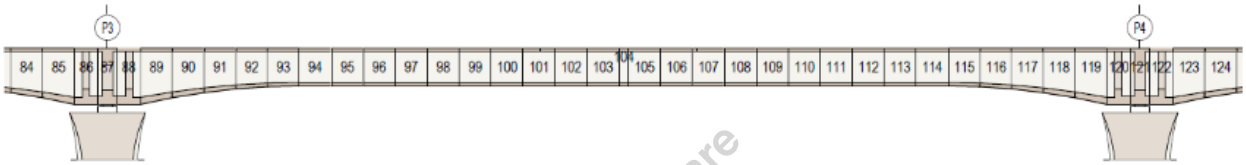

Figure V - 8 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P3-P4

Phase 9 :

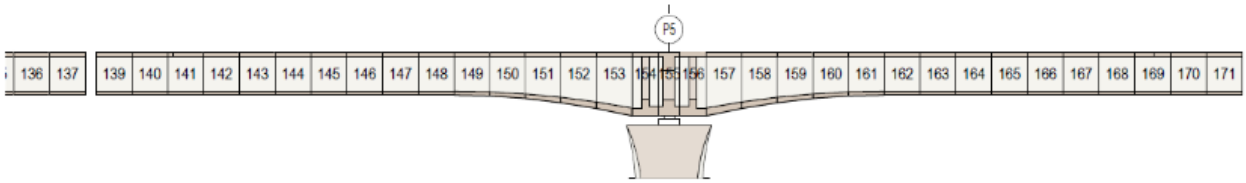

Figure V - 9 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P5

Phase 10 :

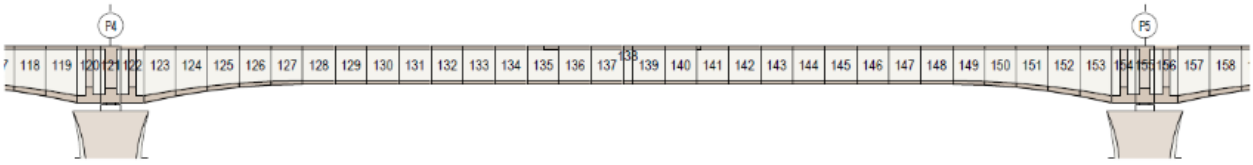

Figure V - 10 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P4-P5

Phase 11 :

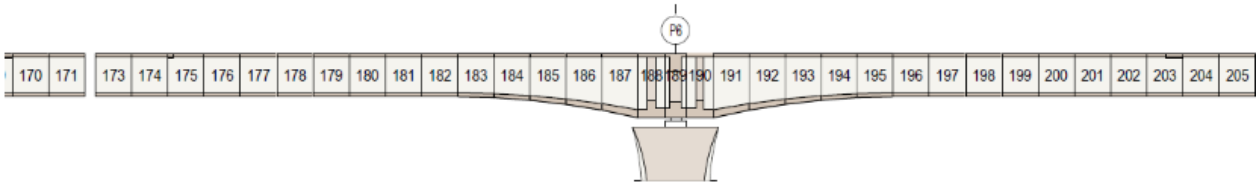

Figure V - 11 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P6

Phase 12 :

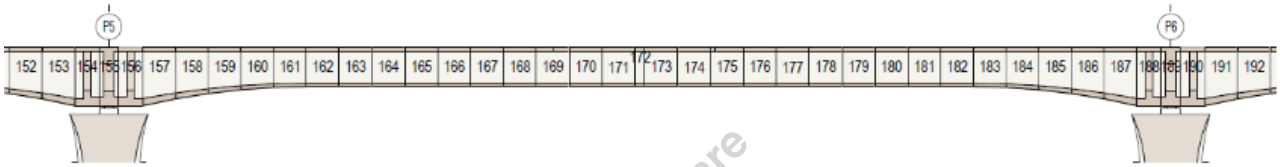

Figure V - 12 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P5-P6

Phase 13 :

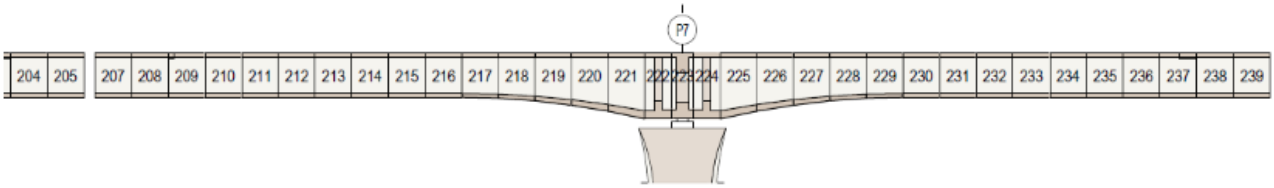

Figure V - 13 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P7

Phase 14 :

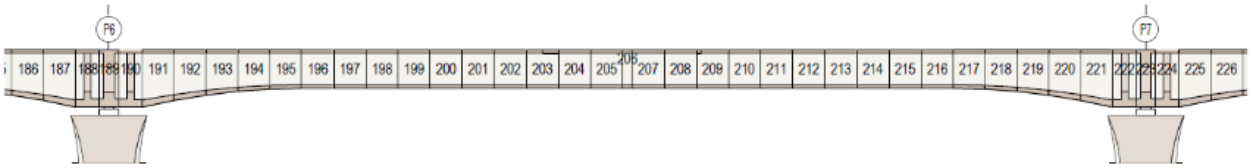

Figure V - 14 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P6-P7

Phase 15 :

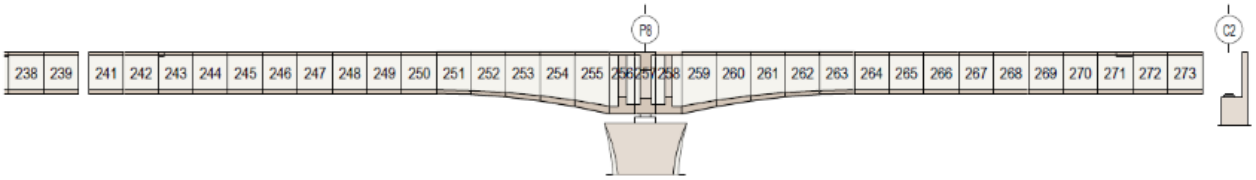

Figure V - 15 : Exécution par encorbellement du fléau de la pile P8

Phase 16 :

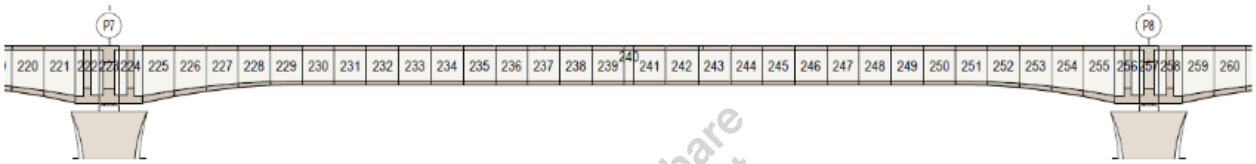

Figure V - 16 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P7-P8

Phase 17 :

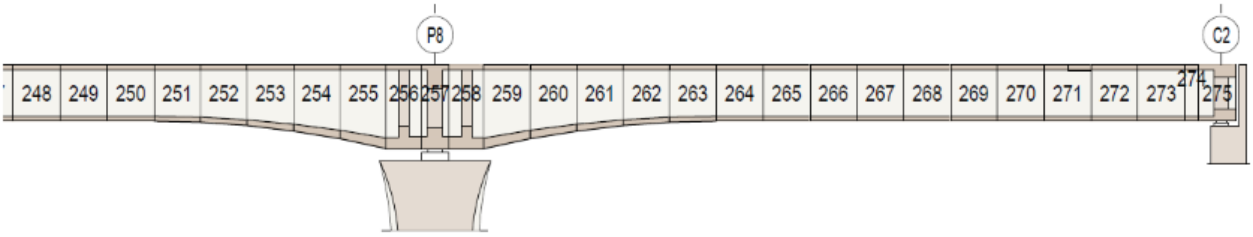

Figure V - 17 : Jetée du voussoir de clavage pour la travée P8-C2

V.3. Charges appliquées à la console en cours de la construction

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console.

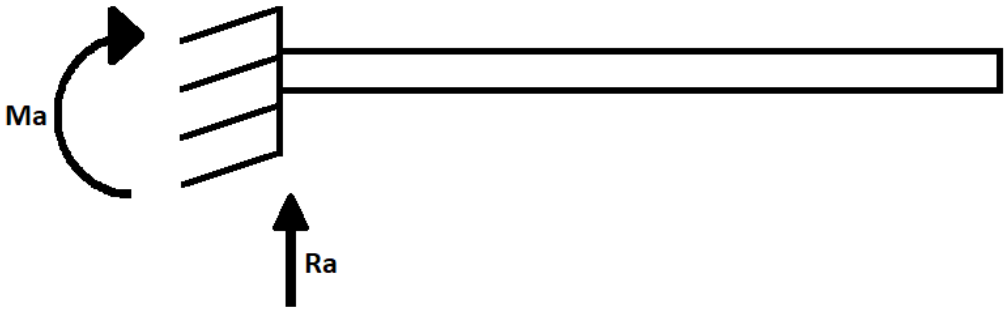

Figure V - 18 : Schéma statique du demi-fléau

Selon SETRA, les charges à considérer dans cette phase d'exécution sont les suivantes :

- Le poids propre du tablier « $\boldsymbol{G}$ »
- Les surcharges de chantier « $\boldsymbol{Q_{pra}}$» :$\boldsymbol{Q_{pra1}}$ et $\boldsymbol{Q_{pra2}}$
- Equipage mobile «$\boldsymbol{Q_{prc1}}$ »
- Le vent « $\boldsymbol{Q_w}$ »
- Surcharges accidentelles « $\boldsymbol{F_a}$ »

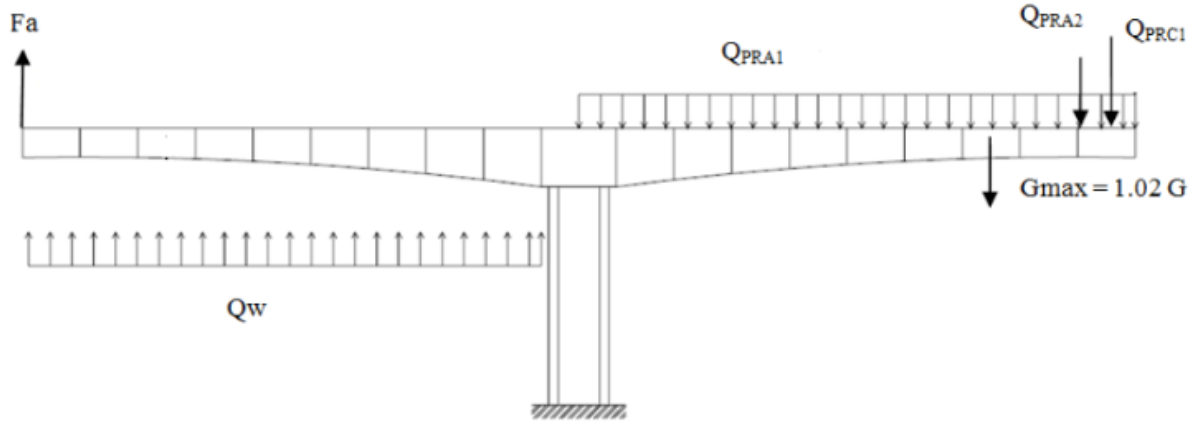

Figure V - 19 : Charges appliquées au fléau

V.3.1. Le poids propre du tablier

$$G(x) = \gamma_b \times S(x) = \gamma_b \left[S_p - 2(S_p - S_c)\frac{x}{L} + (S_p - S_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2 \right]$$

- **Effets du poids propre$G$**

$$M(x) = \gamma_b \left[\frac{-S_p(L-x)^2}{2} + (S_p - S_c)(L-x)^2 \left(\frac{2L+x}{3L}\right) - (S_p - S_c)(L-x)^2 \frac{(3L^2 + 2Lx + x^2)}{12L^2} \right]$$

$$V(x) = \gamma_b \left[S_p(L-x) - (S_p - S_c)\left(\frac{L^2 - x^2}{L}\right) + (S_p - S_c)\left(\frac{L^3 - x^3}{3L^2}\right) \right]$$

Avec :

γ_b : Le poids volumique du béton

S_p : L'aire de la section sur pile

S_c : L'aire de la section à la clé

L : La longueur du fléau considéré

V.3.2. Les surcharges de chantierQ_{pra}

V.3.2.1. La charge répartie Q_{pra1}

Selon SETRA, c'est la charge des divers matériels de chantier qui est égale à 200 N/m2 sur un demi-fléau dans les cas courants (portée < 120 m), comme le cas de notre pont.

$$Q_{pra\,1} = 0.02\ t/m^2$$

Soit :

$$Q_{pra\,1} = 0.02 \times L$$

Avec :

L : La largeur du tablier

$$Q_{pra\,1} = 0.02 \times 13.80 = 0.276\ t/ml$$

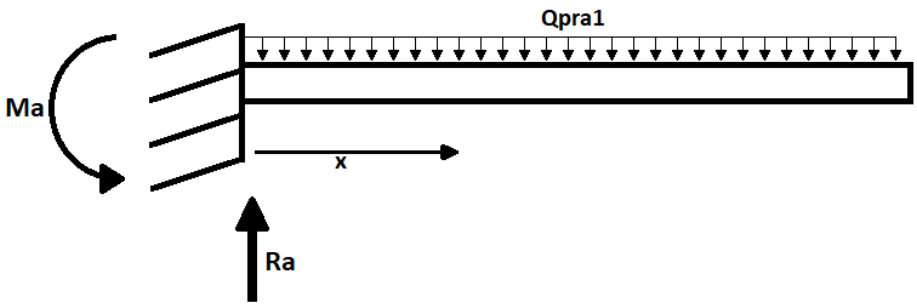

Figure V - 20 : Surcharges réparties $Q_{pra\,1}$

- **Effets des surcharges reparties de chantier Q_{pra1}**

$$M(x) = -\frac{Q_{pra\,1}}{2}x^2 + R_a x + M_a$$

$$V(x) = -Q_{pra\,1}x + R_a$$

Avec :

$$R_a = Q_{pra\,1} \times L = 0.276 \times 43.2 = 11.92\ t$$

$$M_a = -Q_{pra\,1} \times \frac{L^2}{2} = -0.276 \times \frac{43.2^2}{2} = -257.54\ t.m$$

Nous aurons ce résultat final :

$$M(x) = -0.138x^2 + 11.92x - 257.54$$

$$V(x) = -0.276x + 11.92$$

V.3.2.2. Les surcharges concentrées Q_{pra2}

C'est une charge qui est appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé. Sa formule pris de SETRA est la suivante :

$$Q_{pra\,2} = 50 + 5 \times b$$

Avec :

b : La largeur de l'hourdis supérieur en mètre

$$Q_{pra\,2} = 50 + 5 \times 13.80$$

$$Q_{pra\,2} = 11.9\ t$$

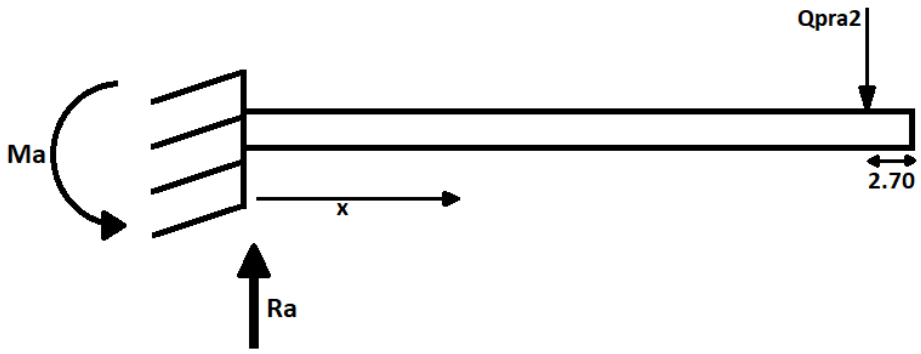

Figure V - 21 : Surcharges concentrées $Q_{pra\,2}$

- **Effets des surcharges concentrées de chantier Q_{pra2}**

$$M(x) = R_a x + M_a$$

$$V(x) = R_a$$

Avec :

$$R_a = Q_{pra\,2} = 11.9\ t$$

$$M_a = -Q_{pra\,2} \times (L - 2.70) = -11.9 \times 40.5 = -481.95\ t.m$$

Le résultat final est le suivant:

$$M(x) = 11.9x — 481.95$$

$$V(x) = 11.9\ t$$

V.3.3. Surcharges d'équipage mobile Q_{prc1}

On prend le poids de l'équipage mobile $Q_{prc\,1}$ égal à 50 tonnes concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

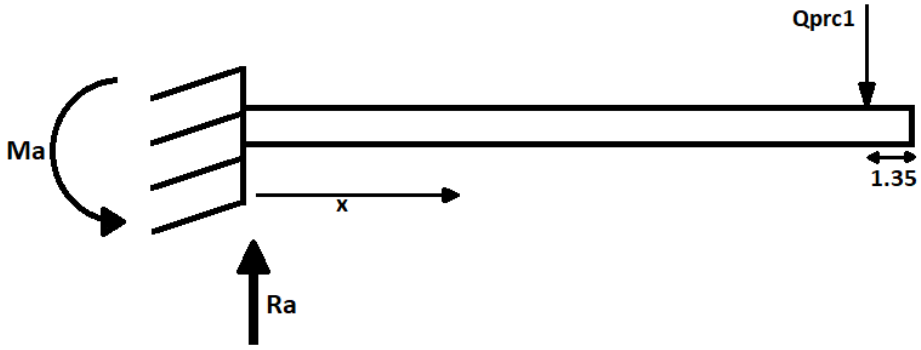

Figure V - 22 : Surcharge d'équipage mobile $Q_{prc\,1}$

- **Effets des surcharges d'équipage mobile Q_{prc1}**

$$Q_{prc\,1} = 50\ t$$

$$M(x) = R_a x + M_a$$

$$V(x) = R_a$$

Avec :

$$R_a = Q_{prc\,1} = 50\ t$$

$$M_a = -Q_{prc\,1} \times (L - 1.35) = -50 \times 41.85 = -2092.5\ t.m$$

Le résultat final est le suivant:

$$M(x) = 50x - 2092.5$$

$$V(x) = 50\ t$$

V.3.4. Le vent Q_w

D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale 0.125 t/m^2.

Soit :

$$Q_w = 0.125 \times L$$

Avec :

L : La largeur de l'hourdis supérieur en mètre.

$$Q_w = 0.125 \times 13.80 = 1.725 \ t/ml$$

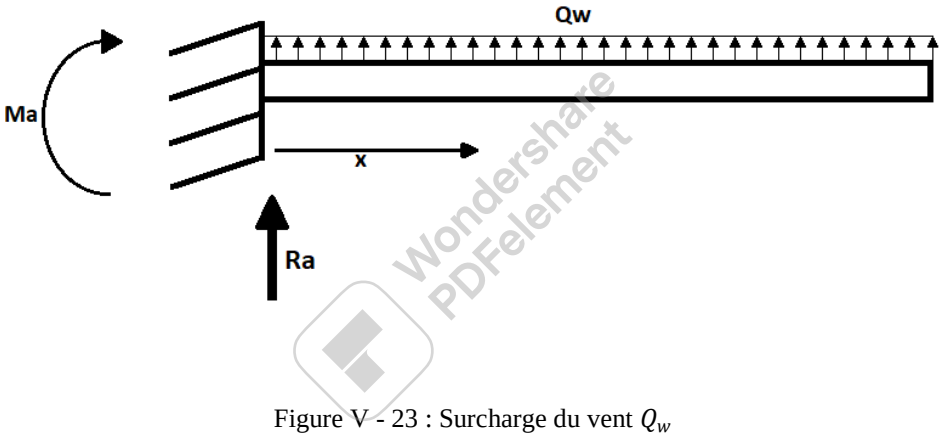

Figure V - 23 : Surcharge du vent Q_w

- **Effets de la surcharge du vent Q_w**

$$M(x) = \frac{Q_w}{2}x^2 + R_a x + M_a$$

$$V(x) = -Q_{pra\,1}x + R_a$$

Avec :

$$R_a = -Q_w \times L = -1.725 \times 43.2 = -74.52 \ t$$

$$M_a = Q_w \times \frac{L^2}{2} = 1.725 \times \frac{43.2^2}{2} = 1609.6 \ t.m$$

Nous aurons ce résultat final :

$$M(x) = 0.8625x^2 - 74.52x + 1609.6$$

$$V(x) = -1.725x + 74.52$$

V.3.5. Actions accidentelles F_a

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

Nous considérons qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié parun coefficient de majoration égal à 2.

On prend $F_a = 100\ t$

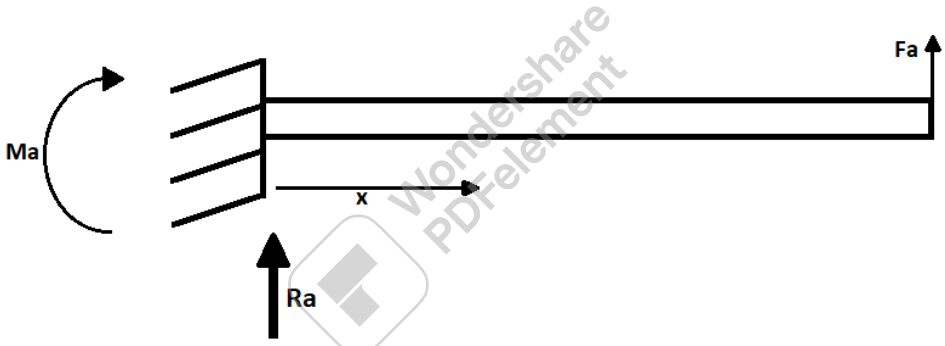

Figure V - 24 : Actions accidentellesF_a

- **Effets des actions accidentelles F_a**

$$M(x) = R_a x + M_a$$

$$V(x) = R_a$$

Avec :

$$R_a = -F_a = -100\ t$$

$$M_a = F_a \times L = 100 \times 43.2 = 4320\ t.m$$

Le résultat final est le suivant:

$$M(x) = -100x + 4320$$

$$V(x) = -100\ t$$

En raison de la symétrie du fléau, on va se limiter à donner les résultats pour un demi-fléau. Les résultats de chaque effort sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V - 1 : Les efforts des charges de construction sur le demi-fléau

x	Poids propre		Qpra1		Qpra2		Qprc1		Qw		Fa	
	V(t)	M(t)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)
0	1144,8	-23619,6	11,92	-257,5	11,9	-481,95	50	-2092,5	74,52	1609,6	-100	4320
2,8	1058,57	-21038	11,1472	-225,2	11,9	-448,63	50	-1952,5	69,69	1407,7	-100	4040
5,48	978,294	-18663,9	10,40752	-196,4	11,9	-416,738	50	-1818,5	65,067	1227,1	-100	3772
8,16	900,091	-16391,6	9,66784	-169,5	11,9	-384,846	50	-1684,5	60,444	1058,9	-100	3504
10,84	823,809	-14228,5	8,92816	-144,5	11,9	-352,954	50	-1550,5	55,821	903,15	-100	3236
13,52	749,303	-12182,3	8,18848	-121,6	11,9	-321,062	50	-1416,5	51,198	759,75	-100	2968
16,2	676,424	-10261,2	7,4488	-100,7	11,9	-289,17	50	-1282,5	46,575	628,73	-100	2700
18,9	604,498	-8460,83	6,7036	-81,55	11,9	-257,04	50	-1147,5	41,9175	509,27	-100	2430
21,6	533,925	-6805,22	5,9584	-64,45	11,9	-224,91	50	-1012,5	37,26	402,38	-100	2160
24,3	464,554	-5303,86	5,2132	-49,37	11,9	-192,78	50	-877,5	32,6025	308,06	-100	1890
27	396,236	-3966,71	4,468	-36,3	11,9	-160,65	50	-742,5	27,945	226,32	-100	1620
29,7	328,819	-2804,12	3,7228	-25,24	11,9	-128,52	50	-607,5	23,2875	157,16	-100	1350
32,4	262,153	-1826,83	2,9776	-16,2	11,9	-96,39	50	-472,5	18,63	100,57	-100	1080
35,1	196,089	-1046	2,2324	-9,165	11,9	-64,26	50	-337,5	13,9725	56,557	-100	810
37,8	130,475	-473,209	1,4872	-4,144	11,9	-32,13	50	-202,5	9,315	25,119	-100	540
40,5	65,1625	-120,416	0,742	-1,135	11,9	0	50	-67,5	4,6575	6,2556	-100	270
43,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Selon SETRA, pour chaque état limite, compte tenu de la nature des actions, on distingue la situation temporaire de construction, qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale, et la situation accidentelle, qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle.

