République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC C A L'ENTREE D'ANNABA DU PK 00 + 117.93 AU PK 00 + 279.93

Présenté par :
LEKEHEL Adel

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

Co-encadré par :
Mme : A.MESSAOUDI-MEZOUAR
Enseignante ENSTP

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

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

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

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

Je désire aussi remercier mon Co-encadreur **Mme A.MESSAOUDI-MEZOUAR,** enseignante ENSTP, qui m'a fourni les outils et documents nécessaires à la recherche qui m'a beaucoup aidé lors de la réalisation de ce modeste travail.

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

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

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et ça en commençant par l'ingénieur chef de mission **Mr KERBOUA Aomar** et mon maitre de stage, **Mr SOUIKI Farid**, Ingénieur chef de projet, pour son accueil, le temps passé ensemble et le partage de son expertise au quotidien. Il fut d'une aide précieuse.

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

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

Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

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

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

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

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

A mon cher ancien prof de primaire : ZELAGHI.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon cursus d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude : Hatem, Fadlo, Tahar, Youcef, Oussama, Salim.

LEKEHEL Adel

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE. 01

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I.1. INTRODUCTION. 02
I.2. NOTION DE SPECTRES DE REPONSE. 02
I.2.1. Spectre de réponse du RPA 2003. 02
I.2.2. Spectre de réponse de l'Eurocode 8. 04
I.2.3. Spectre de réponse code Turque. 06
I.2.3.1. Facteur de réduction sismique. 07
I.2.4. Spectre de réponse code Iranien. 07
I.3. COMPARAISON DES SPECTRES DE REPONSE. 09
I.3.1. Comparaison des classifications des sites. 09
I.3.2. Comparaison de la forme des spectres. 09
I.4. CONCLUSION. 11
I.5. BIBLIOGRAPHIE. 11

Chapitre II : Présentation du Projet

II.1. INTRODUCTION. 12
II.2. DESCRIPTION DU PROJET. 12
II.2.1. Objectif et situation du projet. 12
II.2.2. L'obstacle à franchir. 12
II.3. LES DONNEES DE PROJET. 12
II.3.1. Les données fonctionnelles. 12
II.3.1.1. Tracé en plan. 12
II.3.1.2. Profil en long. 13
II.3.1.3. Profil en travers 13
II.3.1.4. Gabarit. 14
II.3.2. Les données naturelles. 14
II.3.2.1. Topographie. 14
II.3.2.2. Géotechnique. 14
II.3.2.3. Sismicité du site. 16
II.3.2.4. La température. 16
II.3.2.5. La neige. 16
II.3.2.6. Le vent. 16
II.3.2.7. L'humidité. 16
II.4. CONCLUSION. 16

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

III.1. INTRODUCTION. 17
III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION. 17
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES. 17
III.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre ». 17

III.3.1.1. Conception longitudinale. 17
III.3.1.2. Conception transversale. 17
III.3.1.3. Conception des poutres principales. 18
III.3.1.4. Conception des entretoises. 18
III.3.1.5. Choix de la nuance d'acier. 18
III.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique. 18
III.3.1.7. Pré-dimensionnement de l'infrastructure. 19
III.3.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués ». 22
III.3.2.1. Conception longitudinale. 22
III.3.2.2. Conception transversale. 22
III.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure. 23
III.4. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES DEUX TABLIERS. 25
III.5. ANALYSE multicritère DES VARIANTES. 28
III.6. CONCLUSION. 28

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

IV.1. INTRODUCTION. 29
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL. 29
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 29
IV.3.1. Béton. 29
IV.3.2. Armatures. 29
IV.3.2.1. Armatures passives. 29
IV.3.2.2. Armatures de précontraintes. 29
IV.3.3. Contraintes admissibles. 30
IV.3.3.1. Béton. 30
IV.3.3.2. Armatures. 30
IV.4. EVATUATION DES ACTIONS. 31
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic. 31
IV.4.1.1. Actions permanentes : Poids des voussoirs Pv. 31
IV.4.1.2. Action thermique. 32
IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic. 32
IV.4.2.1. Système de charge à considérer. 32
IV.4.2.2. Caractéristiques du pont. 32
IV.4.2.3. Système de charge A. 33
IV.4.2.4. Système de charge B. 34
IV.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique. 36
IV.4.2.6. Efforts de freinage. 36
IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120. 36
IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240. 37
IV.4.2.9. Surcharges sur trottoirs. 37
IV.5. CONCLUSION. 37

Chapitre V : Etude Longitudinale

V.1. INTRODUCTION. 38
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION. 38
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 38

V.2.2. Charges à prendre en compte (Selon guide SETRA) 39
V.2.2.1. Poids propre du fléau. 39
V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires. 40
V.2.2.3. Effet vertical du vent. 40
V.2.2.4. Actions accidentelles. 40
V.2.3. Combinaisons d'action. 40
V.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A). 40
V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B). 40
V.2.4. Evaluation des efforts. 41
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE. 41
V.3.1. Phases de réalisation du viaduc. 41
V.3.2. Modélisation. 43
V.3.3. Combinaisons d'action. 43
V.3.4. Résultats. 43
V.4. CONCLUSION. 44

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

VI.1. INTRODUCTION. 45
VI.1.1. Les câbles de fléau. 45
VI.1.2. Les câbles de continuités. 45
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU. 45
VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau. 45
VI.2.2. Position et enrobage des câbles. 46
VI.2.3. Tracé des câbles en plan. 47
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation. 47
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE. 49
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire. 49
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. 50
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité. 50
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE. 52
VI.4.1. Pertes de tension instantanées. 52
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement. 52
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage. 53
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension. 53
VI.4.2. Pertes de tension différées. 56
VI.4.2.1. Pertes par retrai. 56
VI.4.2.2. Pertes par fluage. 56
VI.4.2.3. Pertes par relaxation. 56
VI.4.2.4. Pertes différées totales. 57
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES. 58
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. 59
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. 59
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT. 59
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS. 59
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant. 60
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement. 60
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU. 61
VI.7. CONCLUSION. 61

Chapitre VII : Etude Transversale

VII.1. INTRODUCTION. 62
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX. 62
VII.2.1. Modélisation. 62
VII.2.2. Détermination des sollicitations. 62
VII.3. FERRAILLAGE. 63
VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur. 63
VII.3.1.1. Ferraillage transversale. 63
VII.3.1.2. Ferraillage longitudinal. 64
VII.3.2. Ferraillage passif des voussoirs. 64
VII.4. EFFET DE TORSION. 64
VII.4.1. Calcul de ferraillage. 65
VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE. 66
VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.EL. 66
VII.5.1.1. Effet de surface. 66
VII.5.1.2. Effet d'éclatement. 66
VII.5.2. Etude de bossage. 67
VII.6. CONCLUSION. 68

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

VIII.1. INTRODUCTION 69
VIII.2. APPAREIL D'APPUI. 69
VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 69
VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui. 69
VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui. 70
VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T. 70
VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes. 70
VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux. 71
VIII.2.3.1. Actions statiques. 71
VIII.2.3.2. Actions dynamiques. 71
VIII.2.3.3. Déplacement horizontal. 71
VIII.2.4. Vérifications des appareils d'appui. 72
VIII.2.4.1. Résistance à la compression. 72
VIII.2.4.2. Sécurité au flambement. 72
VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion. 72
VIII.2.4.4. Condition de non glissement. 73
VIII.3. DES D'APPUIS. 73
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile. 73
VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile. 74
VIII.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée. 74
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE. 75
VIII.4.1. Dimensionnement. 75
VIII.4.2. Type de joint. 75
V.III.5. CONCLUSION. 76

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. INTRODUCTION. 77

IX.2. ETUDE DE LA PILE. 77
IX.2.1. Evaluation de la raideur totale K. 77
IX.2.2. Etude sismique. 78
IX.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique. 78
IX.2.2.2. Méthode de calcul. 78
IX.2.2.3. Spectre de réponse. 79
IX.2.2.4. Période propre. 79
IX.2.2.5. Evaluation de l'effort sismique longitudinal. 80
IX.2.2.6. Evaluation de l'effort sismique transversal. 80
IX.2.2.7. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA). 80
IX.2.3. Descend des charges. 80
IX.2.3.1. Efforts dus à la pile et au tablier. 80
IX.2.3.2. Combinaison des efforts. 81
IX.2.4. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement. 82
IX.2.5. Ferraillage de la pile. 82
IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables. 82
IX.2.5.2. La section d'acier. 82
IX.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant. 82
IX.3. ETUDE DE LA CULEE. 82
IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée. 83
IX.3.2. Efforts dus à la culée. 83
IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée. 85
IX.3.3.1. Ferraillage du mur garde grève. 85
IX.3.3.2. Dalle de transition. 86
IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition. 86
IX.3.3.4. Mur en retour. 87
IX.3.3.5. Mur frontal. 88
IX.4. ETUDE DES FONDATION. 89
IX.4.1. Etude de la semelle. 89
IX.4.1.1. Calcul des sollicitations. 89
IX.4.1.2. Nombre des pieux. 89
IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu. 90
IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle. 90
IX.4.2. Etude des pieux. 92
IX.4.2.1. Actions sur les pieux. 92
IX.4.2.2. Ferraillage des pieux. 93
IX.5. CONCLUSION. 95

CONCLUSION GENERALE. 96

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Liste des figures

Chapitre I : Recherche Bibliographique

Figure I.1 : Forme standard du spectre de réponse RPA2003. 04
Figure I.2 : Forme du spectre de réponse élastique. 05

Chapitre II : Présentation Du Projet

Figure II.1 : Situation du projet sur google maps. 12
Figure II.2 : Tracé en plan de la voie portée. 13
Figure II.3 : Profil en long de la voie portée. 13
Figure II.4 : Profil en travers de la voie portée. 13
Figure II.5 : Gabarit à respecter de la voie franchit (voie ferrée). 14
Figure II.6 : Plan d'implantation des sondages. 14
Figure II.7 : Coupe lithologique. 15

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Figure III.1 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre. 17
Figure III.2 : Pré-dimensionnement des piles. 19
Figure III.3 : Pré-dimensionnement des culées. 20
Figure III.4 : Notations des différentes composantes des voussoirs. 22
Figure III.5 : Pré-dimensionnement des piles. 23
Figure III.6 : Pré-dimensionnement des culées. 23

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P. 31
Figure IV.2 : Numération des voussoirs de la travée de rive. 31
Figure IV.3 : Les 9 cas de charge possibles. 32
Figure IV.4 : Système de chargement Bc. 35
Figure IV.5 : Système de chargement Bt. 35
Figure IV.6 : Convoi de charge Mc 120. 36
Figure IV.7 : Convoi exceptionnel D240. 37

Chapitre V : Etude Longitudinale

Figure V.1 : Les phases de réalisation d'un fléau. 39
Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer. 40
Figure V.3 : Situation accidentelle à considérer. 40
Figure V.4 : Les phases de construction du viaduc C. 42
Figure V.5 : Modèle de calcul. 43
Figure V.6 : Mmax à l'ELS (enveloppe des combinaisons). 44
Figure V.7 : Tmax à l'ELS (G + D240). 44
Figure V.8 : Mmax à l'ELU (enveloppe des combinaisons). 44
Figure V.9 : Tmax à l'ELU 1.35 (G + D240). 44

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles. 47
Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles. 47

Figure VI.3 : Disposition des câbles de fléau au niveau du V01. 48
Figure VI.4 : Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux P1, P2, P3. 48
Figure VI.5 : Disposition des câbles de continuité des travées principales. 51
Figure VI.6 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité pour les travées principales. 51
Figure VI.7 : Disposition des câbles de continuité des travées de rives. 51
Figure VI.8 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité des travées de rives. 51
Figure VI.9 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension. 52

Chapitre VII : Etude Transversale

Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir courant. 62
Figure VII.2 : Diagramme du moment de torsion. 64
Figure VII.3 : L'aire Ω. 65
Figure VII.4 : Schéma du ferraillage passif du voussoir courant. 65
Figure VII.5 : Aciers de bossage. 67
Figure VII.6 : Schéma du ferraillage de bossage. 68

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

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

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Figure IX.1 : Dimensions de la pile 1. 77
Figure IX.2 : Spectre de réponse horizontale Sae/g. 79
Figure IX.3 : Les dimensions des éléments de la culée. 83
Figure IX.4 : Notations de la méthode des bielles. 90
Figure IX.5 : Ferraillage des éléments de la pile. 94
Figure IX.6 : Ferraillage des éléments de la culée. 94

Liste des tableaux

Chapitre I : Recherche Bibliographique

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone A. 03
Tableau I.2 : Valeurs de "ξ" (%). 03
Tableau I.3 : Périodes caractéristiques T_1, T_2. 03
Tableau I.4 : Valeurs des pénalités Pq. 04
Tableau I.5 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés du type 1. 05
Tableau I.6 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2. 06
Tableau I.7 : coefficient d'accélération effective Ao. 06
Tableau I.8 : Facteur d'importance d'ouvrage I. 06
Tableau I.9 : Les périodes caractéristiques du spectre et T_A et T_B. 07
Tableau I.10 : Facteur de comportement R du système structurel. 07
Tableau I.11: Coefficient d'accélération A selon la zone sismique. 07
Tableau I.12 : Paramètres S, T_0, T_S. 08
Tableau I.13 : Facteur d'importance I. 08
Tableau I.14 : Facteur de comportement selon le système structurel. 08
Tableau I.15 : Types de sol selon de chaque code. 09
Tableau I.16 : Forme de spectre selon chaque code. 06

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau III.1: Pré-dimensionnement des poutres métalliques. 18
Tableau III.2: Pré-dimensionnement des entretoises. 18
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 19
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées. 20
Tableau III.5 : Les dimensions des différentes composantes des voussoirs. 22
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 23
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées. 23
Tableau III.8 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1. 25
Tableau III.9 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2. 26
Tableau III.10 : Analyse des variantes. 28

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau IV.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton. 30
Tableau IV.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 30
Tableau IV.3 : Estimation du poids total des voussoirs de la travée de rive. 31
Tableau IV.4 : Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. 32
Tableau IV.5 : Caractéristiques du pont 32
Tableau IV.6 : Coefficient a_1. 34
Tableau IV.7 : Valeurs de A(l) pour les 9 cas possibles. 34
Tableau IV.8 : Les valeurs de b_c. 34

Tableau IV.9 : Les valeurs de b_t. 35
Tableau IV.10 : Les valeurs de δ. 36

Chapitre V : Etude Longitudinale

Tableau V.1 : Evaluation des efforts en situation temporaire. 41
Tableau V.2 : Combinaisons de charge en phase de service. 43

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau. 46
Tableau VI.2 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 48
Tableau VI.3 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 48
Tableau VI.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. 49
Tableau VI.5: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 50
Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales. 51
Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales. 51
Tableau VI.8 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives. 51
Tableau VI.9 : L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives. 51
Tableau VI.10 : Les pertes par frottement (MPa). 54
Tableau VI.11 : Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa). 54
Tableau VI.12 : Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa). 55
Tableau VI.13 : Les pertes totales instantanées. 55
Tableau VI.14 : Pertes dues au fluage. 57
Tableau VI.15 : Pertes dues à la relaxation des câbles. 58
Tableau VI.16 : Pertes totales. 58
Tableau VI.17 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 59

Chapitre VII : Etude Transversale

Tableau VII.1 : Combinaisons des charges appliquées. 62
Tableau VII.2 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. 63
Tableau VII.3 : Ferraillage passif des voussoirs. 64

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

Tableau VIII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 69
Tableau VIII.2 : Les dimensions de l'appareil d'appui. 70
Tableau VIII.3 : Efforts et déplacement horizontal du tablier. 71
Tableau VIII.4 : Modèles des joints Wd. 76

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau IX.1 : Hauteurs des piles. 77
Tableau IX.2 : Raideurs longitudinales des appuis. 78
Tableau IX.3 : Raideurs transversales des appuis. 78
Tableau IX.4 : Distribution des forces, moments et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 80
Tableau IX.5 : Distribution des forces, moments et des déplacements transversaux sur chaque appui. 80
Tableau IX.6 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble (pile). 80
Tableau IX.7 : Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 81
Tableau IX.8 : Combinaison des efforts. 81

Tableau IX.9 : Sollicitations les plus défavorables pour la pile 2. 82
Tableau IX.10 : Les dimensions des éléments de la culée. 83
Tableau IX.11 : Calcul du coefficient de poussée Kad. 84
Tableau IX.12 : Evaluations des efforts du mur frontal et tablier 84
Tableau IX.13 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. 86
Tableau IX.14 : Résultats et ferraillage du mur en retour. 88
Tableau IX.15 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. 88
Tableau IX.16 : Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 89
Tableau IX.17 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. 89
Tableau IX.18 : Nombre de pieux sous la semelle. 89
Tableau IX.19 : Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables. 90
Tableau IX.20 : La vérification des conditions de la méthode des bielles. 91
Tableau IX.21 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. 93

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP : Complément des charges permanentes.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
VSP : Voussoir sur pile.
VC : Voussoir à la clef.
15T15 : Quinze (15) torons de quinze (15) fils.
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximale de compression, à ne pas dépasser.
$\boldsymbol{f_{prg}}$: Contrainte de rupture garantie.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte de précontrainte élastique garantie.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_{Iup}}$: Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$: Contrainte de compression admissible.
$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt}}}$: Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{F_L}$: Force séismique longitudinale.
$\mathbf{F_T}$: Force séismique transversale.
$\mathbf{H_T}$: Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{flv}}$: Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
DTR : Document technique réglementaire.

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في اطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 00+117.93 والنقطة الكيلومترية 00+279.93 بطول يمتد على 162 متر، يدخل في إطار إعادة تهيئة مدخل مدينة عنابة انطلاقا من تقاطع الطرق سيدي براهيم، الذي يربط بين الطريق القادم من محطة القطار والمحور الدوراني سيدي براهيم.

بدأنا عملنا بتقديم بحث بيبليوغرافي حول مقارنة لطيف الاستجابة الزلزالية المعمول بيه في قانون الزلازل الجزائري 2003 والقوانين الأخرى (اوروكود 8، قانون الزلازل التركي و الإيراني). توجهنا لاحقا الى التصميم العام للجسر،حيث قمنا باقتراح خيارين (02)، و اخترنا الأحسن بينهما استنادا لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والتحتية، مع المرور بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية و دراسة مختلف العناصر الاساسية المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المعايير المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برامج للحساب.

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

RESUME

L'objet de ce travail, fait l'objet de mon projet de fin d'études, consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc situé entre le PK 00+117.93 et le PK 00+279.93 d'une longueur de 162 m, dans le cadre d'aménagement de l'entrée de la ville d'Annaba à partir du carrefour de Sidi Brahim, ce viaduc relie entre la route qui mène de la gare ferroviaire et le giratoire de Sidi Brahim.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur la comparaison du spectre de calcul élaboré par les règles parasismiques algériennes 2003 et ceux donnés par les codes (Euro-code 8, code Turque, code Iranien), nous avons passé par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 2 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont voussoir à hauteur constante réalisé par la méthode d'encorbellements successifs, après nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie et en utilisant des logiciels de calcul.

Mots clés : béton précontraint, pont courbe, post-tension, pont en caisson, spectre.

ABSTRACT

The purpose of this work, which is the subject of my end-of-study project, is to design and study a viaduct located between PK 00+117.93 and PK 00+279.93 with a length of 162 m, as part of the development of the entrance to the town of Annaba from the crossroads of Sidi Brahim, this viaduct connects between the road leading from the railway station and the roundabout of Sidi Brahim.

We started our work by a bibliographical research on the comparison of the calculation spectrum elaborated by the Algerian earthquake rules 2003 and those given by the codes (Euro-code 8, Turkish code, Iranian code), we then moved on to the general design, of which we proposed 2 variants, then the choice of the most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, from where we opted for the solution of a segmental bridge at constant height carried out by the method of successive corbelling, after we made the study of the superstructure and the infrastructure by passing through the calculation of the prestressing, the seismic study and the dimensioning of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and by using calculation software.

Keywords : prestressed concrete, curved bridge, post-tensioning, segmental bridge, spectrum.



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La forte augmentation démographique ainsi que le développement socio-économique de la région Nord-Est de l'Algérie ont provoqué une augmentation de la circulation routière et la nécessité de nouveaux aménagements sur le territoire de la ville d'Annaba.

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

Les travaux d'aménagement de l'entrée sud de la ville d'Annaba à partir du carrefour de Sidi Brahim vers la cité Seybouse vise essentiellement à améliorer la sécurité des usagers de la route tout en augmentant la fluidité de la circulation.

Dans ce secteur. La configuration optimale des voies de circulation requière la construction de plusieurs bretelles et de ponts courbes.

Le but de mon travail vise à présenter, ci-après, la conception et l'étude d'un viaduc courbé d'une longueur de 162 m situé à la rentrée d'Annaba, qui a été réalisé par « ENGOA » et la société italiennes « SPIC » et suivi par le bureau d'études « SAETI ».

Ce présent mémoire, fait l'objet de mon projet de fin d'études, est divisé en cinq parties principales :

- La première partie est une initiation à la recherche, qui traite la comparaison des différents spectres de calcul ;
- La deuxième partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception ;
- L'étape qui suit est celle de l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage ;
- La pénultième partie a été focalisé sur l'étude du tablier ;
- La dernière partie a été consacrée à l'étude de l'infrastructure.