Pendant les études d'exécution, ces vérifications doivent être effectuées de façon systématique pour le coulage ou la pose de toutes les paires de voussoirs.

Donc on a deux types de combinaison à prendre en considération :

V.3.6. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

$$\begin{cases} A1: \ 1.1(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{prc\,1max} + Q_{prc\,1min} + Q_{pra\,1} + Q_{pra\,2} + Q_w) \\ A2: \ 0.9(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{prc\,1max} + Q_{prc\,1min} + Q_{pra\,1} + Q_{pra\,2} + Q_w) \end{cases}$$

Avec :

G_{max} : Poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de 2%

G_{min} : Poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de 2%

$Q_{prc\,1max}$: Poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%

$Q_{prc\,1min}$: Poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de 4%

Donc:

$$G_{max} = 1.02G$$

$$G_{min} = 0.98G$$

$$Q_{prc\,1max} = 1.06Q_{prc\,1}$$

$$Q_{prc\,1min} = 0.96Q_{prc\,1}$$

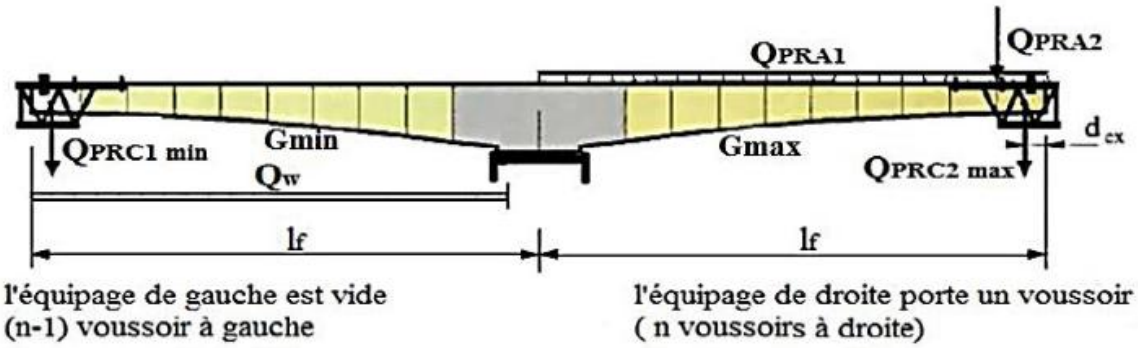

Figure V - 25 : Combinaisons en situation temporaire

Tableau V - 2 : Les effets (moment et effort) dus aux combinaisons en situation temporaire type A

Combinaisons temporaires de type A				
X	A1		A2	
	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)
0	1383,8675	-28079,5225	1154,9075	-23355,6025
2,8	1285,507381	-25148,1505	1073,794357	-20940,55722
5,48	1193,856926	-22442,33558	998,198226	-18709,56308
8,16	1104,481995	-19842,02237	924,4638867	-16563,70588
10,84	1017,220911	-17355,29788	852,4590593	-14509,60226
13,52	931,9120003	-14990,68241	782,0514639	-12554,22338
16,2	848,3935859	-12757,12956	713,1088203	-10704,89489
18,9	765,8985928	-10648,95845	644,9989736	-8956,792295
21,6	684,8915	-8693,3848	578,1065	-7332,3418
24,3	605,2069854	-6900,89831	512,2961357	-5840,12589
27	526,6797266	-5282,435049	447,4326172	-4489,092256
29,7	449,1444014	-3849,377453	383,3806807	-3288,553802
32,4	372,4356875	-2613,554331	320,0050625	-2248,188644
35,1	296,3882627	-1587,240862	257,170499	-1378,040109
37,8	220,8368047	-783,1585926	194,7417266	-688,5167371
40,5	145,6159912	-214,4754425	132,5834814	-190,3922797
43,2	0	0	0	0

V.3.7. Combinaisons accidentelles de construction (type B)

$$\begin{cases} B1: \ 1.1(G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{prc\,1max} + Q_{prc\,1min} + Q_{pra\,1} + Q_{pra\,2}) \\ B2: \ 0.9(G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{prc\,1max} + Q_{prc\,1min} + Q_{pra\,1} + Q_{pra\,2}) \end{cases}$$

Avec :

F_a : Action due à la chute d'un équipage mobile

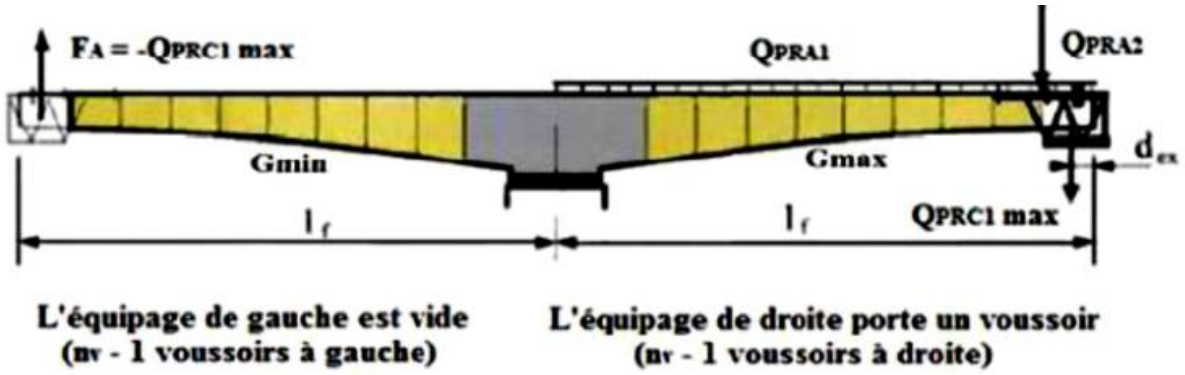

Figure V - 26 : Combinaisons accidentelles

Wondershare PDFelement

Tableau V - 3 : Les effets (moment et effort) dus aux combinaisons accidentelles type B

Combinaisons accidentelles de type B				
X	B1		B2	
	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)
0	1271,69	-26304,73	1042,73	-21580,81
2,8	1176,445231	-23430,72601	964,7322073	-19223,13273
5,48	1087,776611	-20787,48402	892,117911	-17054,71152
8,16	1001,383515	-18257,23946	821,3654067	-14978,92298
10,84	917,1042664	-15848,07937	752,3424143	-13002,38375
13,52	834,7771903	-13568,52403	684,9166539	-11132,06499
16,2	754,2406109	-11427,52703	618,9558453	-9375,292366
18,9	674,7497053	-9420,182343	553,8500861	-7728,016188
21,6	596,7467	-7573,04314	489,9617	-6212,00014
24,3	520,0662729	-5896,599124	427,1554232	-4835,826703
27	444,5431016	-4401,786361	365,2959922	-3608,443568
29,7	370,0118639	-3099,987291	304,2481432	-2539,16364
32,4	296,3072375	-2003,030721	243,8766125	-1637,665034
35,1	223,2639002	-1123,19183	184,0461365	-913,9910771
37,8	150,7165297	-473,1921651	124,6214516	-378,5503096
40,5	78,49980371	-66,19964563	65,46729395	-42,11648279
43,2	0	0	0	0

V.3.8. Les combinaisons les plus défavorables

Tableau V - 4 : Combinaison les plus défavorables

Type	Combinaisons	V(t)	M (t.m)
A1	$1.1(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{prc\,1max} + Q_{prc\,1min} + Q_{pra\,1} + Q_{pra\,2} + Q_w)$	1389.9	-28079,5
A2	$0.9(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{prc\,1max} + Q_{prc\,1min} + Q_{pra\,1} + Q_{pra\,2} + Q_w)$	1154.9	-23355,6
B1	$1.1(G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{prc\,1max} + Q_{prc\,1min} + Q_{pra\,1} + Q_{pra\,2})$	1271.7	-26304.7
B2	$0.9(G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{prc\,1max} + Q_{prc\,1min} + Q_{pra\,1} + Q_{pra\,2})$	1042.7	-21580.8

Les efforts maximaux sont les suivants :

$$M = -28079.5t.m$$

$$T = 1359.9\ t$$

Wondershare PDFelement

V.4. Etude en phase de service

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Pour ce qui, nous présentons la modélisation de notre pont, ou nous avons opté pour le calcul numérique en utilisant le programme aux éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

V.4.1. Présentation du logiciel

Robot Structural Analysis Professional est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de modéliser les structures, de calculer, de vérifier les résultats obtenus, et de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Il permet de définir les charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

Wondershare PDFelement

Robot Structural est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferraillage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

V.4.2. Étapes de modélisation

- **1ére étape**

  Cette première étape se base sur :

  - La définition des unités
  - La définition des caractéristiques des matériaux
  - La définition des normes et des règlements

  Ces réglages sont accessibles depuis le menu outil, puis Préférence de la tâche.

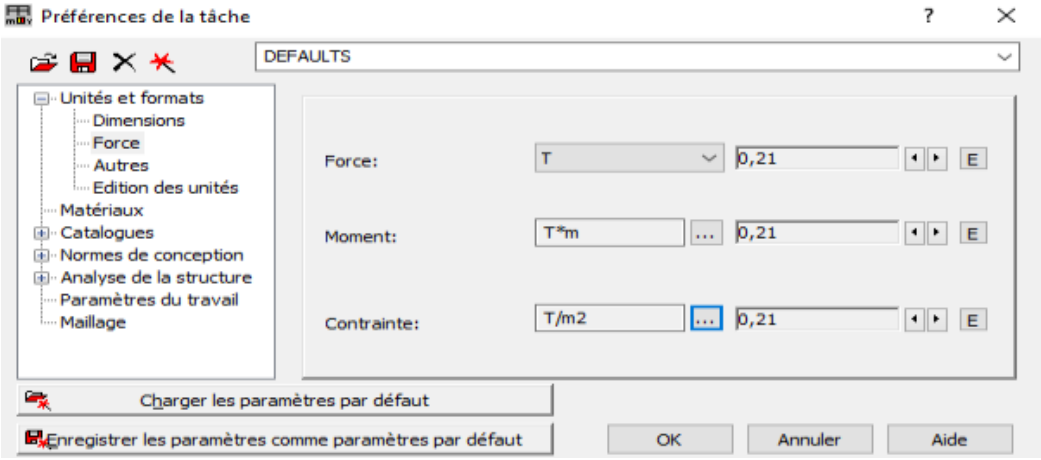

Figure V - 27 : Définitions des unités dans les préférences de la tâche

- **2éme étape**

La seconde étape a pour but de créer les lignes de construction. Pour faire il suffit d'ouvrir le menu « structure » et puis définitions des axes. Nous créons des lignes de construction suivant les axes x (sens longitudinal) et y (sens transversal).

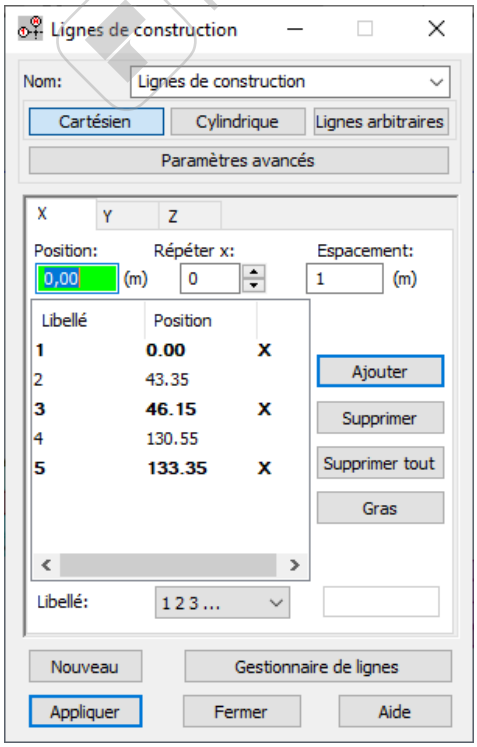

Figure V - 28 : Création des lignes de construction

- **3éme étape**

Maintenant, afin de modéliser nos voussoirs, nous devons avoir leurs sections, alors nous allons importer ces sections qui sont déjà enregistrées sous format DXF.

Pour y faire, nous ouvrirons le menu « outils » et définir section. Après l'importation des sections des voussoirs, nous les enregistrons dans le catalogue utilisateur pour un futur usage.

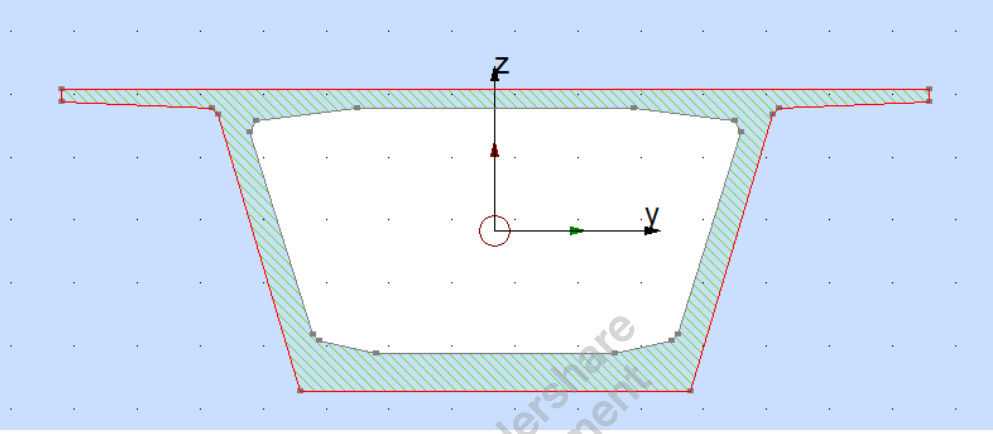

Figure V - 29 : Importation d'une section d'un voussoir courant

Une fois les sections sont ajoutées au catalogue, nous les ajoutons aux profilés des barres depuis le menu « structure », « caractéristiques » ainsi « profilés des barres ».

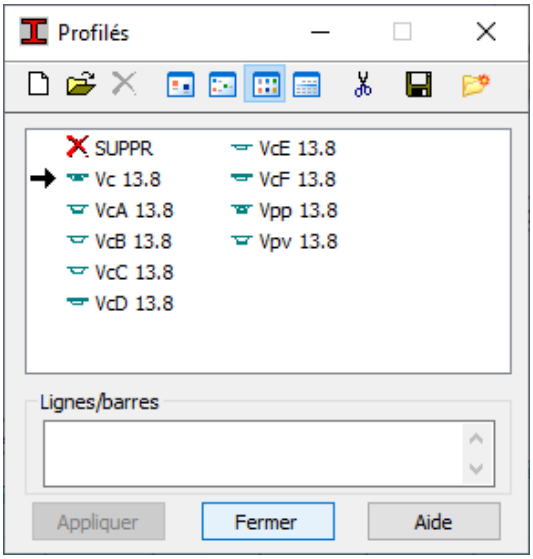

Figure V - 30 : Ajout des sections des voussoirs aux profilés des barres

- **4éme étape**

  La modélisation des voussoirs se fait dans cette étape, à partir de menu « structure » ensuite « barre ». La modélisation se fait suivant xy.

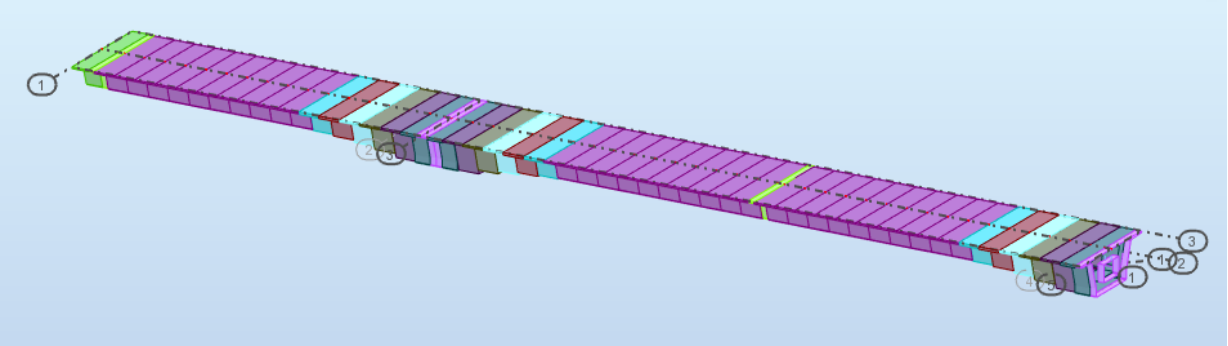

Figure V - 31 : Modélisation d'une travée de rive et une travée centrale du pont

- **5éme étape**

  Une fois la modélisation faite, nous ajoutons des appuis aux voussoirs sur piles et sur culées. Nous utilisons des appuis simples sur les piles et appuis double pour les culées.

  Nous procédons à la mise en place des appuis par le menu « structure »ensuite appuis.

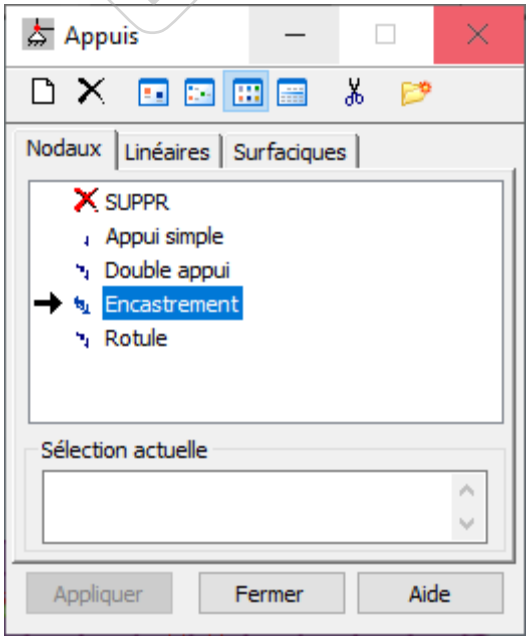

Figure V - 32 : Ajout des appuis aux piles et culées

- **6éme étape**

Le tablier est modélisé et les appuis sont mis sur place, reste à créer nos différents cas de charges.

Pour les charges permanentes et les charges d'exploitations dites charges statiques, nous les ajoutons depuis le menu « chargements » et « cas de charge ».

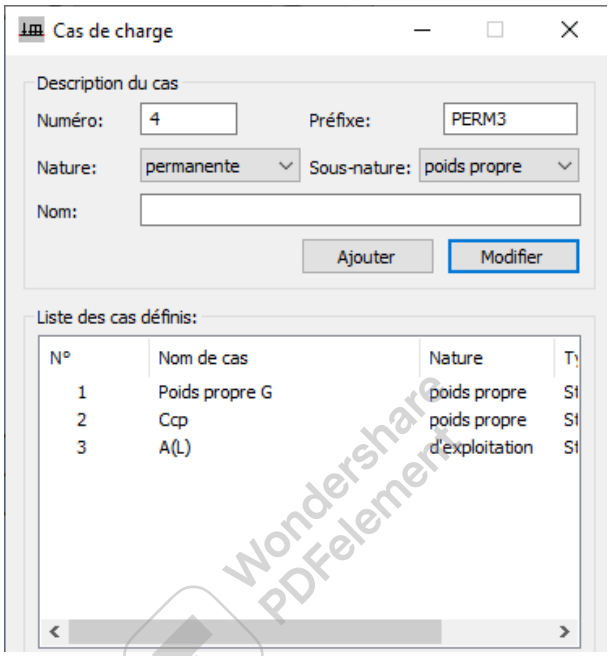

Figure V - 33 : Définition des charges G, Ccp et A(L)

Nous ajoutons les charges d'exploitation dynamique dites charges roulantes depuis le menu « chargements », « autres charges »puis« charges roulantes ».

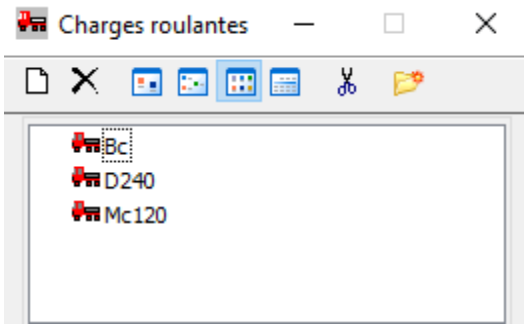

Figure V - 34 : Définition des charges roulantes B_c,M_{c120} et D_{240}

Après l'introduction des charges, nous les appliquons depuis le menu « chargements » et « définition charges ». Chaque charge selon sa nature (surfacique et linéaire).

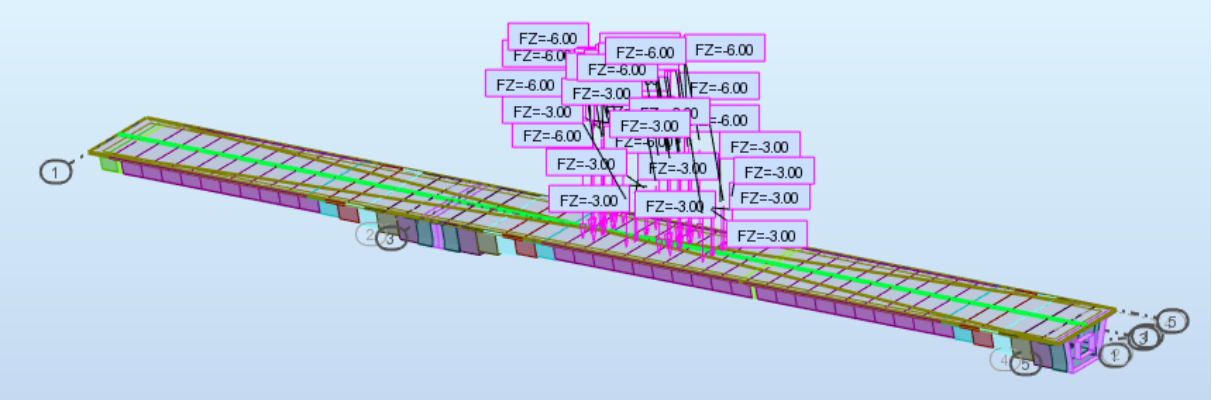

Figure V - 35 : Exemple d'application de la charge B_c sur le pont

- **7éme étape**

C'est l'étape où nous appliquons l'ensemble des combinaisons de charges mentionnées dans le chapitre précédent tableau (IV - 13).

Nous les ajoutons depuis le menu « chargements » et « combinaisons manuelles ».

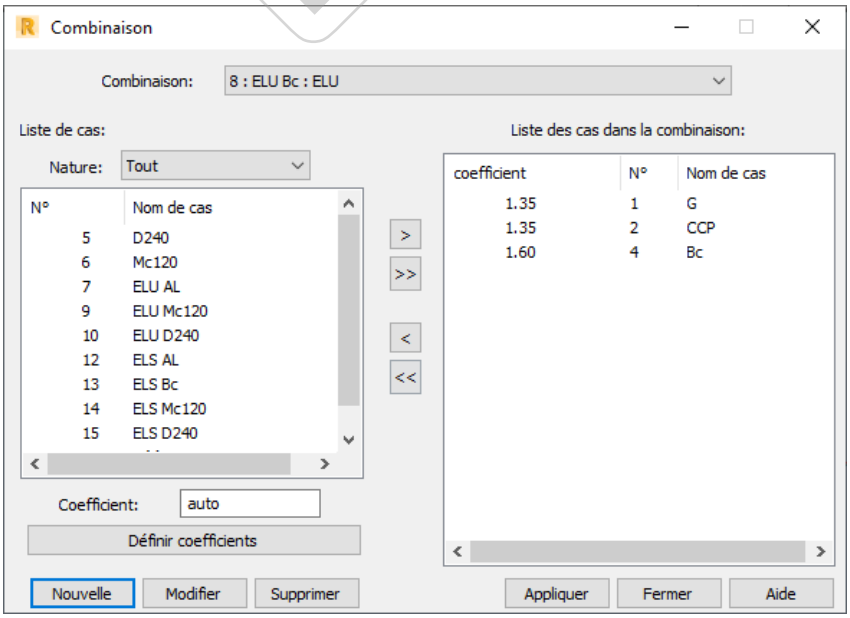

Figure V - 36 : Introduction de la combinaison ELU 1.35G + 1.35B_c

- **8éme étape**

  Cette étape est la dernière, elle pour but le lancement des calculs.

  Depuis le menu Analyse puis Calculer.

V.4.3. Interprétation des résultats

Après analyse de la structure par le logiciel, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

ELU : $1.35\ G + 1.35\ D_{240}$

ELS : Vide : $G\ +\ CCp$

En charge : $G + D_{240}$

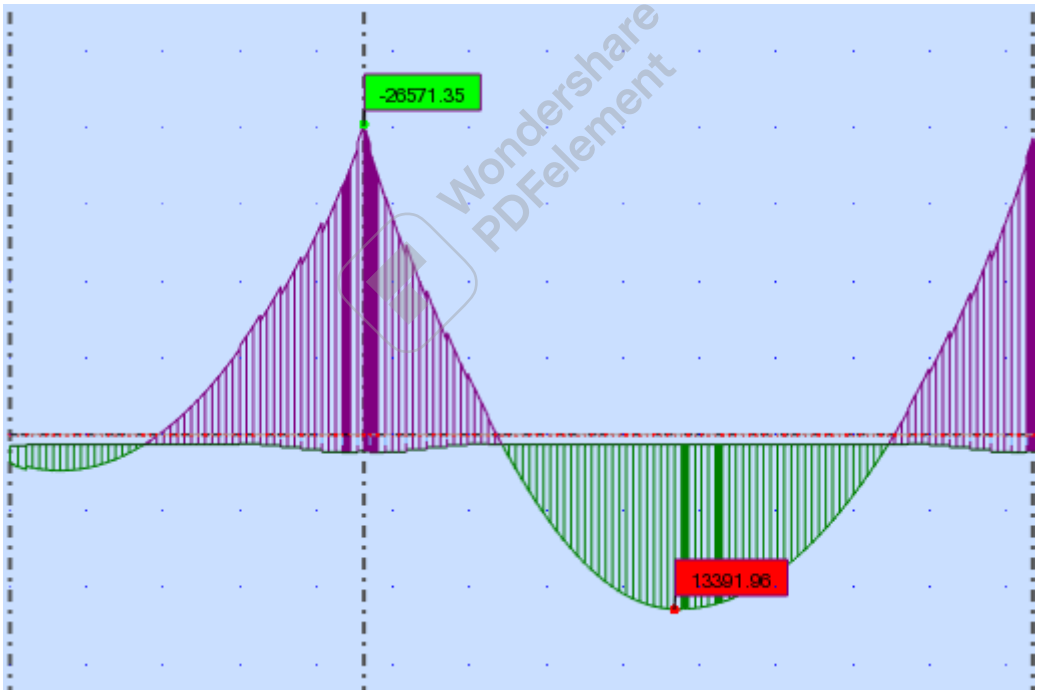

Figure V - 37 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU $1.35\ G + 1.35\ D_{240}$

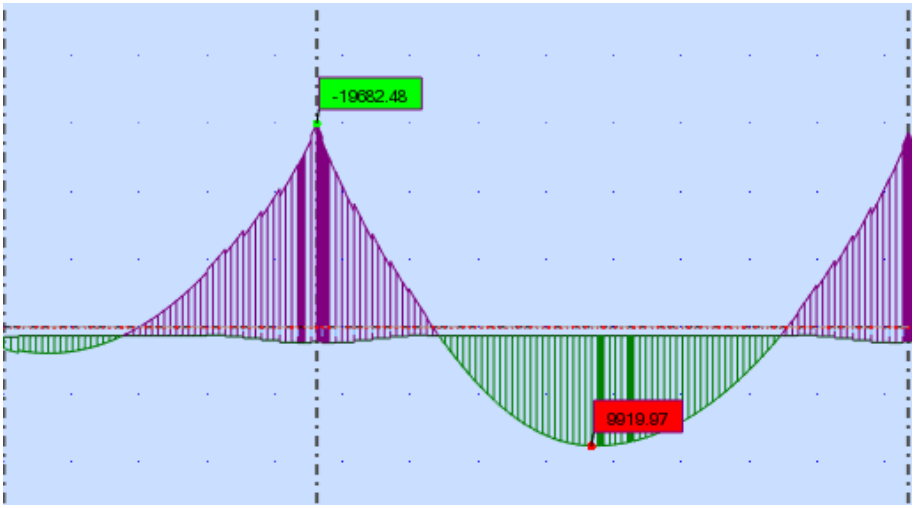

Figure V - 38 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS$G + D_{240}$

Les tableaux qui suivent définissent les moments fléchissant des voussoirs de la travée de rive et de la travée intermédiaire.

Tableau V - 5 : Les moments fléchissants des voussoirs de la travée de rive

	ELU ($1.35\ G + 1.35\ D_{240}$)	ELS ($G + D_{240}$)	ELS G+Ccp
Vsp	-26571.35	-19682.48	-17460.96
V1	-21674.47	-16055.16	-14067.32
V2	-18467.03	-13679.28	-11777.13
V3	-15504.20	-11484.59	-9679.94
V4	-12906.70	-9560.52	-7842.74
V5	-10459.50	-7747.78	-6134.10
V6	-7782.95	-5765.15	-4338.31
V7	-5597.67	-4146.42	-2867.68
V8	-3698.43	-2739.58	-1607.00
V9	-2075.90	-1537.70	-549.93
V10	-725.94	-537.73	306.00
V11	360.99	267.40	967.29
V12	1185.65	878.26	1434.10
V13	1748.00	1294.82	1705.97
V14	2055.10	1522.30	1787.38
V15	2105.41	1559.56	1676.06
Vc	1898.20	1406.07	1368.66
Vsc	1375.89	1019.18	780.80

Tableau V - 6 : Les moments fléchissant des voussoirs de la travée intermédiaire

	ELU ($1.35\ G + 1.35\ D_{240}$)	ELS ($G + D_{240}$)	ELS ($G + Ccp$)
Vsp	-26571.35	-19682.48	-17460.96
V1	-20599.88	-15259.17	-13532.20
V2	-15973.36	-11832.12	-10498.17
V3	-120209.68	-9044.20	-8040.99
V4	-8649.58	-6407.10	-5751.62
V5	-5363.95	-3973.30	-3668.75
V6	-2195.11	-1626.01	-1694.04
V7	1058.36	783.97	297.12
V8	3892.11	2883.05	1995.43
V9	6394.64	4736.77	3487.53
V10	8510.05	6303.74	4778.68
V11	10245.47	7589.24	5872.77
V12	11597.65	8590.85	6769.75
V13	12570.96	9311.82	7471.81
V14	13164.34	9751.36	7978.25
V15	13391.96	9919.97	8294.79
Vc	13302.36	9853.60	8415.96
V15’	12803.04	9483.73	8284.83
V14’	12120.31	8978.01	7961.44
V13’	11177.50	8279.63	7444.14
V12’	9973.75	7387.96	6732.67
V11’	8510.46	6304.04	5828.66
V10’	6780.47	5022.57	4727
V9’	4783.01	3542.97	3427.39
V8’	2519.53	1866.32	1931.07
V7’	-23.14	-17.14	228.84
V6’	-2850.89	-2111.77	-1683.25
V5’	-6105.54	-4522.62	-3886.87
V4’	-9254.05	-6854.86	-6069.42
V3’	-12549.28	-9295.77	-8377.53
V2’	-16166.69	-11975.33	-10921.98
V1’	-20008.02	-14820.76	-13647.35
Vsp	-25470.08	-18866.73	-17459.84

Wondershare
PDFelement

Chapitre VI

Etude de la précontrainte

Wondershare
PDFelement

Wondershare PDFelement

VI.1. Introduction

D'après l'inventeur de la précontrainte, Eugène Freyssinet 1928, ‹‹ Pré contraindre une section c'est soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leurs composantes avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inferieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération ››. Cette technique, consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

Dans notre cas d'étude, nous avons opté par post-tension.

Wondershare PDFelement

Précontrainte par post-tension

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

VI.2. Etude de la précontrainte de l'ouvrage

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câble :

VI.2.1. Les câbles de fléau

Ces câbles jouent deux rôles : ils assurent la fixation du fléau pendant la construction etils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en service et en construction. En pratique, on arrête au moins un câble par âme et deux par voussoir.

VI.2.2. Les câbles de continuité

Ils assurent la résistance aux moments positifs développés par l'exploitation de l'ouvrage et ils reprennent les efforts de clavage. Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

VI.3. Etude de la précontrainte de fléau

VI.3.1. Disposition des câbles

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction.

La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

VI.3.2. Le câblage

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

Sur la fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = -\frac{|M|}{I}V$$

Sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{|M|}{I}V'$$

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

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

Sur la fibre supérieure :

$$\sigma_{ps} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \ (compression)$$

Sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{pi} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \ (traction)$$

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

Sur la fibre supérieure :

$$\sigma_s = \frac{P}{S} + \frac{P_{ev}}{I} - \frac{|M|}{I}V \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

Sur la fibre inférieure :

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{P_{ev'}}{I} + \frac{|M|}{I}V' \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

P : L'effort de précontrainte

V : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure

V' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure

I : Le moment d'inertie de la section

M : Moment maximal dû aux poids propre et surcharge

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

$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte admissible de traction

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression

A la limite nous aurons :

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

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir Vi.

Chaque voussoir Vi doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir Vi+1, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

Dans cette dernière expression « P » et « e » sont des inconnues, pour déterminer le « P » on fixe le « e ».

VI.3.3. Détermination du nombre de câbles

Le nombre des câbles est donné par la relation qui suit :

$$N \geq {}^{P}/_{P_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer, il est estimé à 25% de perte.

$$P_0 = 0.75 \times \sigma_{P0} \times S$$

Tel que :

S : Section d'un câble 12T15s

$$S = 12 * 150 = 1800\ mm^2 = 0.0018\ m^2$$

σ_{P0} : La tension à l'origine, elle est donnée selon le BPEL91 par la formule suivante :

$$\sigma_{P0} = Min(0.8F_{prg}\,; 0.9F_{peg}\,)$$

Avec :

$$F_{prg} = 1860\ Mpa\ pour\ 1T15s$$

$$F_{peg} = 1660\ Mpa\ pour\ 1T15s$$

Donc :

$$\sigma_{P0} = Min(0.8 \times 1860; 0.9 \times 1660)$$

$$\sigma_{P0} = Min(1488; 1494)$$

$$\sigma_{P0} = 1488\ Mpa$$

Nous aurons à la fin :

$$P_0 = 0.75 \times 1488 \times 1800$$

$$P_0 = 2008800\ N$$

$$P_0 = 200.88\ t$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométrique :

- Section : $\boldsymbol{S = 12.5\ m^2}$
- Inertie : $\boldsymbol{I = 45.175\ m^4}$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $\boldsymbol{v = 2.144\ m}$
- $\boldsymbol{e = v - d}$, On prend l'enrobage $\boldsymbol{d = 0.15\ m \Rightarrow e = 2.144 - 0.15 = 1.994\ m}$
- Grace à la symétrie des fléaux ; on peut fait le calcul pour un seul fléau

Le moment à l'encastrement (calculer précédemment au chapitre V) est : $M = -28079.5\ t.m$

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

$$P = \frac{\frac{(-28079.5) \times 2.144}{45.175}}{\frac{1}{12.5} + \frac{1.994 \times 2.144}{45.175}}$$

$$P = 7631\ t$$

On déduit le nombre de câble :

$$N \geq {}^{7631}/_{200.88}$$

$$N \geq 38$$

A savoir que :

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

Donc nous prenons $N = 42\ câbles$, et $P = 8436.9t$

VI.3.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir

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

Soit le nombre nécessaire de câbles pour un voussoir **i** :

$$N \geq {}^{P_i}/_{P_0}$$

Avec :

$$P_i = \frac{\frac{M_i.V_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i.V_i}{I_i}}$$

Le tableau suivant définit le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir :

Wondershare PDFelement

Tableau VI - 1 : Répartition des câbles dans chaque voussoir d'un demi-fléau

x(m)	M(t.m)	Iyx(m4)	Sx(m2)	V(m)	e(m)	P(t)	Ni	Niréel	Préel
1/2 Vsp	-28079,523	45,175	12,5	2,144	1,994	7631,06	37,9881686	42	8436,96
V1	-25148,15	40,341	12,2	2,03	1,88	7166,99	35,6779626	42	8436,96
V2	-22442,336	35,987	11,8	1,92	1,77	6682,43	33,2657818	36	7231,68
V3	-19842,022	32,21	11,5	1,83	1,68	6180,3	30,7661057	30	6026,4
V4	-17355,298	28,946	11,2	1,65	1,5	5659,94	28,1757044	28	5624,64
V5	-14990,682	26,14	11	1,56	1,41	5110,5	25,4405641	26	5222,88
V6	-12757,13	14,682	9,65	1,225	1,075	5505,88	27,4088058	24	4821,12
V7	-10648,958	14,682	9,65	1,225	1,075	4596,01	22,8793815	20	4017,6
V8	-8693,3848	14,682	9,65	1,225	1,075	3752	18,6778142	16	3214,08
V9	-6900,8983	14,682	9,65	1,225	1,075	2978,38	14,8266411	14	2812,32
V10	-5282,435	14,682	9,65	1,225	1,075	2279,86	11,3493585	12	2410,56
V11	-3849,3775	14,682	9,65	1,225	1,075	1661,36	8,27042154	10	2008,8
V12	-2613,5543	14,682	9,65	1,225	1,075	1127,99	5,61524462	8	1607,04
V13	-1587,2409	14,682	9,65	1,225	1,075	685,041	3,41020104	6	1205,28
V14	-783,15859	14,682	9,65	1,225	1,075	338,005	1,68262317	4	803,52
V15	-214,47544	14,682	9,65	1,225	1,075	92,566	0,46080239	2	401,76

Après la définition de nombre de câbles utiles par voussoirs d'un demi-fléau, on doit trouver le nombre de câbles arrêtés :

Tableau VI - 2 : Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir et chaque âme

Voussoirs	**½ Vsp**	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**	**V10**	**V11**	**V12**	**V13**	**V14**	**V15**
Nbrs de câbles	42	42	36	30	28	26	24	20	16	14	12	10	8	6	4	2
Nbrs de câbles arrêtés/voussoir	/	6	6	2	2	2	4	4	2	2	2	2	2	2	2	2
Nbrs de câbles arrêtés/âme	/	3	3	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1

VI.3.5. Espacement des armatures de la précontrainte

D'après le BPEL, pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension.

Le schéma ci-dessous présente la disposition des câbles de précontrainte pour un voussoir sur pile :

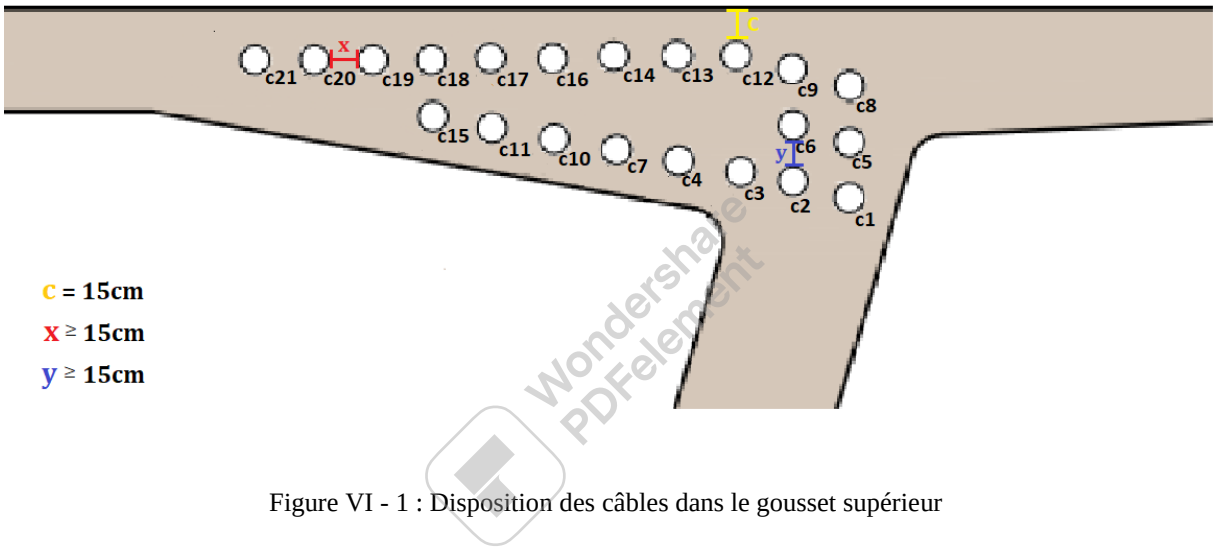

Figure VI - 1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur

VI.3.6. Tracés des câbles

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée, ils accrochent tous les voussoirs d'un fléau et ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes d'une manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

VI.3.7. Etude du tracée des câbles

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

VI.3.7.1. Etude du tracé des câbles en élévation

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage d'équation :

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

Avec :

d_0 : Distance du câble filant à la face supérieure du voussoir

d_1 : Distance du point d'ancrage à la face supérieure voussoir

L : Distance sur laquelle se fait la courbure, longueur d'un voussoir (2.68m) pour les trois premiers câbles et de deux voussoirs (2.68m ou 2.70m) pour le reste des câbles.

$L = 2.70m$ ou $2.68m$ (longueur d'un voussoir courant)

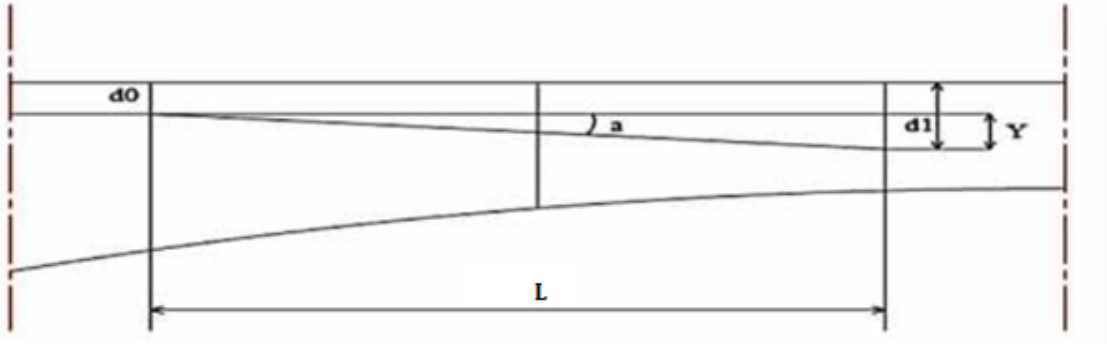

Figure VI - 2 : Câblage du voussoir en élévation

Le rayon de courbure en un point est défini par :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$$

R_{min} : Le rayon minimal pour les câbles $12T15s = 6m$.

La déviation verticale d'un câble est l'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

$$tg\alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0)\frac{x_0}{L^2}$$

$$\alpha_n = Arc\ tg\left(2(d_1 - d_0)\frac{x_0}{L^2}\right)$$

- **Tracée du câble C1 :**

Le câble est arrêté dans le premier voussoir, on arrête 6 câbles dans cette section soient 3 câbles par âme.

Le câble s'ancrera au centre de gravité CDG de la section.

$$\begin{cases} d_0 = 0.55m \\ d_1 = 2.03m \\ L = 2.68m \\ y = d_1 - d_0 = 1.36m \end{cases}$$

$$R_c(x) = \frac{2.68^2}{2(1.48)} \geq 6$$

Condition non vérifié, nous devons changeons la position du point d'ancrage.

$$R_c(x) \geq 6 \rightarrow \frac{x^2}{2(y)} \geq 6 \rightarrow y \leq \frac{x^2}{12}$$

$$y \leq \frac{2.68^2}{12} = 0.59$$

Soit :

$$y = 0.19m$$

Avec :

$$y = d_1 - d_0 = 0.19$$

$$d_1 = 0.19 + 0.55 = 0.74m$$

$$tga = 2(d_1 - d_0)\frac{x_0}{L^2} = 2\frac{y}{L}$$

$$tga = \frac{2 \times 0.19}{2.68} = 0.14$$

$$a = 0.14rad$$

Alors on obtient l'équation de la courbe du câble C1 :

$$Y(x) = 0.55 + 0.026x^2$$

- **Tracée du câble C2 :**

Le câble est arrêté dans le premier voussoir.