On achève ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Les leçons tirées des séismes historiques comme le cas des séismes destructifs : de Boumerdes qui a eu lieu en Algérie le 21 mai 2003, le séisme d'El Asnam en 1980 et le séisme Mexico en 1985, montrent que les conditions de sites locales de nature géotechniques et topographiques ont un rôle très important sur la réponse des structures, compte tenu de l'importance de leurs influences sur les mouvements sismiques en surface, par l'amplification des ondes sismiques. Ce qui aggrave souvent les dommages des structures et par conséquent le risque sismique.

Ces effets de sites, peuvent être pris en compte selon plusieurs méthodes expérimentales et numériques ou réglementaires. Les différents codes sismiques réglementaires prennent en compte les effets de site en introduisant des facteurs d'amplifications pour différentes catégories de sites. L'objectif du présent travail est d'effectuer une étude comparative, entre le Règlement Parasismique Algérien (RPA), code Européen (Eurocode 8), code Turque et code Iranien, puis en déduire des conclusions, améliorant le spectre de calcul actuellement utilisé en Algérie.

I.2. NOTION DE SPECTRES DE REPONSE

Les spectres de réponse tirent leur origine et leur intérêt de l'assimilation, en première approximation, du comportement sismique d'un bâtiment à la réponse d'un oscillateur simple à un degré de liberté, la représentation en spectre de réponse vise à donner accès directement aux mouvements subis par le centre de gravité de la structure.

La représentation graphique d'un spectre de réponse est construite point par point en faisant varier la fréquence d'un oscillateur à un degré de liberté et en reportant cette fréquence en abscisse et le maximum temporel de la réponse à une sollicitation sismique en ordonnée. On obtient ainsi un spectre de réponse pour un amortissement fixé.

Les spectres de réponse élastiques sont très utilisés en ingénierie parasismique car, en première approximation, les structures simples peuvent être assimilées à un oscillateur à un degré de liberté dont la fréquence propre et l'amortissement sont à peu près connus. Les mouvements au centre de gravité peuvent alors être raisonnablement estimés dès lors que l'on suppose que la structure se comporte de manière élastique linéaire.

I.2.1. Spectre de réponse du RPA 2003

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 1.25 \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times 2.5 \times \eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 1.25 \times A \times \left(\frac{Q}{R}\right) 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 1.25 \times A \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0\ s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau I.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ou ouvrage.

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

	Zone			
Goupe	**I**	**IIa**	**IIb**	**III**
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Avec :

η **:** facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = 7\,(2 + \xi) \geq 0.7$.

ξ **(%)** : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant : ξ **= 5 %,** on a η **= 1.**

Tableau I.2 : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	**Portiques**		**Voiles ou murs**
	Béton armé	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Avec :

R : coefficient de comportement global de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Tableau I.3 : Valeurs de ξ (%).

Site	**S_1**	**S_2**	**S_3**	**S_4**
$T_{1(sec)}$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_{2(sec)}$	0.30	0.40	0.50	0.70

Q : facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \sum_1^5 Pq}$

Avec :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Tableau I.4 : Valeurs des pénalités Pq.

	Pq	
Critère q	**Observé**	**Non observé**
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2- Redondance en plan	0	0.05
3- Régularité en plan	0	0.05
4- Régularité en élévation	0	0.05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

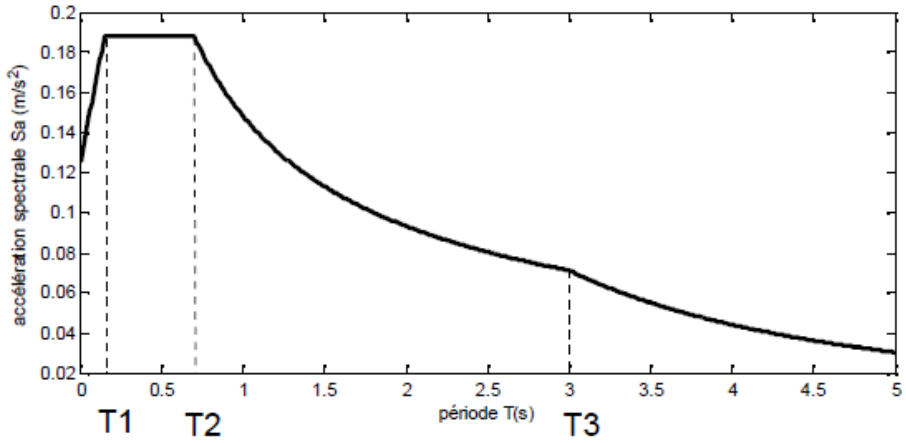


Figure I.1 : Forme standard du spectre de réponse RPA2003.

I.2.2. Spectre de réponse de l'Eurocode 8

Le spectre de réponse élastique $\mathbf{S_e\ (T)}$ pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes :

$$\mathbf{S_e = a_g \times S \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times (2.5 \times \eta - 1)\right)} \qquad 0 \le T \le T_B$$

$$\mathbf{S_e = a_g \times S \times 2.5 \times \eta} \qquad T_B \le T \le T_C$$

$$\mathbf{S_e = a_g \times S \times 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_C}{T}\right)} \qquad T_C \le T \le T_D$$

$$\mathbf{S_e = a_g \times S \times 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right)} \qquad T_D \le T \le 4.0\ s$$

Avec :

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.

$\mathbf{a_g}$: accélération de calcul pour un sol de classe A ($\mathbf{a_g = \gamma \times a_{gR}}$) avec :

$\mathbf{a_{gR}}$: l'accélération maximale de référence du sol est déduite des cartes de zonage.

γ : coefficient d'importance, si l'ouvrage est important il y a lieu de tenir compte des effets d'amplification topographique ($\gamma > 1$).

$\mathbf{T_B}$: limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

$\mathbf{T_C}$: limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_D : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

S : paramètre du sol.

η : coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence **η = 1** pour **5 %** d'amortissement visqueux. Sinon : $\boldsymbol{\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55}$.

Les valeurs des périodes T_B, T_C et T_D et du paramètre du sol S qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent de la classe de sol.

Si la géologie profonde n'est pas prise en compte. Il est recommandé d'utiliser deux types de spectre les types 1 et 2.

Si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique défini pour le site ont une magnitude déduite des ondes de surface, Ms, inférieure ou égale à 5.5. Il est recommandé d'adopter le type de spectre 2.

Les valeurs des paramètres S, T_B, T_C et T_D selon la classe de sol :

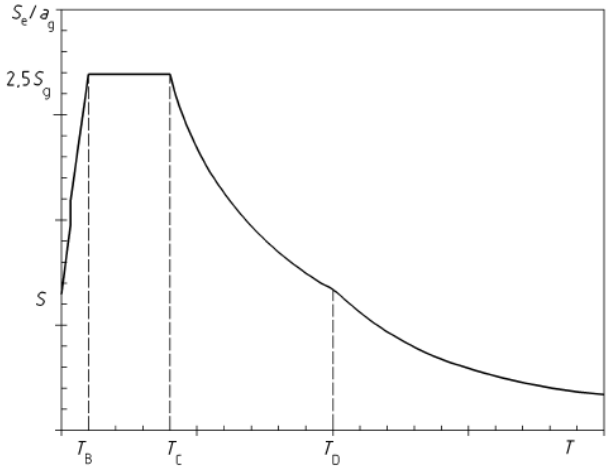


Figure I.2 : Forme du spectre de réponse élastique.

Tableau I.5 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés du type 1.

Classe de sol	Description	V (m/s)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type	> 800	1.00	0.15	0.40	2.00
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée avec h > 10 m	360 < V < 800	1.20	0.15	0.50	2.00
C	Dépôts profonds de sable, gravier ou argile de densité moyenne h > 10 m	180 < V < 360	1.15	0.20	0.60	2.00
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne	< 180	1.35	0.20	0.80	2.00
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions 5 < h < 20 m	-	1.40	0.15	0.50	2.00

Tableau I.6 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2.

Classe de sol	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.60	0.05	0.25	1.20

Pour les sols de classes S1 et S2, il convient de mener des études particulières pour déterminer les valeurs correspondantes de S, T_B, T_C et T_D.

I.2.3. Spectre de réponse code Turque

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : $\mathbf{S_{ae}(T) = A(T) \times g}$

Avec :

A : coefficient d'accélération spectral : **A (T) = Ao I S (T)**

$\mathbf{A_o}$: coefficient d'accélération effective donné selon la zone sismique.

Tableau I.7 : coefficient d'accélération effective A_o.

Zone sismique	1	2	3	4
Ao	0.40	0.30	0.20	0.10

I : facteur d'importance d'ouvrage.

Tableau I.8 : Facteur d'importance d'ouvrage I.

Type et occupation d'ouvrage	Facteur I
1- **a -** Les ouvrages devant être utilisés après un tremblement de terre (Hôpitaux, stations et terminaux de transport) **b -** Les bâtiments contenant des matières dangereuses	1.5
2- **a -** Bâtiments occupés de manière intensive et à long terme (Ecole, dortoir) **b -** Bâtiments préservant des biens de valeur (Musées)	1.4
3- Bâtiments occupés de manière intensive mais à court terme (Installations sportives, salles de cinéma, de théâtre et de concert)	1.2
4- Autres bâtiments (Hôtels, bâtiments de type industriel)	1.0

S : coefficient spectral obtenu selon les conditions locales du site et la période naturelle de l'ouvrage.

$$\mathbf{S(T) = 1 + 1.5\frac{T}{T_A}} \qquad 0 \le T \le T_A$$

$$\mathbf{S(T) = 2.5} \qquad T_A \le T \le T_B$$

$$\mathbf{S(T) = 2.5\left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8}} \qquad T_B < T$$

Les périodes caractéristiques du spectre T_A et T_B sont spécifié dans le tableau I.9, en fonction des classes de site locales.

Tableau I.9 : Les périodes caractéristiques du spectre et T_A et T_B.

Groupe	V (m/s)	Groupe de sol et leurs épaisseurs	Class	T_A (s)	T_B (s)
A	V > 700	Sol du groupe (A) h_l Sol du groupe (B) avec $h_l \leq 15$ m	Z1	0.10	0.30
B	300 < V < 700	Sol du groupe (B) avec $h_l > 15$ m Sol du groupe (C) avec $h_l \leq 15$ m	Z2	0.15	0.40
C	200 < V < 300	Sol du groupe (C) avec 15 m < $h_l \leq 50$ m Sol du groupe (D) avec $h_l \leq 10$ m	Z3	0.15	0.60
D	V < 200	Sol du groupe (C) avec $h_l > 50$ m Sol du groupe (D) avec $h_l > 10$ m	Z4	0.20	0.90

I.2.3.1. Facteur de réduction sismique

Afin de prendre en compte le comportement non linéaire spécifique du système structurel pendant un tremblement de terre, le spectre de calcul $\mathbf{S_{ae}}$ doit être divisé par le facteur de réduction sismique $\mathbf{R_a}$.

$$\mathbf{R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \times \frac{T}{T_A}} \qquad 0 \leq T \leq T_A$$

$$\mathbf{R_a(T) = R} \qquad T_A < T$$

Avec :

R : facteur de comportement du système structurel.