Le câble s'ancrera à une distance de 0,25m au-dessous du centre de gravité CDG de la section.

$$\begin{cases} d_0 = 0.50m \\ d_1 = 1.66m \\ L = 2.68m \\ y = d_1 - d_0 = 1.16m \end{cases}$$

$$R_c(x) = \frac{2.68^2}{2(1.16)} \geq 6$$

Condition non vérifié, nous devons changeons la position du point d'ancrage.

$$R_c(x) \geq 6 \rightarrow \frac{x^2}{2(y)} \geq 6 \rightarrow y \leq \frac{x^2}{12}$$

$$y \leq \frac{2.68^2}{12}$$

Soit :

$$y = 0.39m$$

Avec :

$$y = d_1 - d_0 = 0.39$$

$$d_1 = 0.39 + 0.50 = 0.89m$$

$$tga = 2(d_1 - d_0)\frac{x_0}{L^2} = 2\frac{y}{L}$$

$$tga = \frac{2 \times 0.39}{2.68} = 0.29$$

$$a = 0.28rad$$

Alors on obtient l'équation de la courbe du câble C2 :

$$Y(x) = 0.50 + 0.054x^2$$

- **Tracée du câble C3 :**

Le câble est arrêté dans le premier voussoir.

Le câble s'ancrera à une distance de 0,50m au-dessous du centre de gravité CDG de la section.

$$\begin{cases} d_0 = 0.45m \\ d_1 = 1.41m \\ L = 2.68m \\ y = d_1 - d_0 = 0.96m \end{cases}$$

$$R_c(x) = \frac{2.68^2}{2(0.96)} \geq 6$$

Condition non vérifié, nous devons changeons la position du point d'ancrage.

$$R_c(x) \geq 6 \rightarrow \frac{x^2}{2(y)} \geq 6 \rightarrow y \leq \frac{x^2}{12}$$

$$y \leq \frac{2.68^2}{12}$$

Soit :

$$y = 0.59m$$

Avec :

$$y = d_1 - d_0 = 0.59$$

$$d_1 = 0.59 + 0.45 = 1.04m$$

$$tga = 2(d_1 - d_0)\frac{x_0}{L^2} = 2\frac{y}{L}$$

$$tga = \frac{2 \times 0.59}{2.68} = 0.44$$

$$a = 0.41rad$$

Alors on obtient l'équation de la courbe du câble C3 :

$$Y(x) = 0.45 + 0.082x^2$$

Le reste des calculs est mentionné dans le tableau ci-après :

Tableau VI - 3 : Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation

Voussoir	Câble	L(m)	d0(m)	V(m)	d1(m)	y(m)	R(m)	tag a	a	equation
V1	C1	2,68	0,55	2,03	0,74	0,19	18,9	0,14179	0,141	0,55+0,026x2
	C2		0,5	2,03	0,89	0,39	9,208	0,29104	0,283	0,50+0,054x2
	C3		0,45	2,03	1,04	0,59	6,087	0,4403	0,415	0,45+0,082x2
V2	C4	5,36	0,45	1,91	2,16	1,71	8,4	0,63806	0,568	0,45+0,059x2
	C5		0,4	1,91	1,91	1,51	9,513	0,56343	0,513	0,40+0,052x2
	C6		0,35	1,91	1,66	1,31	10,97	0,48881	0,455	0,35+0,45x2
V3	C7	5,36	0,4	1,83	1,83	1,43	10,05	0,53358	0,49	0,40+0,049x2
V4	C8	5,36	0,25	1,65	1,65	1,4	10,26	0,52239	0,481	0,25+0,048x2
V5	C9	5,36	0,2	1,56	1,56	1,36	10,56	0,50746	0,47	0,20+0,047x2
V6	C10	5,38	0,4	1,225	1,1	0,7	20,67	0,26022	0,255	0,40+0,024x2
	C11		0,35	1,225	1,35	1	14,47	0,37175	0,356	0,35+0,034x2
V7	C12	5,4	0,15	1,225	1,35	1,2	12,15	0,44444	0,418	0,15+0,041x2
	C13		0,15	1,225	1,1	0,95	15,35	0,35185	0,338	0,15+0,032x2
V8	C14	5,4	0,15	1,225	1,225	1,075	13,56	0,39815	0,379	0,20+0,037x2
V9	C15	5,4	0,3	1,225	1,225	0,925	15,76	0,34259	0,33	0,30+0,031x2
V10	C16	5,4	0,15	1,225	1,225	1,075	13,56	0,39815	0,379	0,15+0,037x2
V11	C17	5,4	0,15	1,225	1,225	1,075	13,56	0,39815	0,379	0,15+0,037x2
V12	C18	5,4	0,15	1,225	1,225	1,075	13,56	0,39815	0,379	0,15+0,037x2
V13	C19	5,4	0,15	1,225	1,225	1,075	13,56	0,39815	0,379	0,15+0,037x2
V14	C20	5,4	0,15	1,225	1,225	1,075	13,56	0,39815	0,379	0,15+0,037x2
V15	C21	5,4	0,15	1,225	1,225	1,075	13,56	0,39815	0,379	0,15+0,037x2

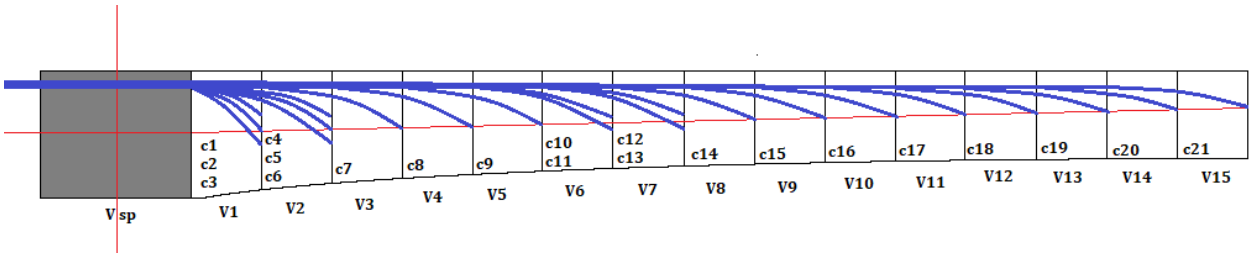

Figure VI - 3 : Tracé des câbles en élévation

VI.3.7.2. Etude du tracé des câbles en plan

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures : en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.

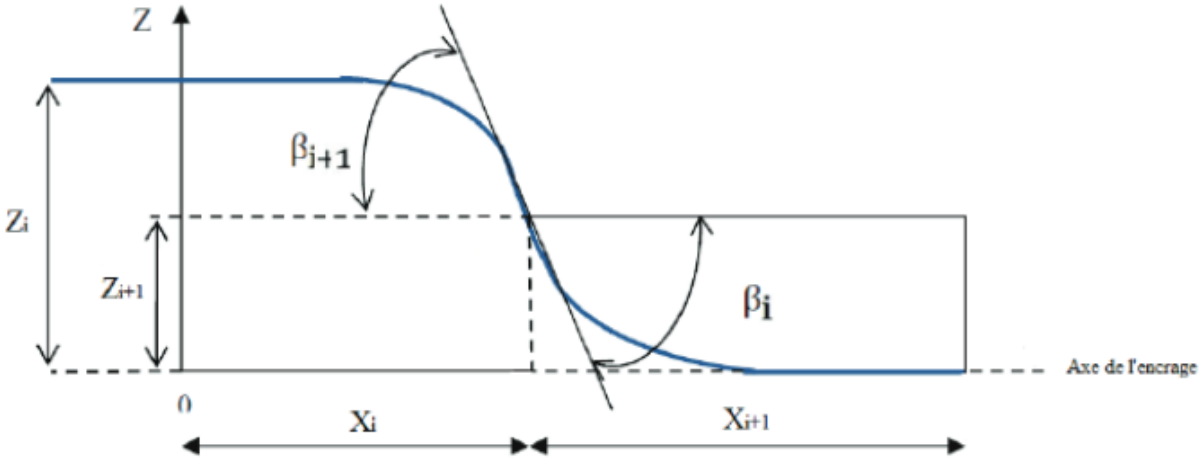

Figure VI - 4 : Tracé en plan d'un câble de fléau

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

$$z = ax^2 + bx + c$$

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

$$Z(x) = Z_i + (Z_{i+1} - Z_i)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{(x_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \text{ et } R_{I+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclination :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \text{et } \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2(Z_{i+1})}{x_{i+1}}$$

Avec :

β_i : L'inclinaison de la section intermédiaire

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

R_i : Le rayon de courbure dans la première section

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

Le tracé des câbles C2, C6 et C9 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

- **Exemple de calcul pour le câble C1 :**

$$Z_i = 0.15m$$

$$Z_{i+1} = \frac{Z_i}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075m$$

L'équation de la courbe :

$$Z(x) = 0.15 + (0.075 - 0.015)\left(\frac{x}{2.68}\right)^2$$

$$Z(x) = 0.15 - 0.010x^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{1.34^2}{2(0.15 - 0.075)} = 11.97m = R_{i+1}$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}$$

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(0.15 - 0.075)}{1.34} = 0.11$$

$$\beta_i = 0.11rad = \beta_{i+1}$$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau suivant :

Tableau VI - 4 : Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en plan

Voussoir	Câble	L(m)	x1=x2(m)	Zi(m)	Zi+1(m)	Ri=Ri+1(m)	tag B	B	equation Z(x)
V1	C1	2,68	1,34	0,15	0,075	11,970667	0,1119	0,1115	0,15-0,041x2
	C2		1,34	/	/	/	/	/	/
	C3		1,34	-0,15	-0,075	-11,970667	-0,1119	0,1115	-0,15+0,41x2
V2	C4	5,36	2,68	-0,3	-0,15	-23,941333	-0,1119	0,1115	-0,3+0,020x2
	C5		2,68	0,15	0,075	47,882667	0,056	0,0559	0,15-0,010x2
	C6		2,68	/	/	/	/	/	/
V3	C7	5,36	2,68	-0,45	-0,225	-15,960889	-0,1679	0,1664	-0,45+0,031x2
V4	C8	5,36	2,68	0,15	0,075	47,882667	0,056	0,0559	0,15-0,010x2
V5	C9	5,36	2,68	/	/	/	/	/	/
V6	C10	5,38	2,69	-0,6	-0,3	-12,060167	-0,223	0,2195	-0,6+0,041x2
	C11		2,69	-0,75	-0,375	-9,6481333	-0,2788	0,2719	-0,75+0,051x2
V7	C12	5,4	2,7	-0,15	-0,075	-48,6	-0,0556	0,0555	-0,15+0,010x2
	C13		2,7	-0,3	-0,15	-24,3	-0,1111	0,1107	-0,30+0,020x2
V8	C14	5,4	2,7	-0,45	-0,225	-16,2	-0,1667	0,1651	-0,45+0,030x2
V9	C15	5,4	2,7	-0,9	-0,45	-8,1	-0,3333	0,3218	-0,9+0,061x2
V10	C16	5,4	2,7	-0,6	-0,3	-12,15	-0,2222	0,2187	-0,6+0,041x2
V11	C17	5,4	2,7	-0,75	-0,375	-9,72	-0,2778	0,2709	-0,75+0,051x2
V12	C18	5,4	2,7	-0,9	-0,45	-8,1	-0,3333	0,3218	-0,9+0,061x2
V13	C19	5,4	2,7	-0,105	-0,0525	-69,428571	-0,0389	0,0389	-0,105+0,007x2
V14	C20	5,4	2,7	-0,12	-0,06	-60,75	-0,0444	0,0444	-0,12+0,008x2
V15	C21	5,4	2,7	-0,135	-0,0675	-54	-0,05	0,05	-0,135+0,009x2

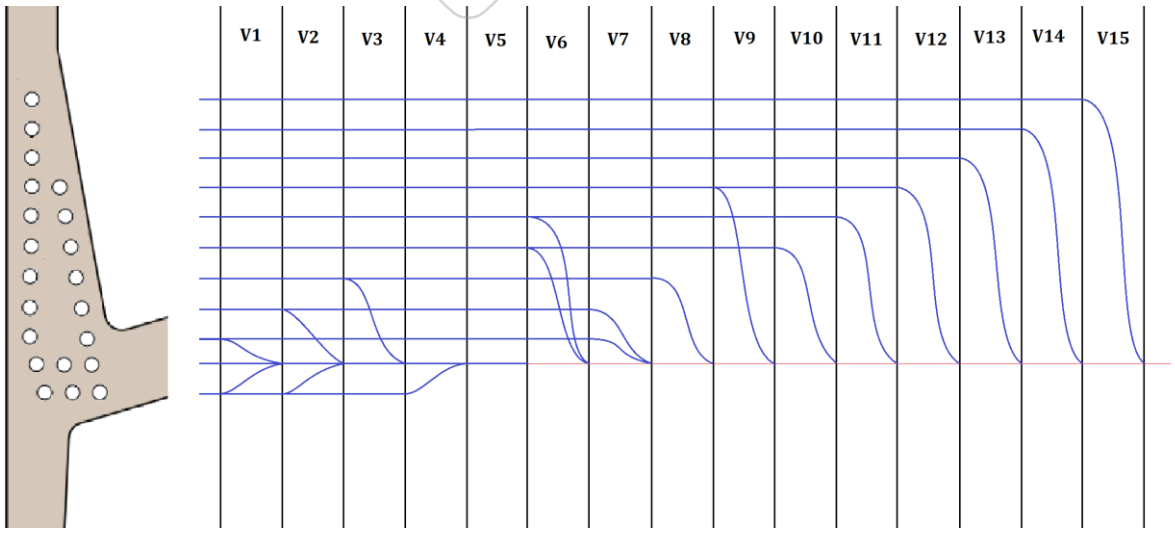

Figure VI - 5 : Tracé des câbles en plan

Wondershare PDFelement

VI.4. Pertes de précontrainte

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

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 instantanée

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont trois :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine
- Pertes dues au relâchement des câbles et au déplacement des ancrages
- Pertes dues au raccourcissement élastique de béton

VI.4.1.1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du coté du vérin et fixé du coté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectiligne.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{frot}(x) = \sigma_{P0}\left(1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)}\right)$$

Avec :

σ_{P0} : La tension à l'origine

$$\sigma_{P0} = Min\,(0.8\,fprg\,;\,0.9\,fpeg)$$

$fprg$: Contrainte de rupture garantie, $fprg = 1860\ Mpa$

$fpeg$: Contrainte limite élastique garantie, $fpeg = 1660\ Mpa$

Donc :

$$\sigma_{P0} = Min\,(1488, 1494) = \ 1488Mpa$$

x : La distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension

e : La base des logarithmes népériens

f : Coefficient de frottement en courbe, $f = 0.2\ rad^{-1}$

a : La déviation angulaire totale du câble sur la distance$x$, si les déviations αen élévation etβen plan se succèdent, la déviation totale à considérerest la somme :$\alpha + 2\beta$

φ : Le coefficient de perte de tension par unité de longueur, $\varphi = 0.003\ m^{-1}$

- **Exemple de calcul pour le câble C1 :**

$$\Delta\sigma_{frot}\,(5.48) = 1488\left(1 - e^{-(0.2\times(0.14+2\times0.11)+0.003\times5.48)}\right)$$

$$\Delta\sigma_{frot}\,(5.48) = 125.9\ MPa$$

Les résultats du calcul pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI - 5 : Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles

Voussoir	Câble	x(m)	a_e(rad)	B_p(rad)	a(rad)	σfrot MPa Δ ( )
V1	C1	5,48	0,141	0,1115	0,364	127,036457
	C2		0,283	0	0,283	104,8092937
	C3		0,415	0,1115	0,638	199,6105675
V2	C4	8,16	0,568	0,1115	0,791	248,4443899
	C5		0,513	0,0559	0,6248	206,5491195
	C6		0,455	0	0,455	162,2836744
V3	C7	10,84	0,49	0,1664	0,8228	266,1660883
V4	C8	13,52	0,481	0,0559	0,5928	218,8937197
V5	C9	16,2	0,47	0	0,47	197,7539503
V6	C10	18,9	0,255	0,2195	0,694	264,2340648
	C11		0,356	0,2719	0,8998	313,5817291
V7	C12	21,6	0,418	0,0555	0,529	233,3797509
	C13		0,338	0,1107	0,5594	240,9846996
V8	C14	24,3	0,379	0,1651	0,7092	287,5542617
V9	C15	27	0,33	0,3218	0,9736	358,5701629
V10	C16	29,7	0,379	0,2187	0,8164	331,8992315
V11	C17	32,4	0,379	0,2709	0,9208	364,9222176
V12	C18	35,1	0,379	0,3218	1,0226	396,434465
V13	C19	37,8	0,379	0,0389	0,4568	275,5138314
V14	C20	40,5	0,379	0,0444	0,4678	287,9383429
V15	C21	43,2	0,379	0,05	0,479	300,2830483
Somme						5386,843066

La somme des pertes dues aux frottements est :

$$\sum \Delta\sigma_{frot}(x) = 5386.8\ MPa$$

VI.4.1.2. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'encrage)

Cette perte de tension résulte 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 «λ» à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

La longueur «λ» est déterminée par la relation suivante :

$$\begin{cases} \lambda = \sqrt{\dfrac{g \times E_p}{\sigma_{P0} \times k}} \text{ tel que } k = \dfrac{a \times f}{l} + \varphi \\ \lambda < x \ \ldots \text{les pertes existent} \\ \lambda > x \ldots \text{les pertes sont nuls} \end{cases}$$

Avec :

λ: La longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage

σ_{P0} : La contrainte initiale

g : L'intensité du recul d'encrage, $g = 0.006\ m$

E_p : Module d'élasticité des aciers, $E_p = 190000\ MPa$

La perte de tension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2 \times \lambda \times k$$

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

Tableau VI - 6 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble

Voussoir	Câble	x(m)	a(rad)	k	λ(m)	σ MPa Δ r( )
V1	C1	5,48	0,364	0,016285	6,8590104	0,223393461
	C2		0,283	0,013328	7,5815998	0,202102208
	C3		0,638	0,026285	5,3988304	0,283812966
V2	C4	8,16	0,791	0,022387	5,8499282	0,261927669
	C5		0,6248	0,018314	6,4678898	0,236902316
	C6		0,455	0,014152	7,3577098	0,20825204
V3	C7	10,84	0,8228	0,018181	6,491489	0,236041079
V4	C8	13,52	0,5928	0,011769	8,0682049	0,189913132
V5	C9	16,2	0,47	0,008802	9,3292924	0,164241617
V6	C10	18,9	0,694	0,010344	8,6061415	0,178042398
	C11		0,8998	0,012522	7,8220292	0,195890098
V7	C12	21,6	0,529	0,007898	9,8489135	0,155576355
	C13		0,5594	0,00818	9,6779671	0,158324373
V8	C14	24,3	0,7092	0,008837	9,3110278	0,164563795
V9	C15	27	0,9736	0,010212	8,6616116	0,17690219
V10	C16	29,7	0,8164	0,008498	9,4951475	0,16137275
V11	C17	32,4	0,9208	0,008684	9,3927397	0,163132176
V12	C18	35,1	1,0226	0,008827	9,3164358	0,164468269
V13	C19	37,8	0,4568	0,005417	11,892531	0,128842047
V14	C20	40,5	0,4678	0,00531	12,011539	0,127565509
V15	C21	43,2	0,479	0,005218	12,117579	0,126449186
Somme						3,907715632

La somme des pertes dues aux reculs d'ancrages est :

$$\sum \Delta\sigma_r(x) = 3.9\ MPa$$

VI.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise entension des câbles d'une manière non simultanée et sachant que la mise en tension descâbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble vaentraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tensiondu troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbleset ainsi de suite.

Les règles de BPEL proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{racc}(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bn}(x)$$

Avec :

E_p : Modules d'élasticité des armatures, $E_p = 190000\ MPa$

E_{ij} : Module de déformation instantané du béton au jour j,

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 35981.7\ Mpa$$

$\sigma_{bn}(x)$: Contrainte de compression de béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculée au niveau du câble moyen, $\sigma_{bn}(x) = n \times \sigma_b(x)$

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{|M| \times e}{I}$$

Avec :

n : Nombre de câbles

P : Effort de précontrainte

e : Excentricité du câble de précontrainte

M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges

Le calcul des pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau VI - 7 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble

Voussoir	P(t)	S(m2)	e(m)	I(m4)	|M|(t.m)	σb(t/m2)	σbn(t/m2)	Δσracc(Mpa)
Vsp	8436,96	12,5	1,994	45,175	28079,52	178,11317	534,339497	14,1077971
V1	8436,96	12,2	1,88	40,341	25148,15	258,77029	776,310877	20,4964005
V2	7231,68	11,8	1,76	35,987	22442,34	137,74771	137,747709	3,63685771
V3	6026,4	11,5	1,68	32,21	19842,02	17,183301	17,1833012	0,45367885
V4	5624,64	11,2	1,5	28,946	17355,3	40,046099	40,0460992	1,05730953
V5	5222,88	11	1,41	26,14	14990,68	63,43564	126,871281	3,34969489
V6	4821,12	9,65	1,075	14,682	12757,13	-54,99324	-109,98647	-2,903897
V7	4017,6	9,65	1,075	14,682	10648,96	-47,14689	-47,146894	-1,2447869
V8	3214,08	9,65	1,075	14,682	8693,385	-50,47357	-50,473569	-1,33261883
V9	2812,32	9,65	1,075	14,682	6900,898	7,5145121	7,51451205	0,19840048
V10	2410,56	9,65	1,075	14,682	5282,435	52,760803	52,7608029	1,39300708
V11	2008,8	9,65	1,075	14,682	3849,377	84,431893	84,4318934	2,22919703
V12	1607,04	9,65	1,075	14,682	2613,554	101,66169	101,661691	2,68410349
V13	1205,28	9,65	1,075	14,682	1587,241	103,55142	103,551421	2,73399673
V14	803,52	9,65	1,075	14,682	783,1586	89,169625	89,1696255	2,3542841
V15	401,76	9,65	1,075	14,682	214,4754	57,552163	57,5521634	1,51951006
Somme								50,7329348

La somme des pertes dues au raccourcissement élastique du béton est :

$$\sum \Delta\sigma_{racc}(x) = 50.7\ MPa$$

VI.4.1.4. Pertes instantanées totales :

La somme des pertes instantanées égale à :

$$\sum \Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot}(x) + \Delta\sigma_{r}(x) + \Delta\sigma_{racc}(x)$$

$$\sum \Delta\sigma_{inst} = 5386.8 + 3.9 + 50.7$$

$$\sum \Delta\sigma_{inst} = 5441.4\ MPa$$

VI.4.2. Pertes de tension différées

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 encompte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées sont :

- Pertes par retrait du béton
- Pertes par fluage
- Pertes par relaxation des armatures

VI.4.2.1. Pertes dues au retrait du béton

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

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

$$\Delta\sigma_{rt} = \varepsilon_r \times E_p$$

Avec :

ε_r : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

Alors on obtient ce résultat :

$$\Delta\sigma_{rt} = 2 \times 10^{-4} \times 190000$$

$$\Delta\sigma_{rt} = 38\ MPa$$

VI.4.2.2. Pertes dues au fluage du béton

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression.

Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}}(\sigma_b + \sigma_m)$$

Avec :

σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale

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

A titre de simplification, si $\sigma_m \leq 1.5\sigma_b$ le BPEL permet l'utilisation de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI - 8 : Pertes de tension par fluage

Voussoir	P(t)	S(m2)	e(m)	I(m4)	|M|(t.m)	σb(t/m2)	Δσfl(Mpa)
Vsp	8436,96	12,5	1,994	45,175	28079,52	178,11317	23,571955
V2	8436,96	12,2	1,88	40,341	25148,15	258,77029	34,2463268
V3	7231,68	11,8	1,76	35,987	22442,34	137,74771	18,2298865
V4	6026,4	11,5	1,68	32,21	19842,02	17,183301	2,27408233
V5	5624,64	11,2	1,5	28,946	17355,3	40,046099	5,29980388
V6	5222,88	11	1,41	26,14	14990,68	63,43564	8,395236
V7	4821,12	9,65	1,075	14,682	12757,13	-54,99324	-7,27794661
V8	4017,6	9,65	1,075	14,682	10648,96	-47,14689	-6,23954129
V9	3214,08	9,65	1,075	14,682	8693,385	-50,47357	-6,67980215
V10	2812,32	9,65	1,075	14,682	6900,898	7,5145121	0,99448988
V11	2410,56	9,65	1,075	14,682	5282,435	52,760803	6,98250051
V12	2008,8	9,65	1,075	14,682	3849,377	84,431893	11,1739342
V13	1607,04	9,65	1,075	14,682	2613,554	101,66169	13,45417
V14	1205,28	9,65	1,075	14,682	1587,241	103,55142	13,7042617
V15	803,52	9,65	1,075	14,682	783,1586	89,169625	11,8009379
V16	401,76	9,65	1,075	14,682	214,4754	57,552163	7,61660151
Somme							137,546896

La somme des pertes dues au fluage du béton est :

$$\sum \Delta\sigma_{fl}(x) = 137.5\ MPa$$

VI.4.2.3. Pertes dues à la relaxation des armatures

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers :

- A relaxation normale : RN
- A très base relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Ces aciers sont caractérisés par :

$$\begin{cases} \rho_{1000} = 2.5\% \ (relaxation \text{ à } 1000 \ heures) \\ \mu_0 = 0.43 \ Coefficient \end{cases}$$

La perte de tension finale à la relaxation est donnée par la formule suivante **:**

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

Avec :

σ_{pi} : Tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x, $\sigma_{pi} = \sigma_{P0} - \Delta\sigma_{inst}$

f_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie, $f_{prg} = 1860 \ MPa$

Les pertes dues à la relaxation de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI - 9 : Pertes dues à la relaxation des armatures

Voussoir	Câble	x(m)	Δσinst	σpi (x)	Δσrel (x)(MPa)
V1	C1	5,48	147,756251	1340,24375	58,41341583
	C2		125,507796	1362,4922	61,82772106
	C3		220,390781	1267,60922	47,82252248
V2	C4	8,16	252,343175	1235,65683	43,43302101
	C5		210,42288	1277,57712	49,22557395
	C6		166,128784	1321,87122	55,6541059
V3	C7	10,84	266,855808	1221,14419	41,49371072
V4	C8	13,52	220,140942	1267,85906	47,85749326
V5	C9	16,2	201,267887	1286,73211	50,5283215
V6	C10	18,9	261,50821	1226,49179	42,20435301
	C11		310,873722	1177,12628	35,81940945
V7	C12	21,6	232,29054	1255,70946	46,16853402
	C13		239,898237	1248,10176	45,12308232
V8	C14	24,3	286,386207	1201,61379	38,93749967
V9	C15	27	358,945466	1129,05453	29,97954229
V10	C16	29,7	333,453611	1154,54639	33,02993245
V11	C17	32,4	367,314547	1120,68545	29,00094026
V12	C18	35,1	399,283037	1088,71696	25,36683859
V13	C19	37,8	278,37667	1209,62333	39,9783759
V14	C20	40,5	290,420193	1197,57981	38,41718262
V15	C21	43,2	301,929008	1186,07099	36,9471628
Somme					897,2287391

La somme des pertes dues à la relaxation des armatures est :

$$\sum \Delta\sigma_{rel}(x) = 897.2 \ MPa$$

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 :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_{rt}(x) + \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}(x)$$

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

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = 38 + 137.5 + \frac{5}{6}897.2$$

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = 923.1 \text{ MPa}$$

VI.4.3. Pertes totales

Les pertes totales sont calculées par la formule qui suit :

$$\Delta\sigma_{tot}(x) = \Delta\sigma_{inst}(x) + \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\Delta\sigma_{tot}(x) = 5441.4 + 923.1$$

$$\Delta\sigma_{tot}(x) = 6364.5 \text{ MPa}$$

Le pourcentage des pertes totales égale à :

$$100 \times \frac{6364.5 \times 2}{1488 \times 42} = 20.36\% < 25\% \ldots \text{Vérifié}$$

L'estimation des pertes est vérifiée, ce qui veut dire les câbles reprennent largement les charges considérées ; donc on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit 42 câbles.

VI.5. Vérification des contraintes

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

En phase de construction, on doit vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times V'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section

P : Effort de précontrainte

S : Section transversale du voussoir

e : L'excentricité

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure

V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure

$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte admissible de traction, $\overline{\sigma_{bt}} = 0\text{MPa}$

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression, $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 21\text{MPa}$

Donc la vérification à faire devient :

$$\sigma_{sup} \geq 0$$

$$\sigma_{inf} \leq 21\text{MPa}$$

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI - 10 : Vérification des contraintes en construction

Voussoir	P (t)	S(m2)	e(m)	I(m4)	M(t,m)	V(m)	V'(m)	σsup	σinf	obs
Vsp	8436,96	12,5	2,506	45,175	28080	2,144	2,656	3,4575	10,8278	OK
V1	8436,96	12,2	2,62	40,341	25148	2,03	2,77	5,3841	9,00522	OK
V2	7231,68	11,8	2,17	35,987	22442	1,91	2,32	2,5462	10,4798	OK
V3	6026,4	11,5	1,82	32,21	19842	1,83	1,97	0,1986	10,6678	OK
V4	5624,64	11,2	1,68	28,946	17355	1,65	1,83	0,5154	10,0202	OK
V5	5222,88	11	1,58	26,14	14991	1,56	1,73	0,7266	9,20777	OK
V6	4821,12	9,65	1,855	14,682	12757	1,225	2,005	1,8138	10,2044	OK
V7	4017,6	9,65	1,855	14,682	10649	1,225	2,005	1,4965	8,52825	OK
V8	3214,08	9,65	1,855	14,682	8693,4	1,225	2,005	1,0518	7,06052	OK
V9	2812,32	9,65	1,855	14,682	6900,9	1,225	2,005	1,5092	5,21408	OK
V10	2410,56	9,65	1,855	14,682	5282,4	1,225	2,005	1,8215	3,6053	OK
V11	2008,8	9,65	1,855	14,682	3849,4	1,225	2,005	1,979	2,2497	OK
V12	1607,04	9,65	1,855	14,682	2613,6	1,225	2,005	1,972	1,16346	OK
V13	1205,28	9,65	1,855	14,682	1587,2	1,225	2,005	1,7901	0,36332	OK
V14	803,52	9,65	1,855	14,682	783,16	1,225	2,005	1,4229	-0,1333	OK
V15	401,76	9,65	1,855	14,682	214,48	1,225	2,005	0,8592	-0,3085	OK

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées à la fibre inférieure sont inférieures à la contrainte admissible de compression et les contraintes de la fibre supérieure sont supérieures à la contrainte admissible de traction, alors notre ouvrage travaille en sécurité durant la phase de réalisation.

VI.6. Etude de la précontrainte de continuité

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

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

VI.6.1. Détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles

Pour la détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

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

$$N \geq \frac{P}{0.75P_0}$$

VI.6.2. Câblage de la travée de rive

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI - 11 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (Travée de rive)

x(m)	M(t.m)	Iyx(m4)	Sx(m2)	V'(m)	e(m)	P(t)	Ni	Niréel	Préel
V11	360,99	14,682	9,65	2,005	1,855	138,108	0,68751379	2	401,76
V12	1185,65	14,682	9,65	2,005	1,855	453,607	2,2580978	4	803,52
V13	1748	14,682	9,65	2,005	1,855	668,751	3,32910636	6	1205,28
V14	2055,1	14,682	9,65	2,005	1,855	786,241	3,9139854	8	1607,04
V15	2105,41	14,682	9,65	2,005	1,855	805,489	4,00980195	10	2008,8
Vc	1898,2	14,682	9,65	2,005	1,855	726,214	3,61516572	10	2008,8
Vsc	1375,89	22,62	21,1	1,51	1,36	664,694	3,3089126	10	2008,8

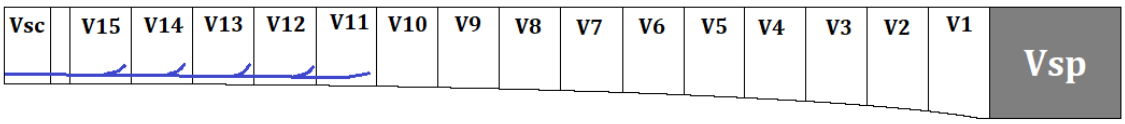

Figure VI - 6 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)

VI.6.3. Câblage de la travée intermédiaire

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI - 12 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (Travée intermédiaire)

x(m)	M(t.m)	Iyx(m4)	Sx(m2)	V'(m)	e(m)	P(t)	Ni	Niréel	Préel
V7	1058,36	14,682	9,65	2,005	1,855	404,908	2,01567105	4	803,52
V8	3892,11	14,682	9,65	2,005	1,855	1489,05	7,41261335	8	1607,04
V9	6394,64	14,682	9,65	2,005	1,855	2446,47	12,1787395	14	2812,32
V10	8510,05	14,682	9,65	2,005	1,855	3255,78	16,2075867	18	3615,84
V11	10245,47	14,682	9,65	2,005	1,855	3919,72	19,5127341	20	4017,6
V12	11597,65	14,682	9,65	2,005	1,855	4437,04	22,0879922	22	4419,36
V13	12570,96	14,682	9,65	2,005	1,855	4809,41	23,9416835	24	4821,12
V14	13164,34	14,682	9,65	2,005	1,855	5036,42	25,0717895	26	5222,88
V15	13391,96	14,682	9,65	2,005	1,855	5123,5	25,505297	28	5624,64
Vc	13302,36	14,682	9,65	2,005	1,855	5089,22	25,3346517	28	5624,64
V15'	12803,04	14,682	9,65	2,005	1,855	4898,19	24,3836853	28	5624,64
V14'	12120,31	14,682	9,65	2,005	1,855	4637	23,0834102	26	5222,88
V13'	11177,5	14,682	9,65	2,005	1,855	4276,29	21,2878068	24	4821,12
V12'	9973,75	14,682	9,65	2,005	1,855	3815,76	18,9952371	24	4821,12
V11'	8510,46	14,682	9,65	2,005	1,855	3255,94	16,2083675	20	4017,6
V10'	6780,47	14,682	9,65	2,005	1,855	2594,08	12,9135617	18	3615,84
V9'	4783,01	14,682	9,65	2,005	1,855	1829,89	9,10935297	14	2812,32
V8'	2519,53	14,682	9,65	2,005	1,855	963,923	4,79850305	8	1607,04
V7'	23,14	14,682	9,65	2,005	1,855	8,85292	0,04407066	4	803,52

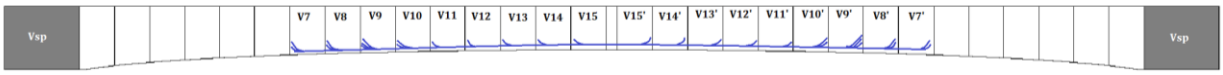

Figure VI - 7 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire)

VI.6.4. Pertes de tensions

La démarche à suivre pour la détermination des pertes est la même que celle de l'étude de la précontrainte du fléau.

VI.6.4.1. Travée intermédiaire

Tableau VI - 13 : Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire

	Δσpf(x)	Δσpr	Δσbn	Δσfl	Δσrlx
V7	326,705998	0,23764107	7,28011326	18,2459212	110,047509
V8	434,088274	0,29336067	2,71551777	6,80581763	95,8762369
V9	683,762015	0,48024243	11,2968476	18,8752915	136,169461
V10	587,24531	0,39794539	7,75912018	19,4464413	74,0500612
V11	310,774397	0,22406475	1,6758073	8,40004728	35,5939559
V12	323,166476	0,25433506	0,75046831	3,76175072	34,1667001
V13	334,535756	0,29612085	1,08896567	5,45848149	32,730119
V14	344,886688	0,36101195	2,69483532	13,5079637	31,2833115
V15	375,617202	0,50470791	5,52080891	27,6732629	27,3517646
Vc	0	0	5,81969702	29,1714508	81,5653745
V15'	375,617202	0,50470791	7,48533104	37,5205042	27,1282289
V14'	344,886688	0,36101195	6,17751554	30,9650296	30,8685265
V13'	334,535756	0,29612085	5,73727614	28,758313	32,167932
V12'	323,166476	0,25433506	9,75275109	48,8860327	33,0640256
V11'	310,774397	0,22406475	7,46346187	37,4108842	34,8728031
V10'	587,24531	0,39794539	19,2982025	48,3664839	71,1438885
V9'	683,762015	0,48024243	27,4250965	45,8231103	129,608971
V8'	434,088274	0,29336067	11,8728355	29,7565179	93,3251411
V7'	326,705998	0,23764107	14,1866968	35,5556765	108,011416
Somme	7441,56423	6,09886018	156,001348	458,833304	1219,02543

Avec des pertes par retrait du béton $\Delta\sigma_{rt} = 38\ MPa$.

Les pertes totales sont calculées par la formule qui suit :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma pf(x) + \Delta\sigma pr + \Delta\sigma bn + \Delta\sigma fl + \frac{5}{6}\Delta\sigma rlx + \Delta\sigma_{rt}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 9116.32\ MPa$$

On a un pourcentage de perte totale égale à :

$$100 \times \frac{8678.14}{1488 \times 28} = 21.88\% < 25\% \ldots Vérifié$$

Donc, on maintient le nombre de câbles précédemment à savoir 28 câbles.

VI.6.4.2. Travée de rive

Tableau VI - 14 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive

	Δσpf(x)	Δσpr	Δσbn	Δσfl	Δσrlx
V11	101,637385	0,11480466	2,38107731	11,9352398	65,1831066
V12	125,03874	0,1398655	3,21544205	16,1175245	61,3802827
V13	147,848998	0,17036123	4,92482172	24,6858546	57,6287416
V14	168,955258	0,21031805	7,48566555	37,5221809	54,0982927
V15	160,154572	0,2485258	10,9031107	54,6522535	54,8863585
Vc	13,1106996	0,09588299	11,5943228	58,1169802	78,2810447
Vsc	0	0	4,66624745	23,3897414	81,7668295
Somme	716,745653	0,97975822	45,1706875	226,419775	453,224656

Calcul des pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma pf(x) + \Delta\sigma pr + \Delta\sigma bn + \Delta\sigma fl + \frac{5}{6}\Delta\sigma rlx + \Delta\sigma_{rt}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 1404.97\ MPa$$

Le pourcentage de perte est égale à :

$$100 \times \frac{1404.97}{1488 \times 10} = 9.44\% < 25\% \ldots Vérifié$$

Donc nous maintenons le nombre de câbles précédent à 10 câbles de 12T15s.

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

VI.6.5. Vérification des contraintes en phase de service (ELS)

Dans le cadre d'étude d'un ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

- **1er cas :**

  C'est le cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissière de sécurité...etc) ; dite vérification à vide.

- **2éme cas :**

  C'est le cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations. C'est-à-dire vérification en service.

Donc nous devons vérifier :

$$ELS \begin{cases} A\ vide : G + Ccp \\ En\ charge : G + D_{240} \end{cases}$$

- **A vide (Sous M_{min}) :**

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e' \times V}{I} - \frac{M_{min}}{I} \times V \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e' \times V'}{I} + \frac{M_{min}}{I} \times V' \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

- **En charge (Sous M_{max}) :**

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e' \times V}{I} - \frac{M_{max}}{I} \times V \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e' \times V'}{I} + \frac{M_{max}}{I} \times V' \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section

P : Effort de précontrainte réelle

S : Section transversale du voussoir

e' : L'excentricité

I : Le moment d'inertie de la section

M_{max} : Le moment maximum agissant sur la section,sous la combinaison $G + D_{240}$

M_{min} : Le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison $G + Ccp$

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure

V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure

$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte admissible de traction, $\overline{\sigma_{bt}} = 0\text{MPa}$

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression, $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 21\text{MPa}$

Wondershare PDFelement

VI.6.5.1. Vérification de la travée de rive

VI.6.5.1.1. Vérification à vide

Tableau VI - 15 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} $(G + Ccp)$

	P	S	e'	I	Mmin	V	V'	σsup	σinf	Obs
V11	401,76	9,65	1,855	14,682	967,29	1,225	2,005	0,23108	0,71953	Ok
V12	803,52	9,65	1,855	14,682	1434,1	1,225	2,005	0,87975	0,7556	Ok
V13	1205,28	9,65	1,855	14,682	1705,97	1,225	2,005	1,69106	0,52546	Ok
V14	1607,04	9,65	1,855	14,682	1787,38	1,225	2,005	2,66128	0,03522	Ok
V15	2008,8	9,65	1,855	14,682	1676,06	1,225	2,005	3,79231	-0,7182	Ok
Vc	2008,8	9,65	1,855	14,682	1368,66	1,225	2,005	4,04879	-1,138	Ok
Vsc	2008,8	21,1	1,36	22,62	780,8	1,72	1,51	2,43568	-0,3505	Ok

VI.6.5.1.2. Vérification en charge

Tableau VI - 16 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max} $(G + D_{240})$

	P	S	e'	I	Mmax	V	V'	σsup	σinf	Obs
V11	401,76	9,65	1,855	14,682	267,4	1,225	2,005	0,81504	-0,2362	Ok
V12	803,52	9,65	1,855	14,682	878,26	1,225	2,005	1,34351	-0,0035	Ok
V13	1205,28	9,65	1,855	14,682	1294,82	1,225	2,005	2,0341	-0,036	Ok
V14	1607,04	9,65	1,855	14,682	1522,3	1,225	2,005	2,88245	-0,3268	Ok
V15	2008,8	9,65	1,855	14,682	1559,56	1,225	2,005	3,88951	-0,8773	Ok
Vc	2008,8	9,65	1,855	14,682	1406,07	1,225	2,005	4,01757	-1,0869	Ok
Vsc	2008,8	21,1	1,36	22,62	1019,18	1,72	1,51	2,25442	-0,1913	Ok

VI.6.5.2. Vérification de la travée intermédiaire

VI.6.5.2.1. Vérification à vide

Tableau VI - 17 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M_{min} $(G + Ccp)$

	P	S	e'	I	Mmin	V	V'	σsup	σinf	Obs
V7	803,52	9,65	1,855	14,682	297,12	1,225	2,005	1,82839	-0,7971	Ok
V8	1607,04	9,65	1,855	14,682	1995,43	1,225	2,005	2,48769	0,31933	Ok
V9	2812,32	9,65	1,855	14,682	3487,53	1,225	2,005	4,35719	0,55273	Ok
V10	3615,84	9,65	1,855	14,682	4778,68	1,225	2,005	5,35621	1,11311	Ok
V11	4017,6	9,65	1,855	14,682	5772,77	1,225	2,005	5,56493	1,86924	Ok
V12	4419,36	9,65	1,855	14,682	6769,75	1,225	2,005	5,77124	2,62932	Ok
V13	4821,12	9,65	1,855	14,682	7471,81	1,225	2,005	6,22362	2,98665	Ok
V14	5222,88	9,65	1,855	14,682	7978,25	1,225	2,005	6,83922	3,07684	Ok
V15	5624,64	9,65	1,855	14,682	8294,79	1,225	2,005	7,61326	2,9077	Ok
Vc	5624,64	9,65	1,855	14,682	8415,96	1,225	2,005	7,51216	3,07317	Ok
V15'	5624,64	9,65	1,855	14,682	8284,83	1,225	2,005	7,62157	2,8941	Ok
V14'	5222,88	9,65	1,855	14,682	7961,44	1,225	2,005	6,85324	3,05389	Ok
V13'	4821,12	9,65	1,855	14,682	7444,14	1,225	2,005	6,24671	2,94887	Ok
V12'	4821,12	9,65	1,855	14,682	6732,67	1,225	2,005	6,84033	1,97727	Ok
V11'	4017,6	9,65	1,855	14,682	5828,66	1,225	2,005	5,5183	1,94557	Ok
V10'	3615,84	9,65	1,855	14,682	4727	1,225	2,005	5,39933	1,04254	Ok
V9'	2812,32	9,65	1,855	14,682	3427,39	1,225	2,005	4,40737	0,4706	Ok
V8'	1607,04	9,65	1,855	14,682	1931,07	1,225	2,005	2,54139	0,23144	Ok
V7'	803,52	9,65	1,855	14,682	228,84	1,225	2,005	1,88536	-0,8903	Ok

VI.6.5.2.1. Vérification en charge

Tableau VI - 18 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M_{max} $(G + D_{240})$

	P	S	e'	I	Mmax	V	V'	σsup	σinf	Obs
V7	803,52	9,65	1,855	14,682	783,97	1,225	2,005	1,42218	-0,1322	Ok
V8	1607,04	9,65	1,855	14,682	2883,05	1,225	2,005	1,7471	1,53148	Ok
V9	2812,32	9,65	1,855	14,682	4736,77	1,225	2,005	3,31488	2,25871	Ok
V10	3615,84	9,65	1,855	14,682	6303,74	1,225	2,005	4,08377	3,19576	Ok
V11	4017,6	9,65	1,855	14,682	7589,24	1,225	2,005	4,04935	4,34985	Ok
V12	4419,36	9,65	1,855	14,682	8590,85	1,225	2,005	4,2518	5,11625	Ok
V13	4821,12	9,65	1,855	14,682	9311,82	1,225	2,005	4,6884	5,4994	Ok
V14	5222,88	9,65	1,855	14,682	9751,36	1,225	2,005	5,35982	5,49823	Ok
V15	5624,64	9,65	1,855	14,682	9919,97	1,225	2,005	6,25728	5,12707	Ok
Vc	5624,64	9,65	1,855	14,682	9853,6	1,225	2,005	6,31266	5,03644	Ok
V15'	5624,64	9,65	1,855	14,682	9483,73	1,225	2,005	6,62126	4,53134	Ok
V14'	5222,88	9,65	1,855	14,682	8978,01	1,225	2,005	6,00506	4,44213	Ok
V13'	4821,12	9,65	1,855	14,682	8279,63	1,225	2,005	5,54961	4,08983	Ok
V12'	4821,12	9,65	1,855	14,682	7387,96	1,225	2,005	6,29358	2,87215	Ok
V11'	4017,6	9,65	1,855	14,682	6304,04	1,225	2,005	5,12166	2,59476	Ok
V10'	3615,84	9,65	1,855	14,682	5022,57	1,225	2,005	5,15272	1,44617	Ok
V9'	2812,32	9,65	1,855	14,682	3542,97	1,225	2,005	4,31093	0,62844	Ok
V8'	1607,04	9,65	1,855	14,682	1866,32	1,225	2,005	2,59541	0,14302	Ok
V7'	803,52	9,65	1,855	14,682	17,14	1,225	2,005	2,06199	-1,1794	Ok

VI.7. Conclusion

D’après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l’ouvrage travaille en sécurité. On constate que les contraintes sont bien vérifiées, c'est-à-dire la précontrainte a été bien dimensionnée.