Tableau I.10 : Facteur de comportement R du système structurel.

Système structurel du bâtiment	Ductilité nominal	Ductilité élevé
Structure en béton armé coulé sur place	4	6 - 7 - 8
Structure en béton préfabriqué renforcé	3	5 - 6 - 7
Structure en acier	4 - 5	5 - 6- 7 - 8

I.2.4. Spectre de réponse code iranien

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : $\mathbf{Sae\ (T) = C(T) \times g}$

Avec :

C : coefficient sismique : $\mathbf{C\ (T) = \frac{A \times B(T) \times I}{R}}$

A : coefficient d'accélération : doit être déterminé selon les différentes régions d'Iran et leurs niveaux de sismicité.

Tableau I.11: coefficient d'accélération A selon la zone sismique.

Zone	Description	Coefficient A
1	Niveau très élevé de risque sismique	0.35
2	Niveau élevé de risque sismique	0.30
3	Niveau moyen de risque sismique	0.25
4	Niveau faible de risque sismique	0.20

B : facteur de réponse de l'ouvrage :

$$\mathbf{B(T) = 1 + S \times \frac{T}{T_0}} \qquad 0 \le T \le T_0$$

$$\mathbf{B(T) = S + 1} \qquad T_0 \le T \le T_S$$

$$\mathbf{B(T) = (S + 1) \times \left(\frac{T_S}{T}\right)^{2/3}} \qquad T_S < T$$

T : période fondamental de l'ouvrage

S, T_0, T_S : paramètres déterminés selon le type du sol et le niveau de sismicité.

Tableau I.12 : paramètres S, T_0, T_S

Type du sol	Description	V (m/s)	T_0	T_S	Faible à normale sismicité	Forte à très forte sismicité
					S	S
I	Roches Sol (compacte) > 30 m	> 750 375 ≤ V ≤ 750	0.10	0.40	1.50	1.50
II	Roches lâches Sol (compacte) > 30 m	375 ≤ V ≤ 750	0.1	0.50	1.50	1.50
III	Roches désintégrées Sol (compacité moyenne)	175 ≤ V ≤ 375	0.15	0.70	1.75	1.75
IV	Dépôt mou > 6 m	V < 175	0.15	1.00	2.25	1.75

I : facteur d'importance de l'ouvrage.

Tableau I.13 : Facteur d'importance I.

Class d'ouvrage	Facteur I
Groupe 1	1.4
Groupe 2	1.2
Groupe 3	1.0
Groupe 4	0.8

R : facteur de comportement de l'ouvrage.

Tableau I.14 : Facteur de comportement selon le système structurel.

System structurel	R
Système de mur porteur.	4 - 5 - 6 - 7
Bâtiments avec système de cadre.	4 - 5 - 6 - 7 - 8
Système de cadre résistant au moment.	4 - 5 - 7 - 10
Double système.	7 - 8 - 9 - 10 - 11

I.3. COMPARAISON DES SPECTRES DE REPONSE

Cette partie est destinée à une comparaison entre les spectres de réponse des règles sismiques pour chacun des codes, RPA, EUROCODE 8, code Turque et code Iranien, du point de vue classification des sites et la forme du spectre de calcul en fonction de ces différents facteurs et aussi la prise en compte de l'effet de site topographique.

I.3.1. Comparaison des classifications des sites

Tableau I.15 : Types de sol selon de chaque code.

RPA 2003	EUROCODE 8	Code Turque	Code Iranien
Sol type S1 : V > 800 m/s	**Class A :** V > 800 m/s	**Class Z1 :** V > 700 m/s Sol A Sol B avec H ≤ 15m	**Sol type I :** V > 750 m/s 375 ≤ V ≤ 750 H > 30 m
Sol type S2 : 400 ≤ V < 800 m/s 10 < H ≤ 20 m	**Class B :** 360 < V < 800 m/s H > 10 m	**Class Z2 :** 300 < V < 700 m/s Sol B avec H > 15 m Sol C avec H ≤ 15m	**Sol type II :** 375 ≤ V ≤ 750 m/s H > 30 m
Sol type S3 : 200 ≤ V < 400 m/s H > 10 m	**Class C :** 180 < V < 360 m/s H > 10 m	**Class Z3 :** 175 ≤ V ≤ 375 m/s Sol C avec 15 < H ≤ 50 m Sol D avec H ≤ 10 m	**Sol type III :** 175 ≤ V ≤ 375 m/s
Sol type S4 : 100 ≤ V < 200 m/s H > 20 m	**Class D :** V < 180 m/s	**Class Z4 :** V ≤ 175 m/s Sol C avec H > 50 m Sol D avec H > 10 m	**Sol type IV :** V < 175 m/s H > 6 m
	Class E : Des valeurs de V comprise entre class C et D 5 < H < 20 m		

Comme on le voit d'après le tableau I.15, les vitesses des ondes de cisaillement pour les différents codes sont presque de même valeur mais ils sont pris pour des profondeurs différentes, exemple pour l'RPA, la profondeur est de 10 à 20 premiers mètres et pour le code Iranien elle est prise égale à 30 m, on remarque aussi que les classes de sol sont divisé en 4 types pour RPA, code Turque et code iranien par contre pour l'EUROCODE 8 il y'a plus de class.

I.3.2. Comparaison de la forme des spectres

Dans tous les codes sismiques actuels, les actions du tremblement de terre sont représentées sous la forme d'un spectre d'accélération, ce dernier contient plusieurs paramètres et ces paramètres changent selon le code utilisé.

Tableau I.16 : Forme de spectre selon chaque code.

RPA 2003 $\left(\frac{S_a}{g}\right)$	$1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1\right)\right)$	$0 \le T \le T_1$
	$1.25 \times A \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times 2.5 \times \eta$	$T_1 \le T \le T_2$
	$1.25 \times A \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$	$T_2 \le T \le 3.0$ s
	$1.25 \times A \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}$	$T > 3.0$ s
EUROCODE 8 $\left(\frac{S_a}{g}\right)$	$a_g \times S \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times (2.5 \times \eta - 1)\right)$	$0 \le T \le T_B$
	$a_g \times S \times 2.5 \times \eta$	$T_B \le T \le T_C$
	$a_g \times S \times 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_C}{T}\right)$	$T_C \le T \le T_D$
	$a_g \times S \times 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right)$	$T_D \le T \le 4.0$ s
CODE TURQUE $\left(\frac{S_a}{g}\right)$	$\frac{Ao \times I}{R}(1 + 1.5 \times \frac{T}{T_A})$	$0 \le T \le T_A$
	$2.5 \frac{Ao \times I}{R}$	$T_A \le T \le T_B$
	$\frac{Ao \times I}{R}(2.5\left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8})$	$T_B < T$
CODE IRANIEN $\left(\frac{S_a}{g}\right)$	$\frac{A \times I}{R}(1 + S \frac{T}{T_0})$	$0 \le T \le T_0$
	$\frac{A \times I}{R} \times (S + 1)$	$T_0 \le T \le T_S$
	$\frac{A \times I}{R} \times ((S + 1)\left(\frac{T_S}{T}\right)^{2/3})$	$T_S < T$

D'après le tableau I.16, on remarque les points suivants :

- L'introduction d'un coefficient de majoration de 25 % et un facteur de qualité Q supplémentaires dans le spectre de calcul du RPA 2003 par rapport aux autres codes.
- L'apparition d'un coefficient d'accélération de zone a_g diffère dans l'EUROCODE 8 par rapport aux autres codes (effets d'amplification topographique).
- L'apparition de deux types de spectre de calcul dans l'EUROCODE 8 selon la prise en compte de la géologie profonde du site ou pas.
- L'apparition d'un facteur d'importance I dans les codes Turque et Iranien au lieu du facteur de correction d'amortissement utilisé dans l'RPA 2003 et EUROCODE 8.

- L'apparition d'un coefficient de comportement R dans les codes RPA 2003, Turque et Iranien mais on ne le trouve nulle part dans l'EUROCODE 8.
- L'introduction d'un paramètre de sol S qui dépend de la sismicité et class du sol dans le code Iranien et EUROCODE 8.

I.4. CONCLUSION

Ce travail de recherche permet à l'étudiant d'entrer dans le monde de la recherche, d'évaluer ses capacités à mener une réflexion scientifique, à animer une discussion (avec des enseignants-chercheurs sur le sujet) et bien sûre apprendre à mieux rédiger encore et encore. Ce type de travaux (de recherches comparatives) sont basé sur : (1) soulèvement d'une problématique, (2) exploration de nouvelles pistes, (3) Dépassement du cadre national en faisant varier les échelles d'analyse (4) dégager des régularités tout en faisant émerger la singularité des cas étudiés (5) l'aboutissement à des remarques et résultats.

Ce chapitre m'a permis de conclure d'une part que les quatre spectres de réponse utiliser dans chaque code se ressemble dans leur forme générale mais chaque code utilise des paramètres et coefficient propre à lui, ces derniers jouent un rôle très important dans la détermination de la réponse sismique (exemple le spectre Algérien) est toujours majoré par un coefficient supplémentaire de 25 % par rapport aux autres codes, d'autre part le type et la classification des sols jouent un rôle important aussi dans la détermination de ces paramètres et coefficients.

Selon la recherche bibliographique effectuée, on remarque que la comparaison entre les différents spectres de réponse est un sujet très vaste et riche car on peut toujours s'approfondir dans la comparaison au niveau des paramètres et coefficients utiliser, ce qui nous mène à dire que ce modeste travail reste qu'une initiation à la recherche.

I.5. BIBLIOGRAPHIE

[1] Règles parasismique Algériennes RPA99 version 2003, Centre national de recherches appliquées en génie parasismiques, 2004.

[2] Calcul des structures pour leur résistance aux séismes EUROCODE 8, Comité européen de normalisation, avril 2004.

[3] Specification for Structures to be Built in Disaster Areas Turkish Earthquake Code, Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey, 2007.

[4] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings 3rd Edition, Building and Housing Researsh Center, 2005.

[5] CHEBIHI.A & LAOUAMI.N, Etude comparative des réponses sismiques réglementaires de structures en béton armé, 3ème Séminaire International Innovation et Valorisation en Genie Civil et Materiaux de Construction, novembre 2014.

[6] Davidovici Victor, La construction en zone sismique, Editions Le MONITEUR, Paris 1999.