Wondershare
PDFelement

Chapitre VII

Etude de la culée

Wondershare
PDFelement

Wondershare PDFelement

VII.1. Introduction

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

VII.2. Choix de la morphologie

Il existe deux types de culées :

- **Culée à mur de front (remblayée)**

Assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai mais sa hauteur doit être limitée à une dizaine de mètre. Utilisées lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier.

- **Culée enterrée**

Sa structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elle assure principalement une fonction porteuse car elle est relativement peu sollicitée par les efforts de poussée des terres.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons opté pour une culée fondée sur pieux (culée remblayée),la culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.

- Deux mûrs latéraux (murets cachet) du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique qui est la retenue latérale des remblais.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuis la dalle de transition.
- Dalle de transition, qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

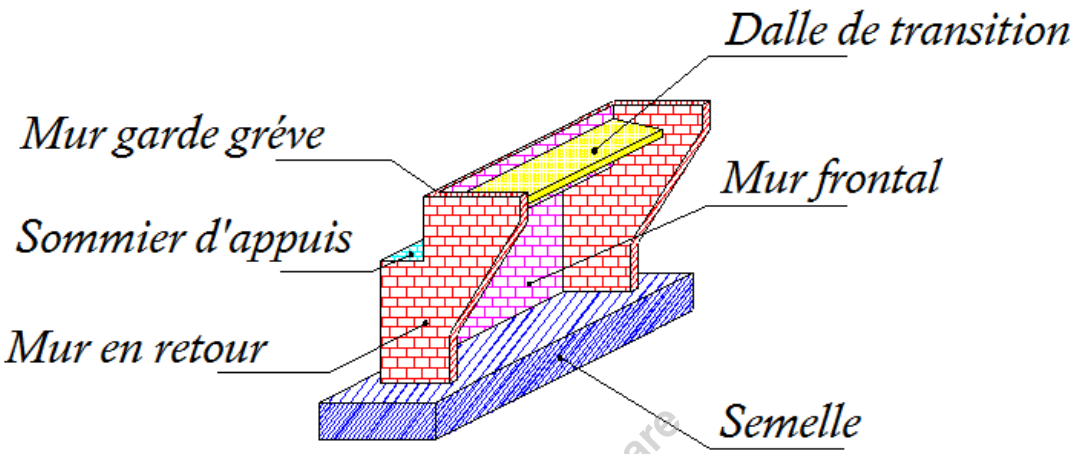

Figure VII - 1 : Éléments constructifs d'une culée remblayée

VII.3. Pré-dimensionnement de la culée

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CALGARO ; intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants » ainsi que le guide de SETRA.

VII.3.1. Mur de garde de grève

- **La hauteur de mur de garde de grève**

$$h = h_{voussoirsurcul\ \acute{e}e} + h_{appareild\ 'appui} + h_{d\acute{e}\,d'appui}$$

$$h = 3.91\ m$$

- **L'épaisseur de mur**

Selon SETRA l'épaisseur égale à :

$$e = Max(0.30\ ;\ \frac{h}{8})$$

Nous prenons :

$$e = 0.6\ m$$

- **La longueur de mur**

$$L = 30{,}30\ m$$

VII.3.2. Dalle de transition

- **La longueur de la dalle**

$$L = Min[6m\,; Max(3m\,;\ 0.6h)]$$

Avec h la hauteur du remblai $h = 8.52\ m$

$$L = 5.00\ m$$

- **L'épaisseur de la dalle**

$$e = 0.3\ m$$

VII.3.3. Semelle

- **La longueur de la semelle**

$$L_s = 31.20\ m$$

- **La largeur de la semelle**

$$l_s = 9.60\ m$$

- **L'épaisseur de la semelle**

$$e_s = 1{,}60\ m$$

VII.3.4. Murs en retour

- **La hauteur de mur**

$$h = 9.9\ m$$

- **L'épaisseur de mur**

$$e = 0.8\ m$$

- **La longueur de mur**

$$L = 7.00\ m$$

VII.3.5. Mur de front

- **La hauteur de mur frontal**

$$h = 5.80\ m$$

- **L'épaisseur de mur frontal**

$$e = 1.20\ m$$

- **La longueur de mur frontal**

$$L = 30.30\ m$$

VII.3.6. Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de $0{,}6m$ et une petite base de $0{,}3m$ et une hauteur de $0{,}3m$.

- **La largeur de corbeau**

$$l = l_{murgardegr\ ève} - 2 \times e_{murenretour}$$

$$l = 27.8\ m$$

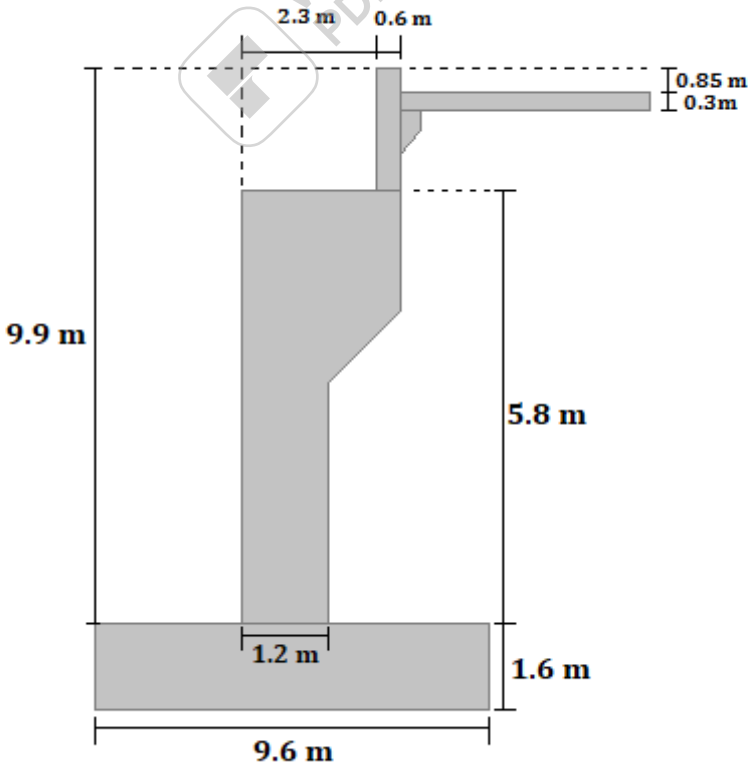

Figure VII - 2 : Les dimensions des éléments de la culée

Wondershare PDFelement

VII.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée

VII.4.1. Efforts dus aux différentes charges

Tableau VII - 1 : Calcul des moments et des efforts

Désignation	N(t)	H(t)	Z(m)	M_r (t. m)	M_s (t. m)
Mur garde grève	177.7	0	5.2	0	924.04
Mur en retour (×2)	264.32	0	6.22	0	1644.07
Mur de front	685.53	0	3.69	0	2529.60
Semelle	1198.08	0	4.80	0	5750,78
Corbeau	9.68	0	5.06	0	48.98
Dalle de transition	93.75	0	8.00	0	750
Poussée de terre	0	687.36	3.52	2419.50	0
Poids des terres	2492	0	5.61	0	13980.12
Freinage B_c sur tablier	0	15	7,8	117,00	0
Total	**4921**	**702.36**		**2536.5**	**25627.6**

Avec :

N : L'effort normal vertical

H : La force horizontale

Z : Le bras de levier entre la position de l'application de la force et le centre de rotation O

M_s : Le moment qui engendre la rotation qui résiste au mouvement dans le cas de renversement (le moment stabilisant)

M_r : Le moment qui engendre le renversement du mur (le moment renversant)

VII.4.2. Vérification de la stabilité de la culée

VII.4.2.1. Vérification au glissement

$$\frac{H}{N} = \frac{702.36}{4921} = 0{,}14 < 0{,}4 \ldots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.2.2. Vérification au renversement

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{\mathbf{25627.6}}{\mathbf{2536.5}} = \mathbf{10.1} > 1{,}5 \ldots \textbf{Condition vérifiée}$$

VII.5. Etude des éléments de la culée

VII.5.1. Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, comme elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au-dessus de la dalle.

VII.5.1.1. Evaluation des efforts

- **Charges permanentes**

Poids de la dalle de transition :

$$g_1 = 2{,}5 \times 0{,}3 \times 1 = 0{,}75 \text{ t/ml}$$

Revêtements :

$$g_2 = 2{,}2 \times 0{,}08 \times 1 = 0{,}176 \text{ t/ml}$$

Remblais :

$$g_3 = 2 \times 0{,}6 \times 1 = 1{,}2 \text{ t/ml}$$

Poids total :

$$g = g_1 + g_2 + g_3 = 2{,}126 \ t/ml$$

- **La surcharge**

$$Q = 1{,}2\ t/ml$$

- **Combinaisons des efforts**

$$\begin{cases} \text{ELU} : 1{,}35\text{G} + 1{,}6\text{Q} \\ \text{ELS} : \text{G} + 1{,}2\text{Q} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M = \frac{Ql^2}{8}$$

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{Ql}{2}$$

Tableau VII - 2 : Résultat de calcule des efforts

	Charge t/m^2	M t.m/ml	T t/m	M_{ELU} t.m/ml	T_{ELU} t/m	M_{ELS} t.m/ml	T_{ELS} t/m
Charge permanente G	2,126	6,64	5,315	14,964	11,975	11,14	8,915
Surcharge Q	1,20	3,75	3,00				

VII.5.1.2. Ferraillage

- **Ferraillage vertical**

Le ferraillage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27\ Mpa\ ;\ B = 1{,}00\ m\ ;\ e = 0{,}30\ m\ , fe400\ ;\ d = 0{,}9h = 0{,}27m$$

Calcul :

$$F_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{1{,}5} = 15{,}30\ Mpa$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{14{,}964 \times 10^{-2}}{1 \times 0{,}27^2 \times 15{,}30} = 0{,}134 < 0{,}392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0{,}8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}134}}{0{,}8} = 0{,}180$$

$$z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}27 \times (1 - 0{,}4 \times 0{,}18) = 0{,}250\ m$$

$$A_S = \frac{M_u}{z.\sigma_s} = \frac{14{,}964 \times 10^{-2}}{0{,}25 \times 350} \times 10^4 = 17.1\ cm^2$$

Avec :

μ, α : Coefficients

A_S : Section d'armatures

Donc nous prenons$A_S = 18{,}85\ cm^2$, soit 6HA20 pour la nappe supérieure. Concernant la nappe inférieure nous prenons $A's = 12.06 cm^2$, soit 6HA16 avec espacement $e = 15cm$.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = b \times d \times 0{,}23 \times \frac{F_{tj}}{F_e} = \frac{0{,}23 \times 2{,}22 \times 100 \times 27}{400} = 3{,}44\ cm^2 < A_s \ldots Vérifiée$$

- **Ferraillage horizontal**

Pour les armatures horizontales on prend :

$$A''_s = \frac{A_S}{3} = 5.73\ \text{cm}^2$$

Soit 6HA12 pour $A''_s = 6{,}79\ cm^2$ avec un espacement $e = 15\ cm$.

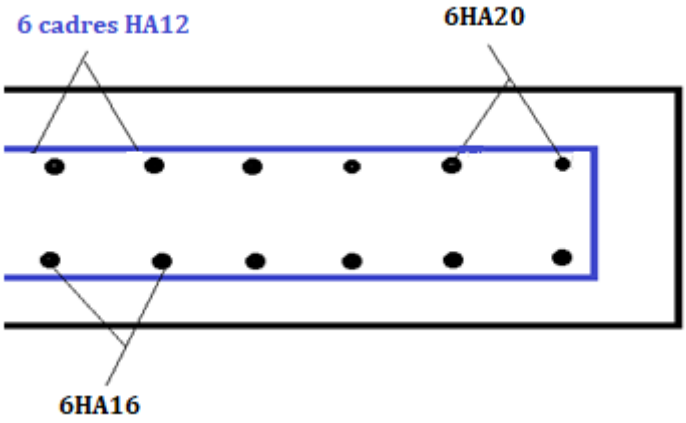

Figure VII - 3 : Ferraillage de la dalle de transition

VII.5.2. Mur de garde de grève

VII.5.2.1. Evaluation des efforts

D'après SETRA le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu de camion Bc.

Le mur de garde de grève est supposé encastré à la base dans les calculs de béton armé.

- **Poussée des terres**

$$M_t = \frac{p \times h}{3}$$

Avec :

$$p = \frac{1}{2} \times k_a \times \gamma_r \times h^2 \times l$$

Donc :

$$M_t = \frac{1}{6} \times k_a \times \gamma_r \times h^3 \times l$$

Avec :

Ka : Coefficient, $k_a = 0{,}333$

γ_r : Poids volumique des terres, $\gamma_r = 2\ t/m^3$

h : Hauteur du mur garde grève, $h = 3{,}91\ m$

$$l = 1\ m$$

Donc le moment de la poussée des terres est égal :

$$M_t = \frac{1}{6} \times 0{,}333 \times 2 \times 3{,}91^3 \times 1 = 3{,}32\ t.m$$

$$M_{tu} = 1.35 \times 3{,}32 = 4{,}482\ t.m$$

$$M_{ts} = 1 \times 3{,}32 = 3{,}32\ t.m$$

- **Poussée des charges locales**

D'après SETRA, seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de $6t$ chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m ×0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$MP = \frac{12\ .K}{0{,}75 + 2h}\int_0^H \frac{h - x}{0.25 + x} \times dx$$

Avec :

K = Ka × δ × d × bc

$bc =$ 0,95 (Coefficient de pondération du système B_c à 3 voies chargée)

$$d = 1\ m$$

$$h = 3{,}91\ m$$

δ : Coefficient de pondération $\begin{cases} ELU = 1{,}6 \ ; & k = 0{,}51 \\ ELS = 1{,}2 \ ; & k = 0{,}38 \end{cases}$

Donc la première équation devient :

$$MP = \frac{12\ .\ K}{0.75 + 2h}[3{,}91 \ln(0.25 + x) - x]_0^{3{,}91}$$

$$MP_u = 5{,}05\ t.m$$
$$MP_s = 3{,}76\ t.m$$

- **Force de freinage**

Le moment du a la force de freinage d'un essieu B_c est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6h}{0.25 + 2h} \times \delta = 2.83\ \delta$$

$$M_{fu} = 4,65\ t.m$$

$$M_{fs} = 3,49\ t.m$$

- **Combinaisons d'actions**

$$M_U = 1{,}35M_t + 1{,}6(M_p + M_f) = 1{,}35(4{,}482) + 1{,}6(5{,}05 + 4{,}65) = 21{,}570\ t.m$$

$$M_s = M_t + 1{,}2(M_p + M_f) = 4{,}482 + 1{,}2(5{,}05 + 4{,}65) = 16{,}122\ t.m$$

VII.5.2.2. Ferraillage

- **Ferraillage vertical**

On a l'ensemble de données qui suit :

$$e = 5cm$$

$$h = 60\ cm$$

$$b = 100\ cm$$

$$fc28 = 27Mpa$$

$$d = 0{,}9h = 0{,}54m$$

Calculs :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = 0{,}190 < 0{,}392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0{,}8} = 0{,}265$$

$$z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}483$$

$$A_S = \frac{M_u}{z.\sigma_s} = 12.75\ cm^2$$

Soit7HA16 pour une section de $A_S = 14{,}07\ cm^2$ pour la nappe supérieure, et 7HA14 soit $A'_S = 10.78\ cm^2$ pour la nappe inférieure avec un espacement de 15cm.

Condition de non fragilité

$$A_{min} = b \times d \times 0{,}23 \times \frac{F_{tj}}{F_e} = \frac{0{,}23 \times 2{,}22 \times 100 \times 54}{400} = 6{,}89\ cm^2 < A_s \ \ldots Vérifiée$$

- **Ferraillage horizontal**

$$A''_s = \frac{A_s}{3} = \frac{12.75}{3} = 4.25\ cm^2$$

Nous prenons 4HA12 pour une section de $4.52\ cm^2$.

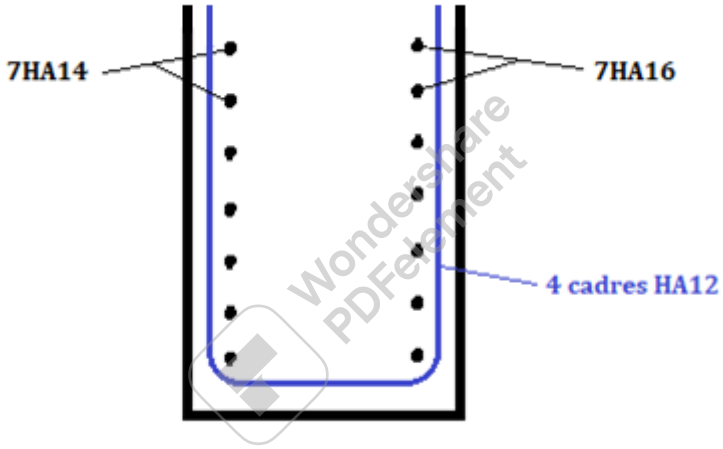

Figure VII - 4 : Ferraillage de mur garde grève

VII.5.3. Corbeau

VII.5.3.1. Evaluation des efforts

- **Réaction due à la dalle de transition**

$$R_1 = q \times \frac{l}{2} = \frac{0{,}3 \times 5 \times 2{,}5}{2} = 1{,}875\ t/ml$$

- **Réaction des poids des terres**

$$R_2 = q \times \frac{l}{2} = \frac{0{,}6 \times 5 \times 2}{2} = 3\ t/ml$$

- **Réaction due au revêtement**

$$R_3 = q \times \frac{l}{2} = \frac{0{,}08 \times 5 \times 2{,}2}{2} = 0{,}44\ t/ml$$

- **Réaction due au poids propre du corbeau**

$$R_4 = 0{,}135 \times 2{,}5 \times 1 = 0{,}338\ t/ml$$

- **Réaction due aux surcharges sur remblai**

$$R_5 = q \times \frac{l}{2} = \frac{5 \times 1{,}2}{2} = 3\ t/ml$$

- **Combinaisons d'action**
  - **Réactions :**

$$R_{ELU} = 1{,}35(\mathrm{R1} + \mathrm{R2} + \mathrm{R3} + \mathrm{R4}) + 1{,}6\,\mathrm{R5} = 12{,}43\ \mathrm{t/ml}$$

$$R_{ELS} = (\mathrm{R1} + \mathrm{R2} + \mathrm{R3} + \mathrm{R4}) + 1{,}2\,\mathrm{R5} = 9{,}253\ \mathrm{t/ml}$$

  - **Moments :**

$$M_{ELU} = \{1{,}35(\mathrm{R1} + \mathrm{R2} + \mathrm{R3} + \mathrm{R4}) + 1{,}6\,\mathrm{R5}\} \times 0{,}14 = 1{,}7\mathrm{t.m}$$

$$M_{ELS} = \{(\mathrm{R1} + \mathrm{R2} + \mathrm{R3} + \mathrm{R4}) + 1{,}2\,\mathrm{R}\} \times 0{,}14 = 1{,}3\mathrm{t.m}$$

VII.5.3.2. Ferraillage

- **Ferraillage vertical**

En utilisant les données suivantes, nous calculons la section d'armatures A_S.

$$M_u = 1{,}7\ t.m\ ;\ fc28 = 27Mpa\ ;\ h = 0{,}3\ m\ ;\ b = 1m\ ;\ c = 5\ cm$$

$$A_S = 1.81\ cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = b \times d \times 0{,}23 \times \frac{F_{tj}}{F_e} = \frac{0{,}23 \times 2{,}22 \times 100 \times 27}{400} = 3.44\ cm^2 < A_s \ \ldots Non\ vérifié$$

Donc on prend

$$A_S = A_{min} = 3.44\ cm^2$$

Soit 5HA12 avec une section 5.65 cm^2.

- **Ferraillage Horizontal**

$$A'_S = \frac{A_S}{3} = \frac{3.44}{3} = 1.15\ cm^2$$

Donc nous prenons 4HA10 (3.14 cm^2).