[7] Mohraz Bijan, SADEK Fahim, Earthquake ground motion and response spectra. The seismic design handbook, second edition.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

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

II.2. DESCRIPTION DU PROJET

II.2.1. Objectif et situation du projet

Le présent travail, projet fin d'études, est consacré à la conception et l'étude d'un viaduc situé entre le PK 00 + 117.93 et le PK 00 + 279.93 d'une longueur de 162 m, dans le cadre d'aménagement de l'entrée de la ville d'ANNABA à partir du carrefour de SIDI BRAHIM, ce viaduc est une partie de la bretelle qui relie entre la route qui mène de la gare ferroviaire d'ANNABA et le giratoire de SIDI BRAHIM.

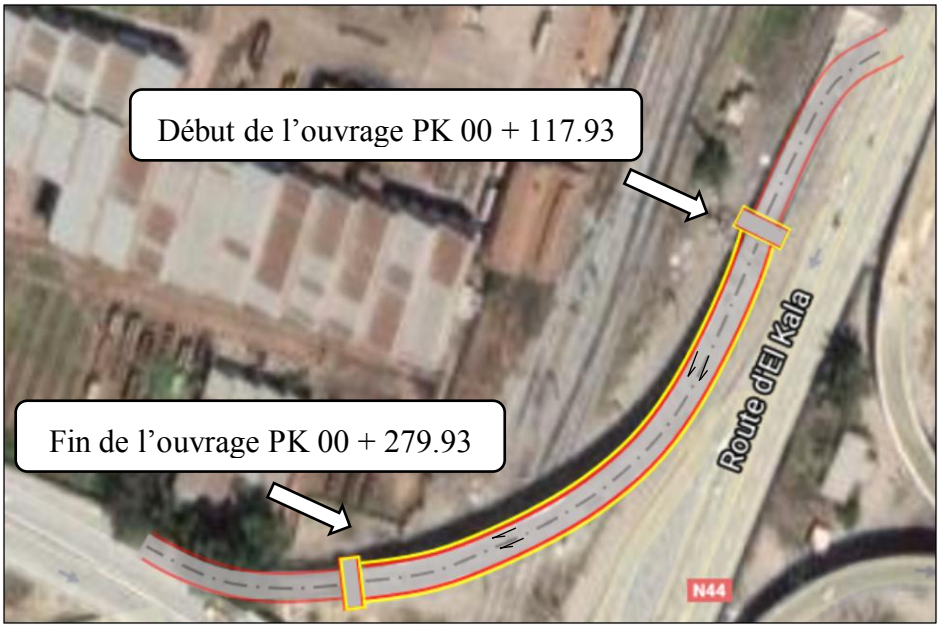


Figure II.1 : Situation du projet sur google maps.

II.2.2. L'obstacle à franchir

L'ouvrage passe au-dessus de deux lignes de voies ferrées.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

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

- Début de l'ouvrage au PK 00 + 136.99 : Ligne droite, L = 19.06 m.
- PK 00 + 136.99 au PK 00 + 179.29 : Clothoïde, A = 65.04 et L = 42.3 m.
- PK 00 + 179.29 à la fin de l'ouvrage : Arc, R = 100.00 m et L = 100.64 m.

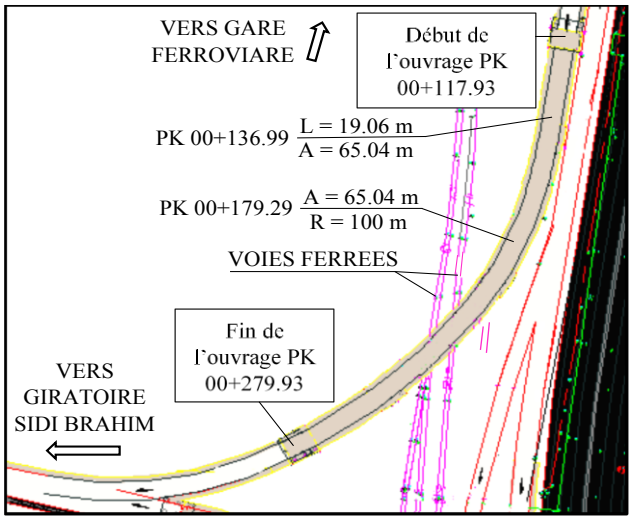


Figure II.2 : Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

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

- Début de l'ouvrage au PK 00 + 164.31 ; ligne droite P = 6 %.
- PK 00 + 164.31 au PK 00 + 261.81 ; Parabole, Rp = 750 m.
- PK 00 + 261.81 à la fin de l'ouvrage ; ligne droite P = - 7 %.

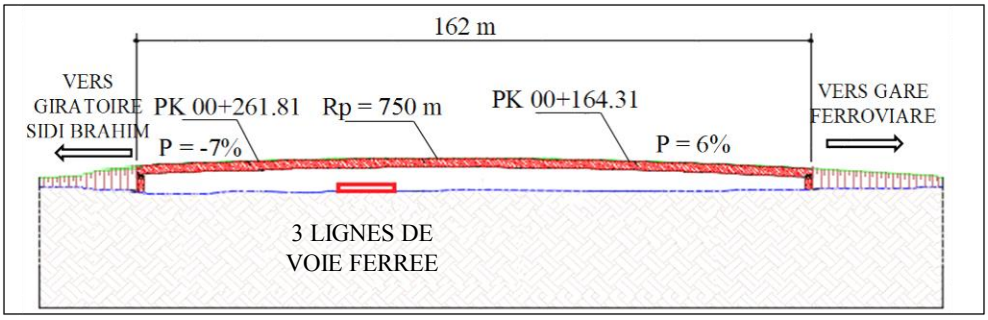


Figure II.3 : Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Chaussée d'une voie de circulation : 6 m.
- Deux trottoirs 1.5 m chacun.

Le dévers du versant : variable (suit les devers correspondants au tracé en plan).

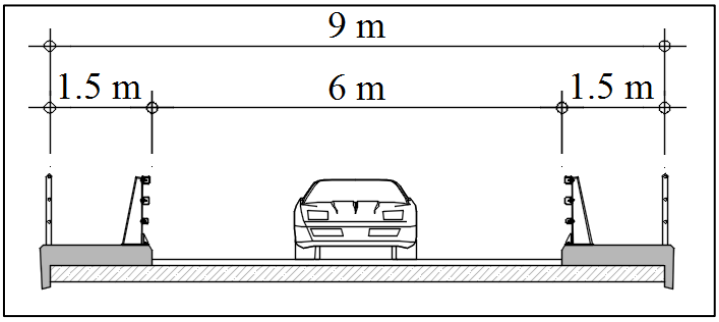


Figure II.4 : Profil en travers de la voie portée.

II.3.1.4. Gabarit

L'ouvrage franchit une voie ferrée ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de 6.50 m.

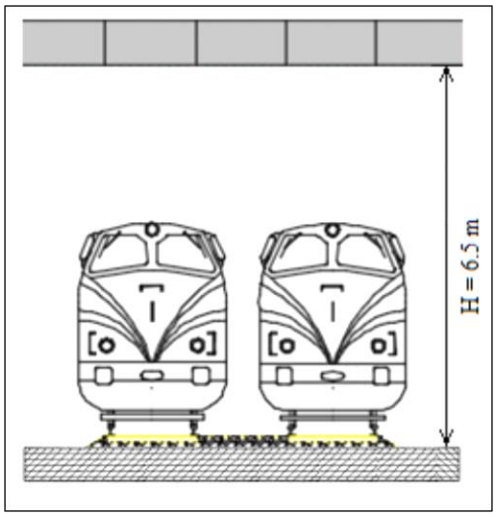


Figure II.5 : Gabarit à respecter de la voie franchit (voie ferrée).

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

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

II.3.2.2. Géotechnique

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

- **Essais in situ :**

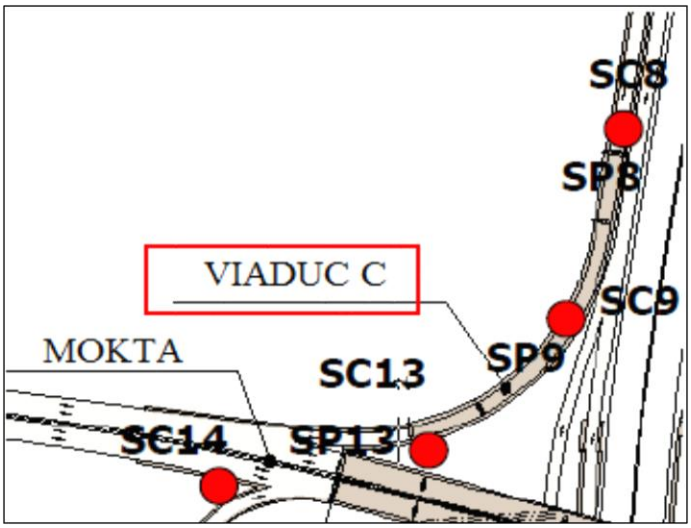


Figure II.6 : Plan d'implantation des sondages.

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

- Quatre (04) sondages carottés (SC) de 50 mètres de profondeur.
- Trois (03) forages pressiométriques (SP) de 50 mètres de profondeur.

La campagne piézométrique menée aux droits des sondages réalisés a montré la présence d'eau à environ - 1.00, - 3.00 m du niveau naturel du terrain.