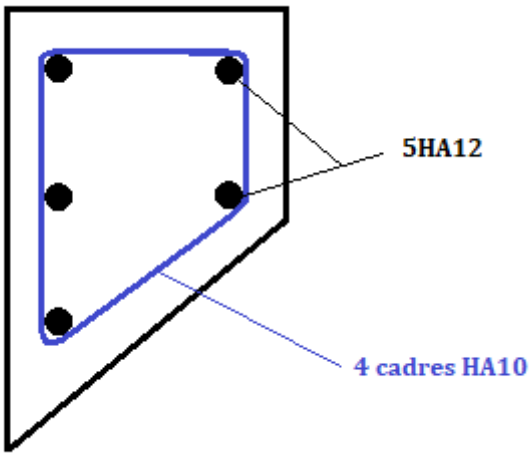

Figure VII - 5 : Ferraillage du corbeau

VII.5.4. Mur en retour

Le mur en retour est supposé sur deux coté et sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre de mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge du remblai.
- Les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

VII.5.4.1. Efforts horizontaux

- **Poussée des terres**

$$P_t = \frac{1}{2}[0{,}333 \times 2 \times 8.52^2 \times 1] = 23.95\ \ t/m$$

- **Poussée des surcharges sur remblai**

$$P_{sr} = 0{,}333 \times 1{,}2 \times 8.52 = 3.37\ t/m$$

- **Poussée de la surcharge concentrée**

$$P_{sc} = 2\ t$$

- **Détermination des moments**
  - **Poussée des terres**

$$M_t = 23.95 \times {}^1/_3\,(8.52) = 68.02\ t.m$$

  - **Poussée des surcharges de remblais**

$$M_{sr} = 3{,}37 \times {}^1/_3\,(8.52) = 9.57\ t.m$$

  - **Poussée de la surcharge concentrée**

$$M_{sc} = 2 \times 8.52 = 17.04\ t.m$$

- **Combinaisons**

A l'ELU

$$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 1.35\,(68.02) + 1.6\,(9.57 + 17.04)$$

$$M_{ELU} = 134.4\ t.m$$

A l'ELS

$$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{sr} + P_{sr}) = 68.02 + 1.2(9.57 + 3.37)$$

$$M_{ELS} = 83.54\ t.m$$

Wondershare PDFelement

VII.5.4.2. Efforts verticaux

- **Poids propre du mur**

$$P_G = 1 \times 0.8 \times 9{,}9 \times 2.5 = 19.8\ t$$

- **Poussée de la surcharge concentrée**

$$P_{sc} = 4\ t$$

- **Poids propre de la superstructure**

$$P_{su} = 0{,}8 \times 0{,}08 \times 2{,}2 = 0{,}14\ \ t/ml$$

- **Déterminations des moments**
  - **Poids propre du mur**

$$M_G = 19.8 \times \frac{9{,}9}{2} = 98.01\ t.m$$

- **Poids propre de la superstructure**

$$M_{su} = 0{,}14 \times 9{,}9 = 1{,}38\ t.m$$

- **Poussée de la surcharge concentrée**

$$M_{sc} = 4\ \times 4{,}95 = 19{,}8\ \ t.m$$

- **Combinaisons**

A l'ELU

$$M_{ELU}\ \{1.35\ (M_G + M_{SU})\} + 1.6\ M_{SC} = 1.35\ (98.01 + 1{,}38\ ) + 1.6\ \times 19{,}8$$

$$= 165.85\ t.m$$

A l'ELS

$$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2\ M_{sc} = (\ 98.01 + 1{,}38\ ) + 1.2\ \times 19{,}8$$

$$= 123.15\ t.m$$

VII.5.4.3. Ferraillage

Le mur en retour est sollicité en flexion simple (selon SETRA), et la fissuration est jugée préjudiciable. Ce ferraillage se fait pour une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle.

- **Ferraillage vertical**

La section est soumise à une flexion simple et on a :

$$Mu = 165.85\ t.m\ ;\ fc28 = 27Mpa\ ;\ b = 1m\ ;\ d = 0{,}9h = 0{,}72m\ ;\ fe400\ ;\ e = 5cm$$

$$A_S = 74.74\ cm^2$$

Nous prenons 6HA40 avec une section de $75.4\ cm^2$ pour la nappe supérieur avec 15cm d'espacement.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = b \times d \times 0{,}23 \times \frac{F_{tj}}{F_e} = \frac{0{,}23 \times 2{,}22 \times 100 \times 72}{400} = 9.19\ cm^2 < A_s\ \ldots Vérifié$$

Pour la nappe inférieure nous prenons 7HA32 ($A'_s = 56.30\ cm^2$) avec un espacement de 15cm.

- **Ferraillage horizontal**

$$A''_s = \frac{A_s}{3} = \frac{74.74}{3} = 24.91\ cm^2$$

Soit 8HA20 avec une section de $25.13\ cm^2$.

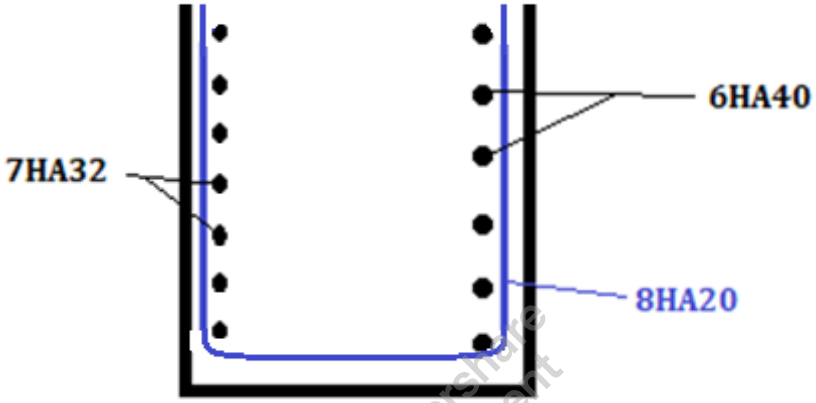

Figure VII - 6 : Ferraillage du mur en retour

VII.5.5. Mur de front

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille en flexion composée. Il est sollicité par :

Forces verticales

- Réaction du tablier dû à la charge permanente
- Réaction de la surcharge D240
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève
- Son poids propre

Forces horizontales

- Poussée des terres
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion $\boldsymbol{B_c}$

Le tableau ci-après donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau VII - 3 : Récapitulatif des moments et des efforts agissants sur le mur frontal

Désignation	Condition	$P(t)$	$\varepsilon_H \times P$	$(1+\varepsilon_V) \times P$	$Zh(m)$	$Zv(m)$	$Mr\ (t.m)$	$Ms\ (t.m)$
Poids propre de tablier	C N	1429.65	0	1429.65	1.10	7.725	0	1572.6
	C S		357.41	1536.87	1.10	7.725	2760.9	1690.4
Mur garde grève	C N	177.7	0	177.7	1.15	7.75	0	204.3
	C S		44.43	191.03	1.15	7.75	344.3	219.7
Mur en retour (×2)	C N	264.32	0	264.32	2.05	4.95	0	541.9
	C S		66.08	284.14	2.05	4.95	327.1	582.5
Mur de front	C N	685.53	0	685.53	0	3.24	0	0
	C S		171.38	736.94	0	3.24	555.2	0
Corbeau	C N	9.68	0	9.68	1.6	8.2	0	15.5
	C S		2.42	10.40	1.6	8.2	19.8	16.6
Dalle de transition	C N	93.75	0	93.75	3.95	8.65	0	370.3
	C S		23.43	100.78	3.95	8.65	202.7	398.1
Poussée de terre	C N	/	693.75	/	/	2.84	1970.25	0
	C S		875	/	/	2.84	2485	0
Poids des terres sur DT	C N	257.5	0	257.5	3.95	8.67	0	1017.1
	C S		64.4	276.8	3.95	8.67	558.3	1093.4
Freinage sur tablier B_c	C N	15	0	/	/	9.72	0	0
	C S		3.75	/	/	9.72	36.5	0
Totale	C N	/	**0**	**3620.5**	/	61.74	**1970.3**	**3721.7**
	C S		**905.1**	**3892.3**	/	61.74	**3289.8**	**4000.7**

Avec :

ε_H: Coefficient sismique horizontale, selon le RPOA il est tiré du tableau suivant :

Tableau VII - 4 : Coefficient d'accélération *A*

Groupe	Zone sismique de pont			
	I	**IIa**	**IIb**	**III**
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	2,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Notre pont est un pont du 1ér group (les ponts importants),et se situe dans une région de zone sismique IIa.

Alors $\varepsilon_H = A = 0{,}25$.

ε_V: Coefficient sismique verticale, sa formule selon le RPOA est la suivante :

$\varepsilon_V = 0.3 \times \varepsilon_H = 0{,}075$

VII.5.5.1. Récapitulatifs des efforts

- **Conditions normal**
  - **Effort normal**

$$\sum(1 + \varepsilon v) \times \boldsymbol{P = 3620.5\ t}$$

$$\boldsymbol{N_{ELS} = \frac{\sum(1 + \varepsilon v).P}{b} = \frac{3620.5}{30,30} = 119.5\ t/ml}$$

$$\boldsymbol{N_{ELU} = 1.35 \times N_{ELS} = 1.35 \times 119.5 = 161.3\ t/ml}$$

  - **Moments**

$$M = \sum M_s - \sum M_R$$

$$M = \sum M_s - \sum M_R = 3721.7 - 1970.3 = 1751.4\ t.m$$

$$M_{ELS} = \frac{\sum M_s - \sum M_R}{b} = \frac{1751.4}{30{,}30} = 57.8\ t.m$$

$$M_{ELU} = 1.35 \times M_{ELS} = 1{,}35 \times 57.8 = 78\ t.m$$

- **Condition sismique**
  - **Effort normal**

$$\sum(1 + \varepsilon v) \times P = 3892.3t$$

$$N_{ELS} = \frac{\sum(1 + \varepsilon v).P}{b} = \frac{3892.3}{30{,}30} = 128.5\ t/ml$$

$$N_{ELU} = 1.35 \times N_{ELS} = 1.35 \times 128.5 = 173.5\ t/ml$$

- **Moment**

$$M = \sum Ms - \sum Mr$$

$$M = \sum Ms - \sum Mr = 4000.7 - 3289.8 = 710.9\ t.m$$

$$M_{ELS} = \frac{\sum Ms - \sum Mr}{b} = \frac{710.9}{30{,}30} = 23.5\ t.m$$

$$M_{ELU} = 1{,}35 \times M_{ELS} = 1.35 \times 23.5 = 31.7\ t.m$$

Tableau VII - 5 : Les moments et les efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique

	A l'ELU		A l'ELS	
	Condition normale	**Condition sismique**	**Condition normale**	**Condition sismique**
N (t)	161.3	173.5	119.5	128.5
M (t.m)	78	31.7	57.8	23.5

VII.5.5.2. Ferraillage

- **Ferraillage vertical**

La section est soumise à une flexion composée, avec comme données :

$Nu = 173.5\ t/m$

$Mu = 78\ t.m$

$fc28 = 27Mpa$

$e = 5\ cm$

$d = 0{,}9h = 1{,}08\ m$

$Acier\ Fe400$

$A_s = 21.1\ cm^2/ml$

Donc on prend pour la nappe supérieure 5HA25 pour une section de $A_s = 24.54\ cm^2$, avec un espacement de $20cm$.

Pour la nappe inférieure nous prenons 5HA20 ($A'_s = 15.71\ cm^2$) avec un espacement de $20cm$.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = b \times d \times 0{,}23 \times \frac{F_{tj}}{F_e} = \frac{0{,}23 \times 2{,}22 \times 100 \times 108}{400} = 13.78\ cm^2 < A_s \ldots Vérifiée$$

- **Ferraillage horizontal**

$$A''_s = \frac{A_s}{3} = \frac{21.1}{3} = 7.03\ cm^2$$

Soit 4HA16 avec une section de$A''_s = 8.04\ cm^2$.

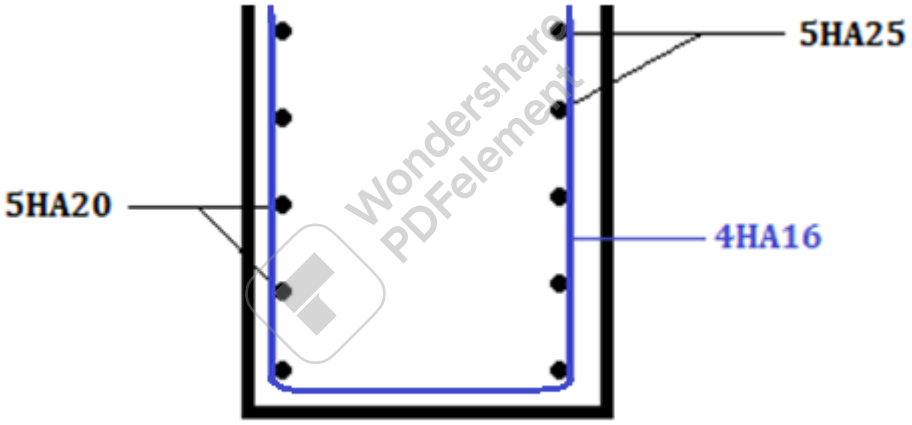

Figure VII - 7 : Ferraillage du mur frontal

VII.5.6. Semelle

La semelle est sollicitée par un effort normal N et un moment M appliqués au coté droit et gauche de la semelle.

VII.5.6.1. Evaluation des efforts

L'évaluation des efforts agissant sur la semelle se fait de la même façon faite précédemment sur le mur frontal.

- **Condition normal**

$$\begin{Bmatrix} Nmax = 6350.7\ t \\ Mmax = 15018.5\ t.m \end{Bmatrix}$$

- **Condition sismique**

$$\begin{Bmatrix} Nmax = 6827\ t \\ Mmax = 5940.3\ t.m \end{Bmatrix}$$

- **Détermination de nombre de pieux**

$$n = \frac{Effortmaximal}{Capaciteportanted'unpieu} = \frac{6827}{255} = 27$$

D'après ce calcul, on prend un nombre de pieux égal à 27de diamètre Ø 1,2 m.

- **Effort revenant à chaque pieu**

Admettant les hypothèses suivant :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (xoy), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$Ni = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx.Y}{\sum Y^2} \pm \frac{My.X}{\sum X^2}$$

- **Condition normal**

$$\begin{cases} N_1 = \dfrac{6350.7}{27} + \dfrac{15018.9 \times 3.6}{9 \times 0^2 + 18 \times 3.6^2} = 467\ t \\ N_2 = \dfrac{6350.7}{27} - \dfrac{15018.9 \times 3.6}{9 \times 0^2 + 18 \times 3.6^2} = 3.4\ t \end{cases}$$

- **Condition sismique**

$$\begin{cases} N_1 = \dfrac{6827}{27} + \dfrac{5940.3 \times 3.6}{9 \times 0^2 + 18 \times 3.6^2} = 344.5\ t \\ N_2 = \dfrac{6827}{27} - \dfrac{5940.3 \times 3.6}{9 \times 0^2 + 18 \times 3.6^2} = 161.2\ t \end{cases}$$

VII.5.6.2. Ferraillage

Le ferraillage de la semelle se fait avec la méthode des bielles, avec condition qui doit être vérifiée :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ H \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \end{cases}$$

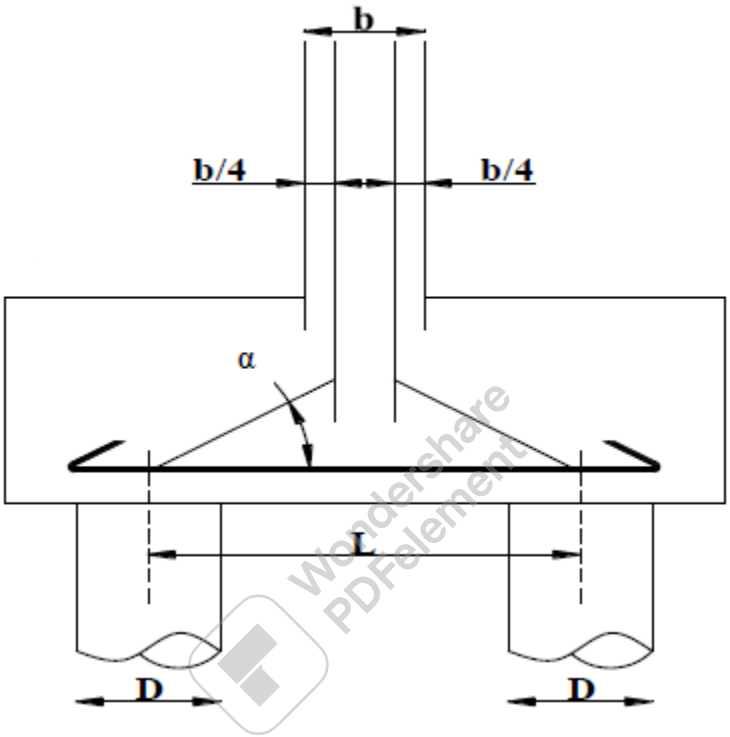

Figure VII - 8 : Dessin type de la semelle

$$tg\alpha = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.6}{\frac{3.6}{2} - \frac{2.8}{4}} = 1.45$$

$$\alpha = 55.5°$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{2.8}{4} = 1.1$$

$$\begin{cases} \alpha = 55.5° \geq 45° \dots Conditionvérifiée \\ H = 1.6 \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} = 1.1 \dots Conditionvérfiée \end{cases}$$

- **Armatures transversales inférieures**

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

$$A_{si} = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :

L : Distance entre axes des pieux, $L = 3.6\ m$

$$b\ = 2.80m$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = 266{,}67\ Mpa$$

$$h = \ 1{,}60\ m$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII - 6 : Les sections d'armatures en conditions normale et sismique

Condition	$\boldsymbol{N_{max}(t)}$	$\boldsymbol{A_s(cm^2)}$
Condition normale	467	120.39
Condition sismique	344.5	88.8

On constate la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est $A_{si} = 120.39\ cm2$.

On prend 16HA32pour$A_{si} = 125.7\ cm2$.

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une longueur b_0 :

$$b_0 = \Phi + H = 1.2 + 1.6 = 2.8\ m$$

- **Espacement**

$$S_{ti} = \frac{\phi + h - d}{n - 1}$$

Avec :

n : Nombre de barre $n = 16\ barres$

d : Enrobage $d = 0.05\ m$

Φ: Diamètre de pieu,$\Phi\ = 1.2\ m$

$$S_{ti} = 18\ \text{cm}$$

- **Armatures longitudinales inférieures**

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A'_{si} = \frac{A_{si}}{3} = \frac{125.7}{3} = 41.9\ cm^2$$

Nous prenons 6HA32 pour une section $A'_{si} = 48.25\ cm^2$ avec un espacement entre les barres égale à$S'_{ti} = 15$ cm.

- **Armatures transversales supérieures**

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_{ss} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{125.7}{10} = 12.57\ cm^2$$

On prend 7HA16 pour une section $A_{ss} = 14.07\ cm^2$, avec un espacement$S_{ts} = 15$ cm.

- **Armatures longitudinales supérieures**

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A'_{ss} = \frac{A'_{si}}{3} = \frac{41.6}{3} = 13.86\ cm^2$$

Alors, nous prenons 7HA16 pour $A'_{ss} = 14.07\ cm^2$, avec un espacement$S_{ts} = 15$ cm.

- **Armatures latérales**

$$A_{sl} = \frac{A'_{si}}{10} = \frac{41.6}{10} = 4.16\ cm^2$$

Donc nous prenons 3HA16 pour $A'_{ss} = 6.03\ cm^2$, avec un espacement$S_{ts} = 30$ cm.

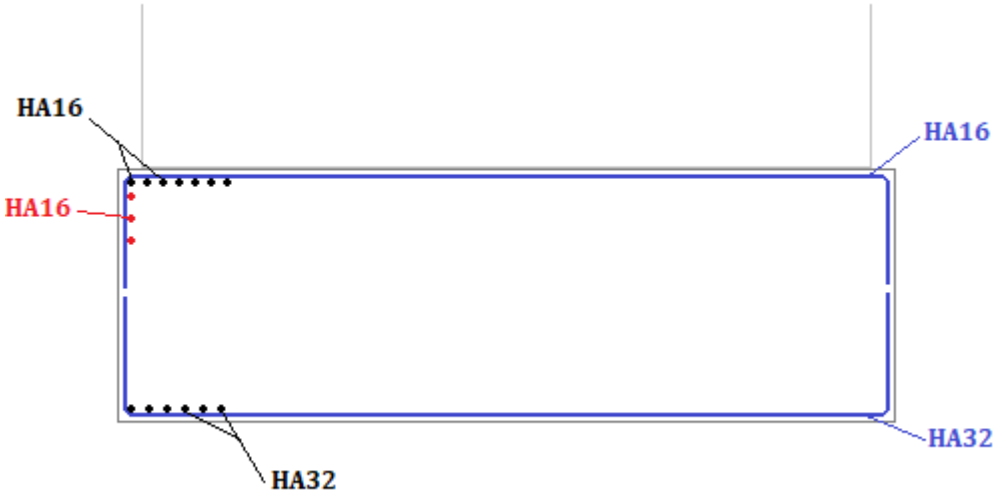

Figure VII - 9 : Ferraillage de la semelle

Wondershare
PDFelement

Chapitre VIII

Etude de la pile

Wondershare
PDFelement

Wondershare PDFelement

VIII.1. Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui 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 :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier soit simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire. Tout mauvais dimensionnement peut engendrer la ruine de tout l'ouvrage.

VIII.2. Le choix de type de piles

On peut classer les piles en deux familles : les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur.

VIII.3. Pré-dimensionnement de la pile

Le pré-dimensionnement dépend de l'épaisseur des voiles qui constituent la pile.

$$E = max\left(0.5\ ;\ \frac{4H + L}{100}\ ;0.1\right)$$

Avec :

H : Hauteur de la pile, $E = 71.25\ m$

L : Longueur de la travée intermédiaire, $L = 87.2\ m$

Alors après calcul nous trouverons :

$$E = 3.722\ m$$

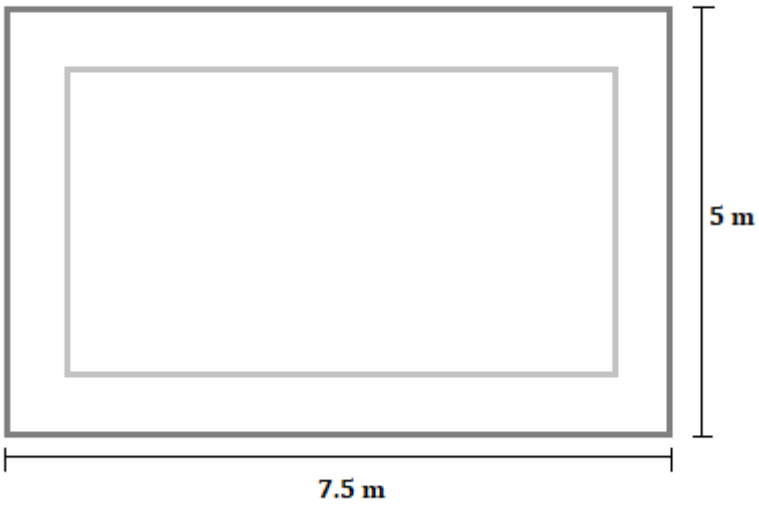

Figure VIII - 1 : Vue en plan de la pile

VIII.4. Les fondations

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux. Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (selon SETRA). Le diamètre dans notre cas est égal à 1.20m.

VIII.4.1. Nombre de fils de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe. Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les

pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique, dans notre cas on a un espacement de 3.6 m.

VIII.4.2. La semelle

On admet que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner suivant SETRA.

VIII.4.2.1. La largeur

$$B = (N - 1) \times L + 2 \times \Phi$$

Avec :

N : Le nombre de files de pieux, $N = 4$

Φ : Le diamètre des pieux, $\Phi = 1.2$ m

L : L'espacement, $L = 3\Phi = 3 \times 1.2 = 3.6$ m

Donc, nous aurons la largeur de la semelle égale à :

$$B = (5 - 1) \times 3.6 + 2 \times 1.2$$

$$B = 13.2\ m$$

VIII.4.2.2. La longueur

$$L_s = (5 - 1) \times 3.6 + 2 \times 1.2$$

$$L_s = 16.8\ m$$

VIII.4.2.3. La hauteur

$$h_t = \frac{L}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} \geq 1.44\ m$$

Nous prenons $h_t = 4\ m$.