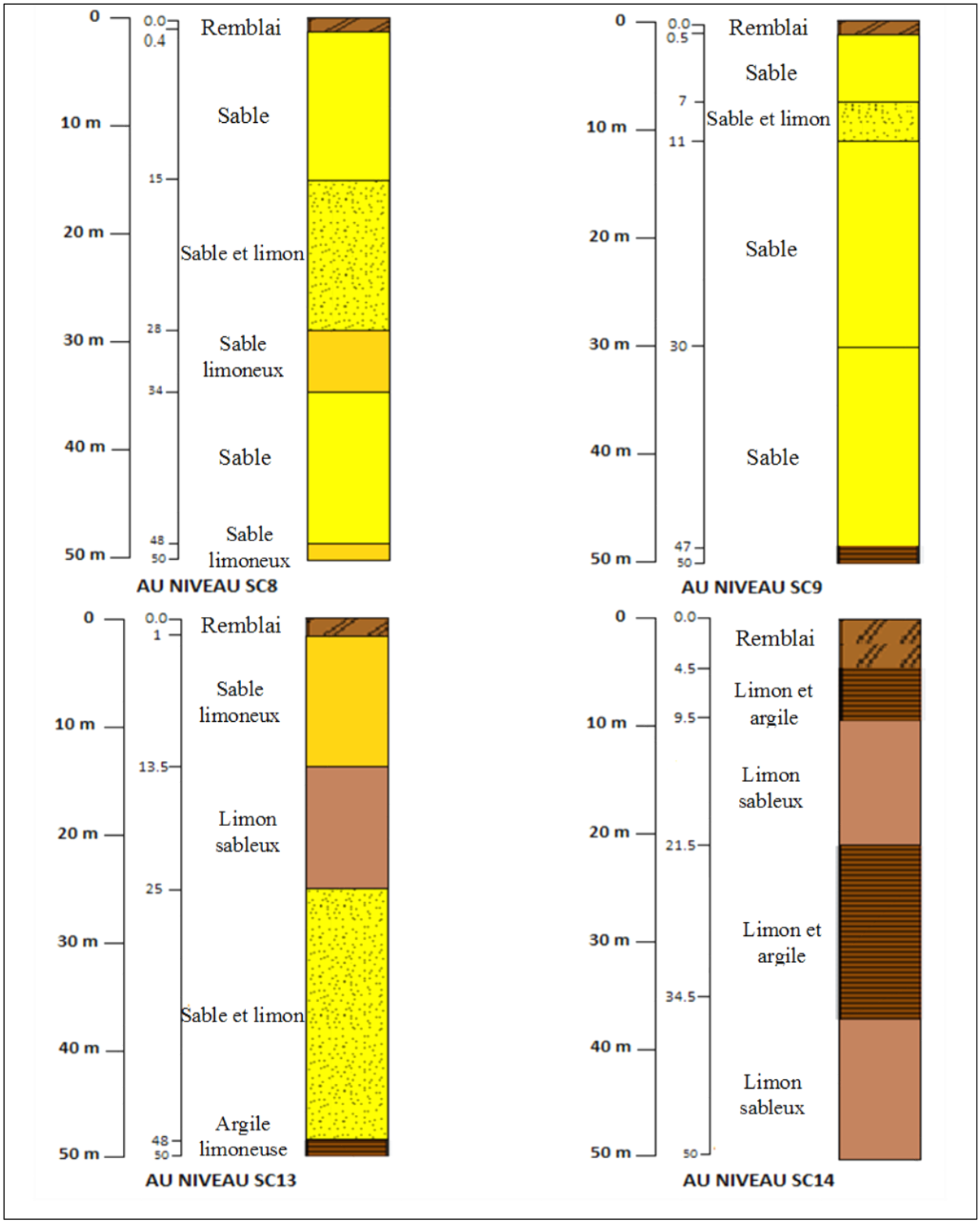


Figure II.7 : Coupe lithologique.

- **Essais de laboratoire :**

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche γ_d (t/m^3).
- Analyse chimique sommaire (teneur en carbonates, teneur en insolubles, teneur en sulfates).

II.3.2.3. Sismicité du site

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

II.3.2.4. La température

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul. Surtout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La température annuelle d'ANNABA est caractérisée par un gradient thermique de 17°.

II.3.2.5. La neige

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

II.3.2.6. Le vent

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

II.3.2.7. L'humidité

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à 70 %, la présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

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

Pour la région d'ANNABA l'humidité ambiante varie entre 55 et 75 %.

II.4. CONCLUSION

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

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles.

III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

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

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

III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

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

III.3.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées principales de 49.5 m de longueur et deux travées de rives de 31.5 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 162 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 9 m, la conception correspondante à cette largeur consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

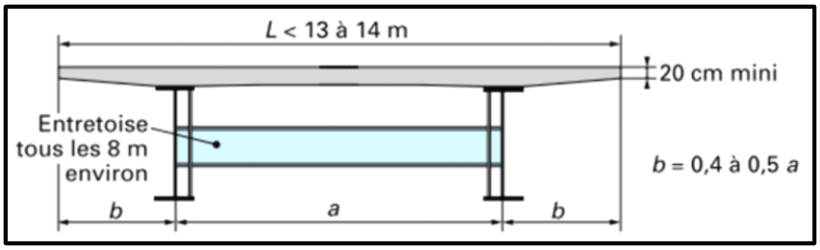


Figure III.1: Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

1.5 m ≤ a ≤ 0.55 L → On opte pour : a = 5 m, par conséquence : b = 2 m.

III.3.1.3. Conception des poutres principales

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

Tableau III.1: Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur sur pile	H = L/25	2 000
Hauteur à la clé	L/50 ≤ H‘ ≤ L/40	1 200
Loi de variation parabolique de H	$\mathbf{H(x) = H - 2 \times (H - H').\left(\frac{x}{l}\right) + (H - H').\left(\frac{x}{l}\right)^2}$	
Epaisseur de l’âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inferieure sur pile	500 mm ≤ b_i ≤ 1 200 mm	900
Largeur semelle supérieure sur pile	400 mm ≤ b_s ≤ 800 mm	700
Largeur semelle inferieure à la clef	500 mm ≤ b_i ≤ 1 200 mm	700
Largeur semelle supérieure à la clef	400 mm ≤ b_s ≤ 800 mm	500
Epaisseur de la semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

III.3.1.4. Conception des entretoises

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

Au stade du pré-dimensionnement, on pourra prévoir un IPE400 avec un espacement de e = 6.2 m, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.2: Pré-dimensionnement des entretoises.

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

III.3.1.5. Choix de la nuance d’acier

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

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

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

III.3.1.7. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➢ **Conception des piles :**

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

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

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

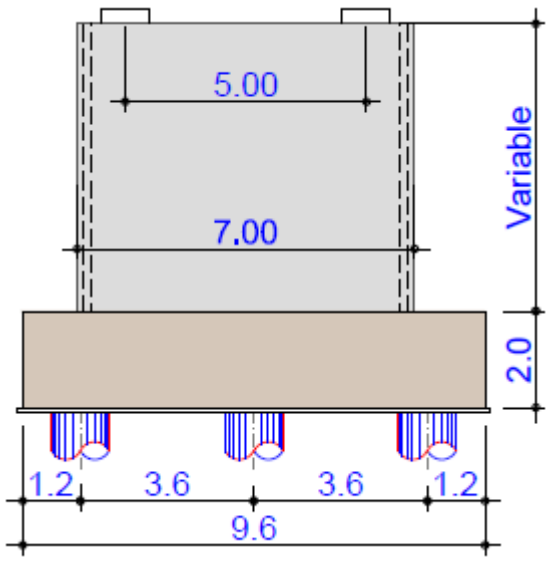
- Critères géométriques.
- Critères économique.
- Critères esthétiques.
- Critères mécaniques.

On opte pour des piles en formes de voile.

➢ **Conception des fondations :**

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

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

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	1.60	
	Longueur	7.00	
	Hauteur	H_{P1} = 5.20 H_{P2} = 7.50 H_{P3} = 6.45	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	9.60	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	6	
	Profondeur	17.00	
	Entraxe	3.60	

➢ Conception des culées :

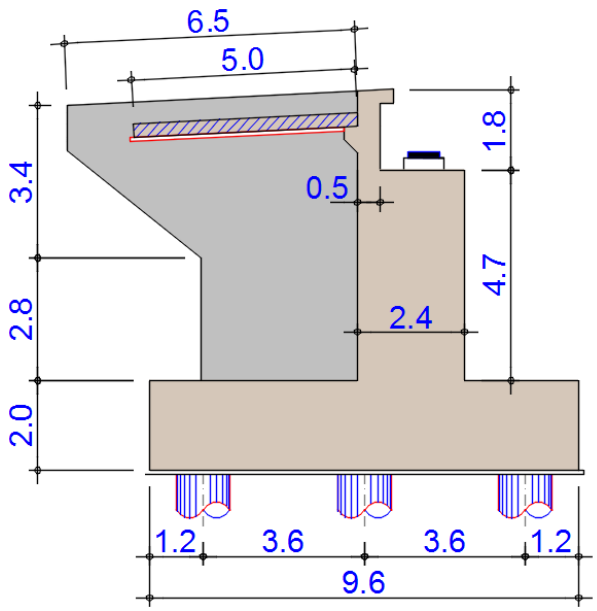
Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

On distingue plusieurs familles de culées :

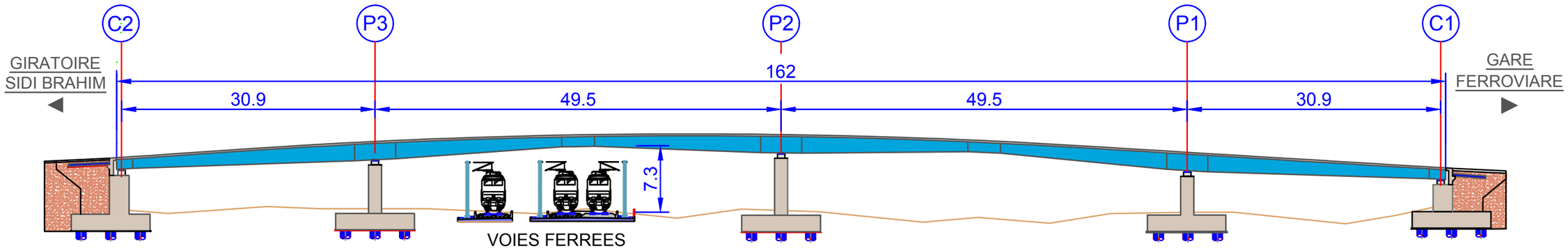
- Les culées enterrées.
- Les culées en terre armée.
- Les culées remblayées.
- Les culées contrepoids.
- Les culées creuses.

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

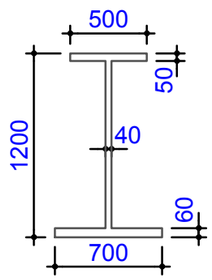
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{C1} = 3.30 H_{C2} = 4.70	
	Longueur	9.00	
	Épaisseur	2.40	
Mur en retour	Épaisseur	0.80	
Mur garde grève	Hauteur	1.80	
	Longueur	7.40	
	Épaisseur	0.50	
Dalle de transition	Longueur	5.00	
	Epaisseur	0.30	
	Largeur	6.00	
Semelles	Largeur	9.60	
	Longueur	9.60	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	9	
	Profondeur	21.00	
	Entraxe	3.60	

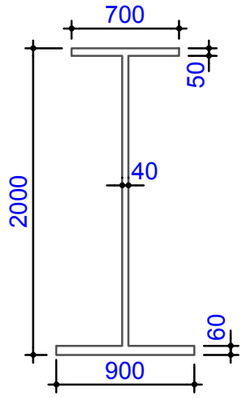
COUPE LONGITUDINALE Ech:1/500



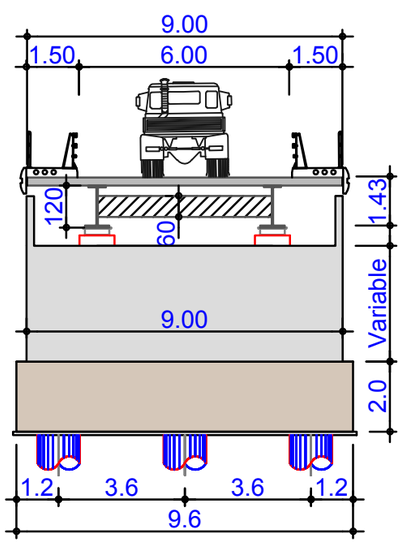
POUTRE A LA CLEF Ech:1/40



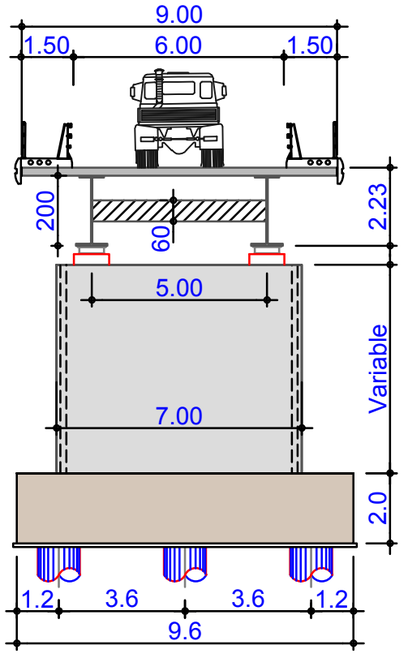
POUTRE SUR PILE Ech:1/40



COUPE SUR CULEE Ech:1/175



COUPE SUR PILE Ech:1/175



ENTRETOISE Ech:1/25

VUE EN PLAN Ech:1/500

THÈME : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC C A L'ENTREE D'ANNABA DU PK 00 + 117.93 AU PK 00 + 279.93	CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 01 : Pont Mixte Bi-poutre	Page : 21	ENSTP

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

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

III.3.2.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs en béton précontraint composé de deux travées principales de 49.5 m de longueur et deux travées de rives de 31.5 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 162 m.

- **Découpage des voussoirs :**

Il dépend des moyens du transport, on prend 2.30 m pour les voussoirs courants et 2.10 m pour les voussoirs sur pile et 1.65 m pour les voussoirs sur culée. En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre de voussoirs : **N = 73**.

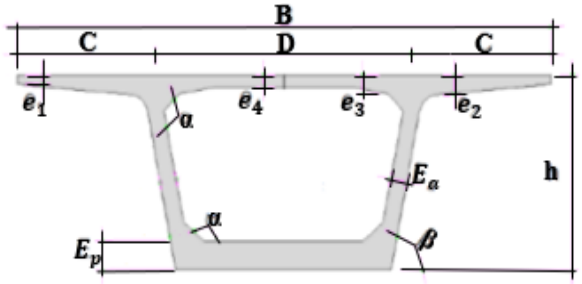
Composé de 3 voussoirs sur pile, 4 voussoirs de clavage (2 voussoirs de 1.4 m et 2 voussoirs de 1.2 m), 64 voussoirs courants et 2 voussoirs sur culée.

III.3.2.2. Conception transversale

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

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

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

Eléments	Ration usuel	Valeur	Notations
Hauteur	L/25 < h < L/20	230 cm	
Largeur	B	900 cm	
C	B/4	225 cm	
D	B - 2C	450 cm	
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	20 cm	
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	35 cm	
e_3	$e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1.5\ e_4$	45 cm	
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm	
Inclinaison	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	23 %	
E_a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	50 cm	
E_p	$E_p \geq$ (18 cm, 3ϕ , $e_a/3$)	35 cm	
Gousset supérieur	30° < α < 45°	30°	
G. inférieur	30° < α < 45°	30°	

III.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

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

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

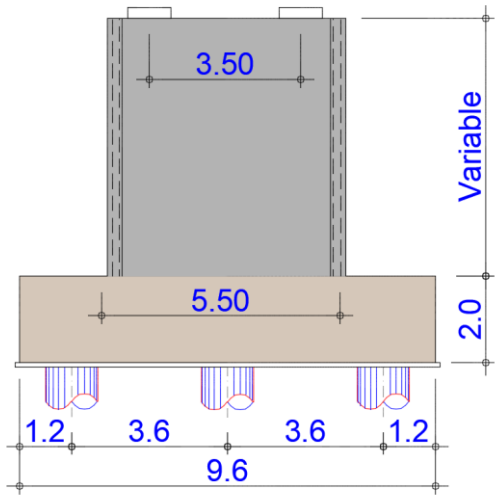
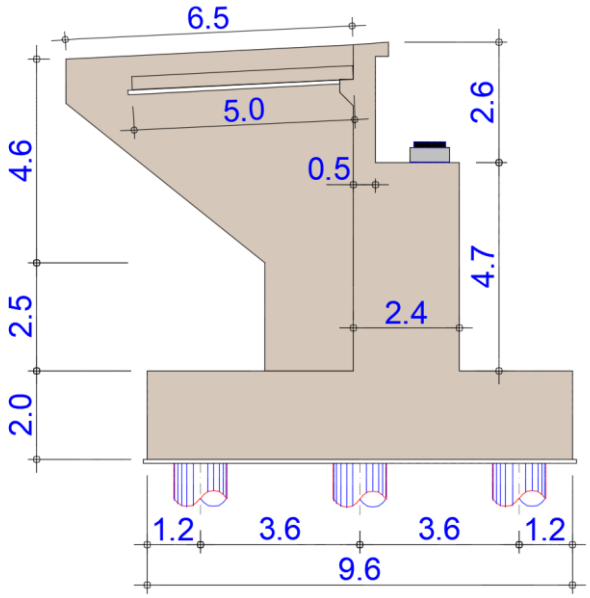
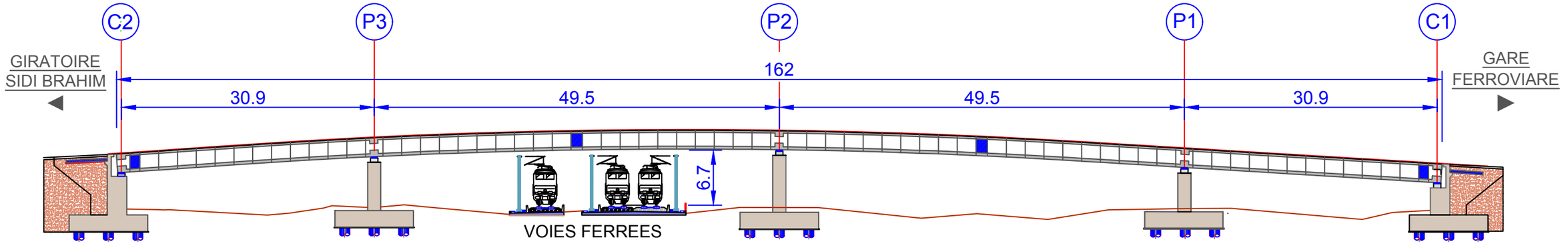
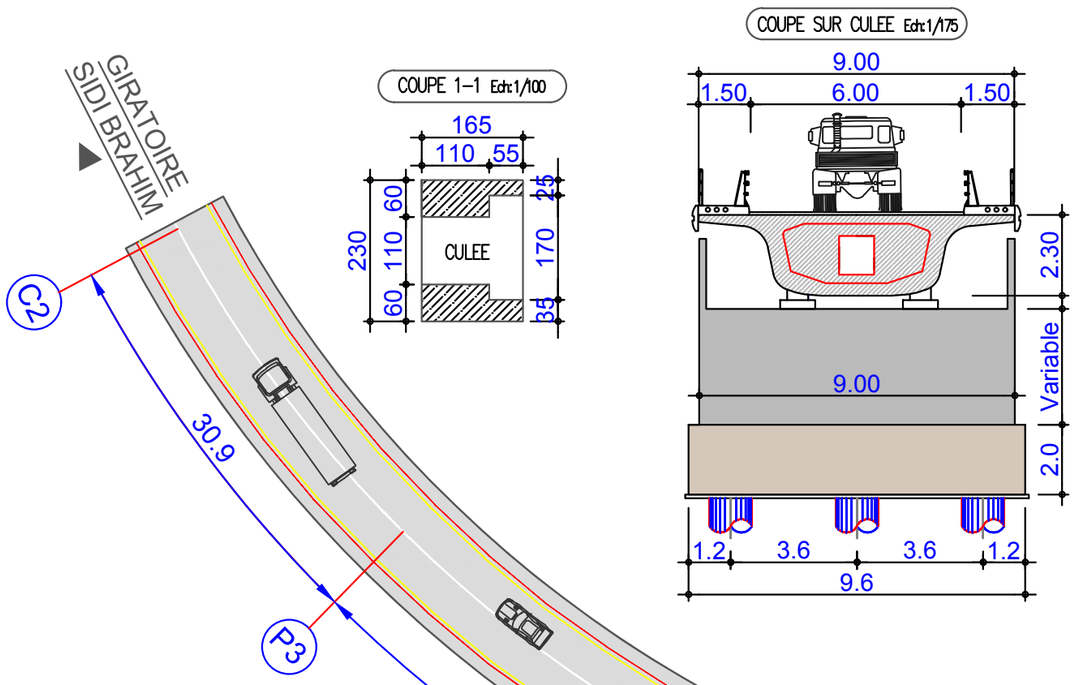
Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	1.60	
	Longueur	5.50	
	Hauteur	H_{P1} = 5.20 H_{P2} = 7.50 H_{P3} = 6.45	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	9.60	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	9	
	Profondeur	17.00	
	Entraxe	3.60	

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

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{C1} = 3.30 H_{C2} = 4.70	
	Longueur	9.00	
	Épaisseur	2.40	
Mur en retour	Épaisseur	0.80	
Mur garde grève	Hauteur	2.60	
	Longueur	7.40	
	Épaisseur	0.50	
Dalle de transition	Longueur	5.00	
	Epaisseur	0.30	
	Largeur	6.00	
Semelles	Largeur	9.60	
	Longueur	9.60	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	9	
	Profondeur	21.00	
	Entraxe	3.60	