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux

soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

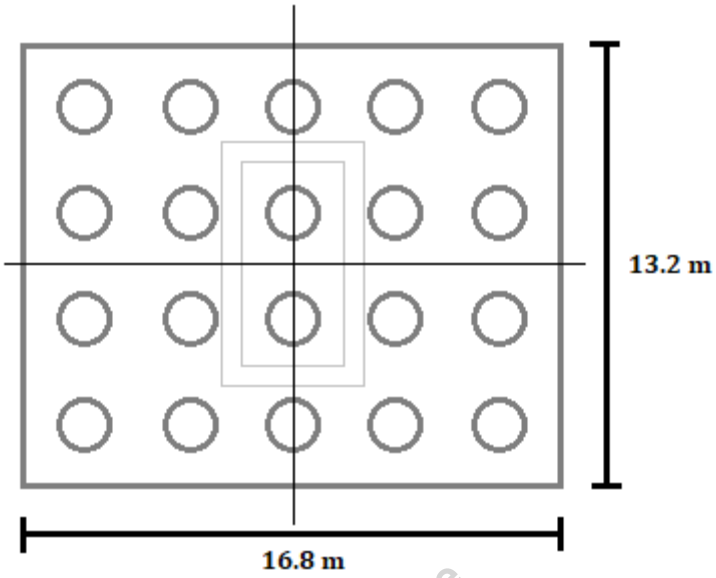

Figure VIII - 2 : Vue en plan de la semelle et de disposition des pieux

VIII.4.3. Etude et ferraillage de la pile

La pile étant soumise à la flexion composée, sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, semelles et pieux. Nous avons pris la pile numéro (P5) de hauteur $h = 71.25m$ qui est la plus élancée.

VIII.4.3.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile

L'évaluation des sollicitations agissant sur la pile a été obtenue en modélisant les différents éléments de la pile, comme illustré sur la figure suivante :

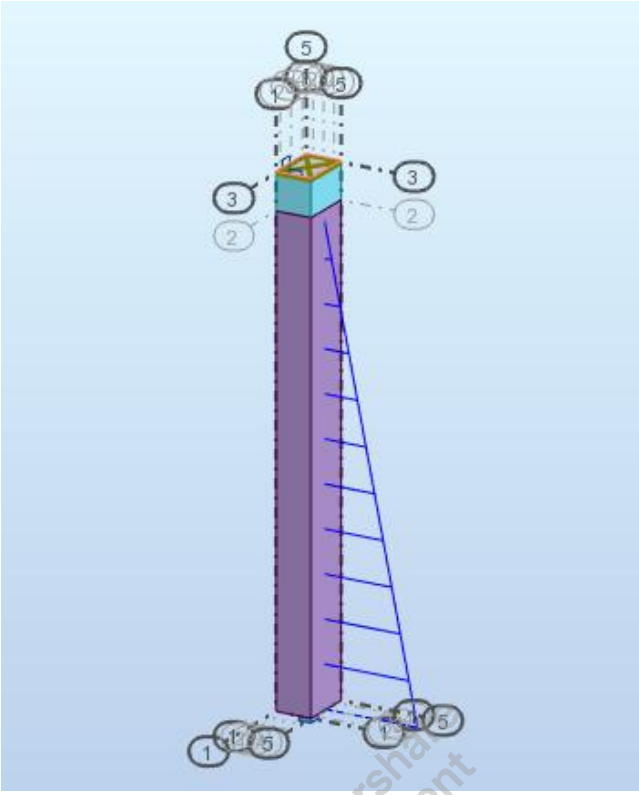

Figure VIII - 3 : Modélisation de la pile

Les efforts agissant sur la pile sont :

G : La charge permanente de la pile

V : La charge verticale

W : La charge du vent

F_F : La force du freinage

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x

E_y : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y

- **Combinaisons de charge**

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- Etat Limite de service (**ELS**) : $\boldsymbol{G + V + W + F_F}$
- Etat Limite ultime (**ELU**) : $\boldsymbol{1,35(G + V) + 1,5(W + F_f)}$

- Etat Limite Admissible (**ELA**) :$\boldsymbol{G + V + E_X}$et$\boldsymbol{G + V + E_y}$

- **Application numérique**
  - **La charge permanant G**

$$S = 21\ m^2$$

$$H = 71.25\ m$$

$$G = S \times H \times \gamma = 21 \times 71.25 \times 2{,}5 = 3740.6\ t$$

  - **La charge verticale V**

$$V = 3839.63\ t$$

  - **La charge de vent W**

$$W = 0{,}2\ t/m^2$$

  - **La force de freinage $\boldsymbol{F_F}$**

$$F_F = 15\ t$$

  - **La composante horizontale $\boldsymbol{E_x}$**

$$G = P_T + P_P = 2338.82 + 3740.6 = 6079.42\ t$$

$$E_x = 20\%\ G$$

$$E_x = 1215.88\ t$$

  - **La composante verticale $\boldsymbol{E_y}$**

$$E_y = 14\%\ G$$

$$E_y = 851.11\ t$$

  - **Les combinaisons de charge**

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par Robot Structural de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Tableau VIII - 1 : Les sollicitations maximales sur la pile

	ELU	**ELS**	**ELA**
N(t)	10511.8	7786.5	7786.5
T (t)	43.87	29.25	987.4
M (t.m)	2364.61	1576.41	20375.2

VIII.4.3.2. Ferraillage de la pile

VIII.4.3.2.1. Armatures longitudinales

Nous utilisons les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

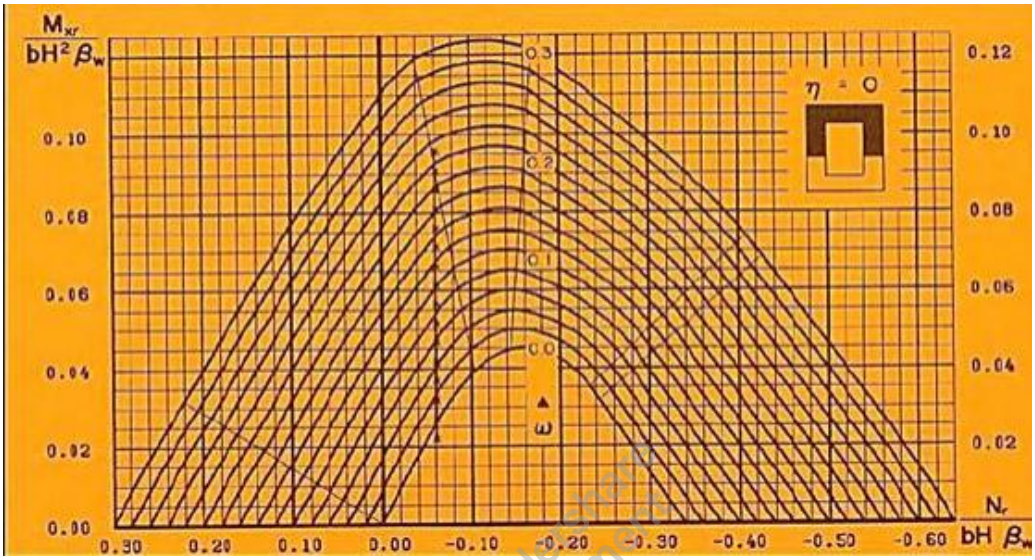

Figure VIII - 4 : Abaque de Walther pour la flexion composée

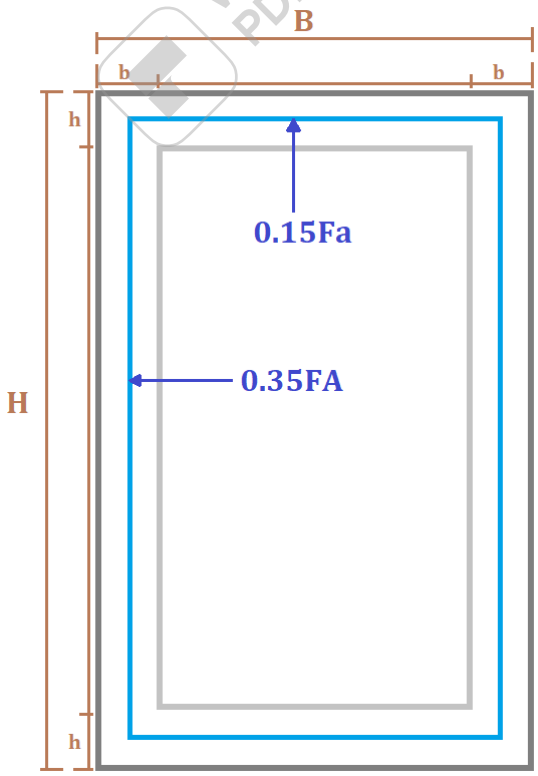

Figure VIII - 5 : Répartition des armatures de la pile

a. Section

$$b = 5m\ ; h = 7.5m\ ; c = c' = 0.05m$$

b. Condition d'orientation de la section

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \ldots Condition\ d'orientatio$$

Calcul :

$$\frac{t_y}{h} = \frac{1}{7.5} = 0.13$$

$$\frac{t_x}{b} = \frac{1}{5} = 0.2$$

Donc :

$$0.13 \leq 0.2 \ldots Condition\ vérifiée$$

Soit :

$$n = \frac{N_{min}}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{7786.5}{5 \times 7.5 \times 27} = 0.076$$

$$m_y = \frac{M_y}{b \times h^2 \times f_{c28}} = \frac{20375.2}{5 \times 7.5^2 \times 27} = 0.026$$

D'après l'abaque de Walther, on obtient le coefficient ω :

$$\omega = 0.16$$

$$\omega = \frac{Fa \times f_e}{b \times h \times f_{c28}}$$

Alors :

$$Fa = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.16 \times 5 \times 7.5 \times 27}{400} = 0.405\ m^2 = 4050\ cm^2$$

Tel que :

n : Effort intérieur relatif sans dimension.

b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m

h : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 4 m

f_{c28} : résistance du béton sur cube à 28 jours.

ω : Degré mécanique d'armature totale

Fa : La section des armatures.

Donc nous obtiendrons les sections suivantes :

$$\begin{cases} As1 = 0.35Fa = 0.35 \times 4050 = \mathbf{1417.5\ cm^2}\ soit\ 114HA40 \\ As2 = 0.15Fa = 0.15 \times 4050 = \mathbf{607.5\ cm^2}\ soit\ 76HA32 \end{cases}$$

Le ferraillage se fait par voile avec deux nappes d'acier.

Pour chaque nappe de voile $As1$, on prend $57HA40$ avec un espacement $e = 13\ cm$.

Pour chaque nappe de voile $As2$, nous prenons $38HA32$ avec un espacement $e = 13cm$.

Condition de non fragilité :

$$As_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$As_{min} \geq 0.23 \times 5 \times 7.5 \times \frac{2.22}{400} = 478.7\ cm^2\ Condition\ vérifiée$$

VIII.4.3.2.2. Armatures transversales

Selon le RPOA, la section des armatures transversales à mettre en place est déterminée comme suit :

a. Espacement des armatures d'effort tranchant

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \min(24\emptyset t\ ;\ 8\emptyset l\ ;\ 0.25d)$$

Avec :

$\emptyset t$: Diamètre des armatures transversales

$\emptyset l$: Diamètre des armatures longitudinales

d : Hauteur utile

$$St = \min(24 \times 4\ ;\ 8 \times 3.2\ ;\ 0.25 \times 0.9 \times 7.5)$$

$$St = \min(96\ ;\ 25.6\ ;\ 168.75)$$

$$St = 25\ cm$$

b. Section minimale des armatures d'effort tranchant

La section At d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section Al, doit satisfaire la condition suivante :

$$At \geq \frac{Al \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{St(mm)}{100}$$

Avec :

St : Espacement des armatures transversales en mm

Al : Section totale des armatures longitudinales

f_{el} : Caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales

f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures transversales

$$At \geq \frac{4050 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{250}{100}$$

$$At \geq 632.8\ cm^2$$

Soit $78HA32$.

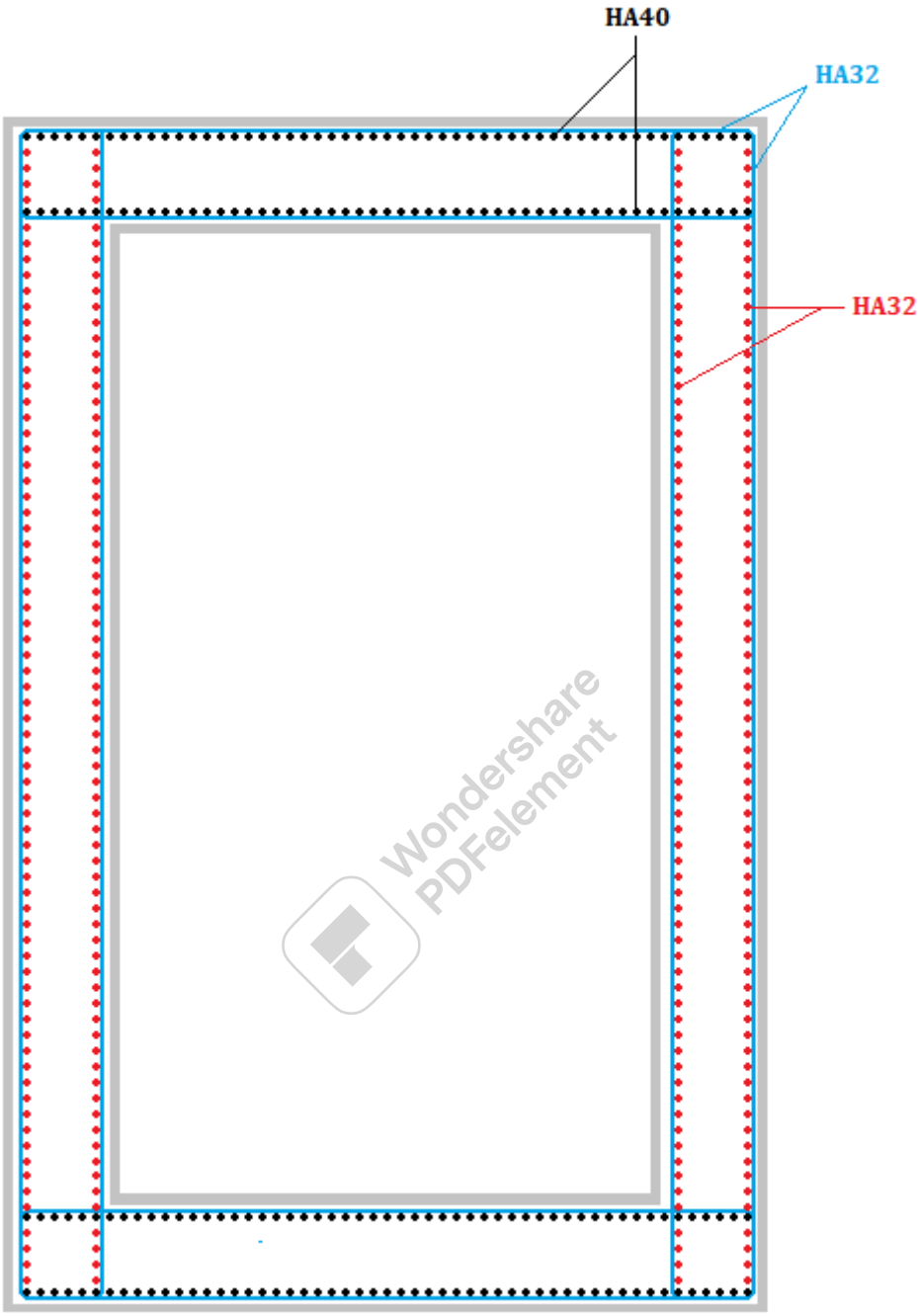

Figure VIII - 6 : Ferraillage de la section de la pile

VIII.4.3.2.3. Vérification de la stabilité au flambement de la pile

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Tel que :

L_f : La longueur du flambement

i : Le rayon de giration

$$L_f = 2h\left(1 - \frac{2 \times P_{pile}}{\pi \times Nu}\right)^{1/2}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Avec :

h : Hauteur de la pile

P_{pile} : Poids de la pile

Nu : Effort transmis par le tablier

I : Inertie de la section

S : La section

$$L_f = 2 \times 71.25\left(1 - \frac{2 \times 3946.9}{\pi \times 3839.6}\right)^{1/2}$$

$$L_f = 83.73$$

$$i = \sqrt{\frac{65.75}{21}}$$

$$i = 1.77$$

$$\lambda = \frac{83.73}{1.77} = 47.3 \leq 50 \text{ Condition vérfiée}$$

Pas de risque de flambement.

VIII.4.4. Etude et ferraillage de la semelle

VIII.4.4.1. Caractéristiques de la semelle

a. La longueur

$$L = 16.8\, m$$

b. La largeur

$$l = 13.2\, m$$

c. L'épaisseur

$$e = 4\, m$$

d. Le poids propre

$$P_{semelle} = L \times l \times e \times \gamma_b = 2217.6\, t$$

Condition normales

$$N_{max} = 10511.8$$

$$M_{max} = 2364.6$$

Conditions sismiques

$$N_{max} = 7786.5$$

$$M_{max} = 20375.2$$

VIII.4.4.2. Détermination de nombre de pieux

$$n = \frac{Effortmaximal}{Capaciteportante^{'}unpieu}$$

Avec :

$$Effort\ maximal = V + P_{pile} + P_{semelle} + P_{terres}$$

$$Effort\ maximal = 3839.6 + 3946.9 + 2217.6 + 383$$

$$Effort\ maximal = 10387.1\ t$$

$$Capacite portante d'un pieu = 520\ t$$

Alors :

$$n = \frac{10387.1}{520}$$

$$n = 20 \text{ pieux}$$

VIII.4.4.3. Effort revenant à chaque pieu

Admettant les hypothèses suivant :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (xoy), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$Ni = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx.Y}{\sum Y^2} \pm \frac{My.X}{\sum X^2}$$

- **Condition normal**

$$\begin{cases} N_1 = \dfrac{10511.8}{20} + \dfrac{2364.6 \times 7.2}{4 \times 0^2 + 8 \times 3.6^2 + 8 \times 7.2^2} = 558.4\ t \\ N_2 = \dfrac{10511.8}{20} - \dfrac{2364.6 \times 7.2}{4 \times 0^2 + 8 \times 3.6^2 + 8 \times 7.2^2} = 492.7\ t \end{cases}$$

- **Condition sismique**

$$\begin{cases} N_1 = \dfrac{7786.5}{20} + \dfrac{20375.2 \times 7.2}{4 \times 0^2 + 8 \times 3.6^2 + 8 \times 7.2^2} = 672.3\ t \\ N_2 = \dfrac{7786.5}{20} - \dfrac{20375.2 \times 7.2}{4 \times 0^2 + 8 \times 3.6^2 + 8 \times 7.2^2} = 106.3\ t \end{cases}$$

VIII.4.4.4. Ferraillage de la semelle (méthode des consoles)

VIII.4.4.4.1. Armatures transversales inférieures

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

$$A_{si} = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :

L : Distance entre axes des pieux extrêmes, $L = 10.8\ m$

$$b\ = 5\ m$$

$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = 266{,}67\ Mpa$

$$h = \ 4\ m$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII - 2 : Les sections d'armatures en conditions normale et sismique

Condition	$N_{max}(t)$	$A_s(cm^2)$
Condition normale	558.4	217.2
Condition sismique	672.3	261.5

On constate la condition la plus défavorable est la condition sismique, alors la section adoptée est$A_{si} = 261.5\ cm2$.

On prend 33HA32pour$A_{si} = 265.32\ cm^2$.

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une longueur b_0 :

$$b_0 = \Phi + H = 1.2 + 4 = 6.2\ m$$

- **Espacement**

$$S_{ti} = \frac{\phi + h - d}{n - 1}$$

Avec :

n : Nombre de barre $n = 33\ barres$

d : Enrobage $d = 0.05\ m$

Φ : Diamètre de pieu, $\Phi\ = 1.2\ m$

$$S_{ti} = 16\ \text{cm}$$

VIII.4.4.4.2. Armatures longitudinales inférieures

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A'_{si} = \frac{A_{si}}{3} = \frac{265.32}{3} = 88.44\ cm^2$$

Nous prenons 11HA32 pour une section $A'_{si} = 88.47\ cm^2$ avec un espacement entre les barres égale à$S'_{ti} = 10\text{cm}$.

VIII.4.4.4.3. Armatures transversales supérieures

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_{ss} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{265.32}{10} = 26.53\ cm^2$$

On prend 9HA20 pour une section $A_{ss} = 28.27\ cm^2$, avec un espacement$S_{ts} = 10$ cm.

VIII.4.4.4.4. Armatures longitudinales supérieures

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A'_{ss} = \frac{A'_{si}}{3} = \frac{88.44}{3} = 29.48\ cm^2$$

Alors, nous prenons 10HA20 pour $A'_{ss} = 31.4\ cm^2$, avec un espacement$S_{ts} = 10$ cm.

VIII.4.4.4.5. Armatures latérales

$$A_{sl} = \frac{A'_{si}}{10} = \frac{88.44}{10} = 8.84\ cm^2$$

Alors, nous prenons 5HA16 pour $A'_{ss} = 10.05\ cm^2$, avec un espacement$S_{ts} = 20$ cm.

Figure VIII - 7 : Ferraillage de la semelle de la pile

Wondershare PDFelement

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de fin d'étude est une opportunité permettant à l'étudiant d'améliorer ses connaissances acquises durant son parcours universitaire et en même temps c'est un premier pas dans le domaine professionnel.

Durant tout ce travail, nous avons appris à :

- Concevoir et dimensionner un pont par encorbellements successifs
- Calculer en utilisant les outils informatiques (Robot Structural Analyse Professional).
- Modéliser la structure et faire le calcul de la précontrainte qui ont été les deux parties les plus importantes de ce projet
- Ferrailler grâce à l'extraction des efforts et des moments obtenus par Robot Structural Analyse Professional
- Utiliser les documents techniques et les règlements de construction en vigueur : le BAEL, le BPEL, le RPOA et SETRA, …

A la fin de ce travail, on a pus acquérir une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément les ponts construits par encorbellement successif, mais ça reste toujours imparfaite et qui devra être complétée dans la vie professionnelle.

Wondershare PDFelement

Bibliographie

Règlements

- BAEL 91 mod.99
- BPEL 91 rév.99
- RPOA 2008
- RCPR
- Guide de conception Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs (document SETRA) (2003)
- Fascicule 61 titre II
- Projet et construction des ponts. J. A. Calgaro – M.Virlogeux

P.F.E

- « Étude et conception d'un tablier d'un viaduc par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place » ; proposé par Mr FRITIH Ghiles, Mr KAL Hafidh et Mr Moussaoui M^{ed} Lamine ; encadré par Mme SAIFI Insaf. Soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion 2020)
- « Conception et calcul des éléments structuraux d'un pont en encorbellement successif » ; proposé par Mlle ARABI Dihia et Mlle Mimouni Samia ; encadré par Mr HAMIZI.M. Soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion 2019)
- «Étude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, avec des voussoirs coulés sur place» ; proposé par Mr RAFA Belkacem et Mr Aliche Hacene ; encadré par Mr Kaci. Soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion 2013)

Logiciels

- Robot Autodesk Structural Analyses Professional 2019
- AutoCAD 2019