COUPE LONGITUDINALE Ech:1/500

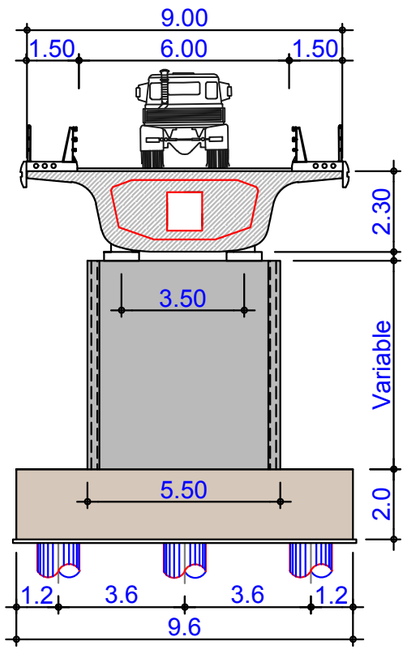




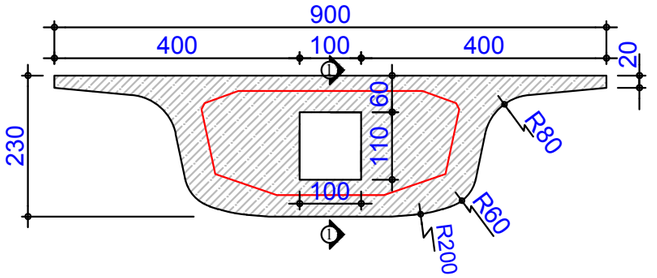
COUPE 1–1 Ech:1/100

COUPE SUR CULEE Ech:1/175

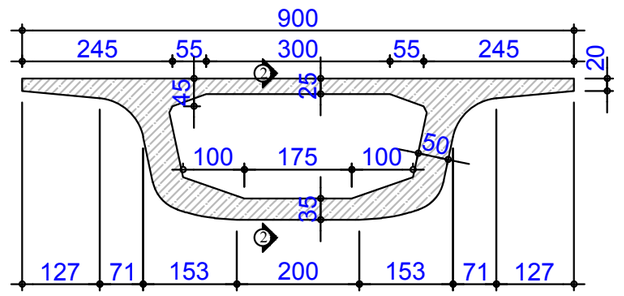
COUPE SUR PILE Ech:1/175



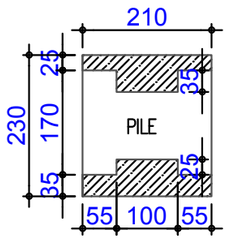
COUPE SUR VSP Ech:1/100



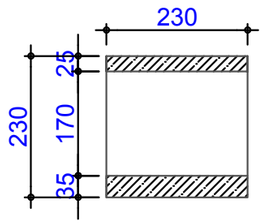
COUPE SUR V.COURANT Ech:1/100



COUPE 1–1 Ech:1/100



COUPE 2–2 Ech:1/100



VUEN EN PLAN Ech:1/500

III.4. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES DEUX TABLIERS

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

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

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	684.00	55 000.00	37 620 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	2 052.00	2 500.00	5 130 000.00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	36	45 000.00	1 620 000.00
1/4	Recepage des pieux	U	36	25 000.00	900 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**49 270 000.00**
Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	38.00	9 500.00	361 000.00
2/3	Béton RN 30 pour semelles (piles. culées) et dalles de transition	M3	733.00	14 000.00	10 262 000.00
2/4	Béton RN 30 pour piles	M3	170.00	15 000.00	2 550 000.00
2/5	Béton RN 30 pour culées	M3	281.00	15 000.00	4 215 000.00
2/6	Béton RN 35 pour dalle	M3	336.00	17 500.00	5 880 000.00
TOTAL (Poste 2)					**23 268 000.00**
Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E500 pour infrastructure	T	150.00	125 000.00	18 750 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E500 pour la dalle	T	60.00	125 000.00	7 500 000.00
3/3	Acier charpente métallique tablier	T	368.00	320 000.00	117 760 000.00
3/5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	368.00	80 000.00	29 440 000.00

TOTAL (Poste 3)	**173 450 000.00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art				
4/1	Amenée du matériel. installation de chantier	F	30 000 000.0	30 000 000.00
	Repli du matériel			
	Débroussaillage et essartage/Abattage. arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage de la terre végétale			
	Etudes d'exécution			
4/2	Échafaudage pour le montage du tablier	F	10 000 000.0	10 000 000.00
TOTAL (Poste 4)				**40 000 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**285 988 000.00**
T V A 19 %	**54 337 720.00**
TOTAL EN TTC	**340 325 720.00**
Trois cent quarante millions trois cent vingt-cinq mille sept cent vingt Dinars Algérien	

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

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	837.00	55 000.00	46 035 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	2 511.00	2 500.00	6 277 500.00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	45.00	45 000.00	2 025 000.00
1/4	Recepage des pieux	U	45.00	25 000.00	1 125 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**59 462 500.00**

Poste 2 : Béton

2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	48.00	9 500.00	456 000.00
2/3	Béton RN 30 pour semelles (piles. culées) et dalles de transition	M3	940.00	14 000.00	13 160 000.00
2/4	Béton RN 30 pour piles	M3	170.00	15 000.00	2 550 000.00
2/5	Béton RN 30 pour culées	M3	281.00	15 000.00	4 215 000.00
2/6	Béton RN 45 pour voussoirs	M3	1 007.00	36 000.00	36 252 000.00
TOTAL (Poste 2)					**56 633 000.00**

Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	172.00	125 000.00	21 500 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour la dalle	T	177.00	125 000.00	22 125 000.00
3/3	Acier de précontrainte post tension pour voussoir	T	41.00	480 000.00	19 680 000.00
3/5	Acier de précontrainte de construction pour montage des voussoirs	T	292.00	14 000.00	4 088 000.00
TOTAL (Poste 3)					**67 393 000.00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art				
4/1	Amenée du matériel. installation de chantier :	F	30 000 000.00	30 000 000.00
	Repli du matériel			
	Débroussaillage et essartage/Abattage. arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage de la terre végétale			
	Etudes d'exécution			
4/2	Échafaudage pour le montage du tablier	F	10 000 000.00	10 000 000.00
TOTAL (Poste 4)				**40 000 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**223 488 500.00**
T V A 19 %	**42 462 815.00**
TOTAL EN TTC	**265 951 315.00**
Deux cent soixante-cinq millions neuf cent cinquante et un mille trois cent quinze Dinars Algérien	

III.5. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

Tableau III.10 : Analyse des variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N°01 : Pont mixte bipoutre.	**1**-La possibilité de franchir des grandes portées. **2**-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3**-La rapidité d'exécution.	**1**-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. **2**-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. **3**-Un cout très élevé. **4**-Entretien périodique. **5**-La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnent de l'ouvrage.
Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	**1**-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. **2**-Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour. **3**-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **4**-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	**1**-Le poids est très important (tablier assez épais). **2**-L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. **3**-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

III.6. CONCLUSION

Le pré-dimensionnement des deux variantes et l'analyse muletières de celles-ci m'on orienter vers la solution la plus avantageuse économiquement : la variante 02.

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

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

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

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

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

1. Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2. Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
3. RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4. RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5. Fascicule 62 : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
6. Document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARECTERESTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

- Pour la superstructure, le béton est dosé à 450 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec : f_{c28} **= 45 MPa** et f_{t28} **= 3.3 MPa.**
- Pour l'infrastructure, le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec : f_{c28} **= 30 MPa** et f_{t28} **= 2.4 MPa**.

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

IV.3.2. Armatures

IV.3.2.1. Armatures passives

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

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

IV.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **15T15 TBR.**

- Résistance ultime : f_{prg} = 1 860 MPa
- Limite élastique : f_{peg} = 1 674 MPa
- Module d'élasticité : E_p = 190 000 MPa
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ = 140 mm²
- Section d'un câble : A_p = 2 100 mm²
- Diamètre du gain : Φ = 90.00 mm

- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : ρ = 2.5 %
- Coefficient de recul d'encrage : g = 2 mm

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

➢ **Contraintes admissibles à la compression :**

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

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

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

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

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

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

➢ **Déformation longitudinale du béton :**

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

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

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

IV.3.3.2. Armatures

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

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

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

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

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

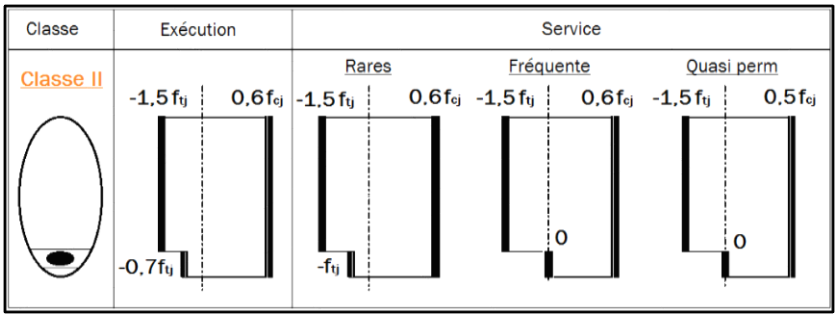


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. EVATUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Actions permanentes : Poids des voussoirs Pv

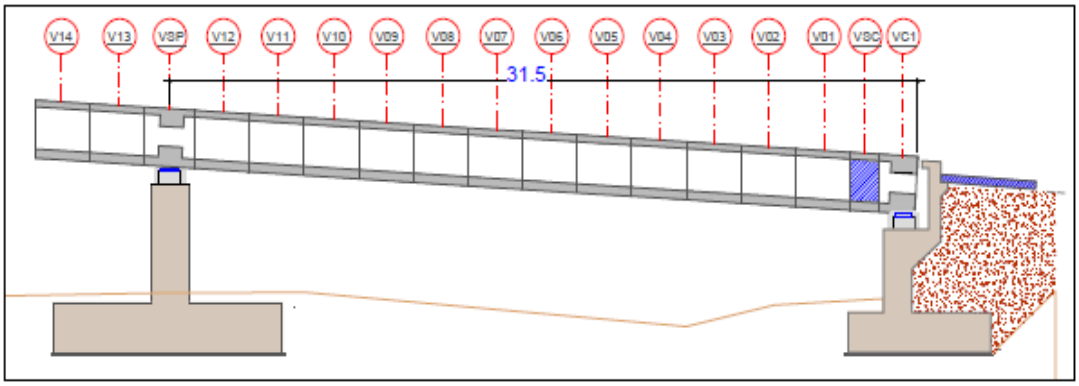


Figure IV.2 : Numération des voussoirs de la travée de rive.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

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

N° Voussoir	L Voussoir (m)	Section (m^2)	Poids (kN)	N° voussoir	L voussoir (m)	Section (m^2)	Poids (kN)
VC1	1.10	11.22	308.55	V07	2.30	6.05	347.88
	0.55	6.05	83.19	V08	2.30	6.05	347.88
VSC	1.20	6.05	181.50	V09	2.30	6.05	347.88
V01	2.30	6.05	347.88	V10	2.30	6.05	347.88
V02	2.30	6.05	347.88	V11	2.30	6.05	347.88
V03	2.30	6.05	347.88	V12	2.30	6.05	347.88
V04	2.30	6.05	347.88	1/2VSP	0.55	6.05	83.19
V05	2.30	6.05	347.88		0.50	11.22	140.25
V06	2.30	6.05	347.88	**Poids total (kN)**		**4 971.24**	

Poids total des voussoirs du tablier : **25 174.62 kN.**

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

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

Eléments	Densité (kN/m^3)	Poids (kN/ml)	Poids (kN)
Trottoir	25	18.75	3 037.50
Glissière de Sécurité	/	1.20	194.40
Garde-corps	/	1.00	162.00
Revêtement en BB	24	11.52	1866.24
Corniches	25	4.55	737.10
Poids CCP	/	37.02	5 997.24
		Poids total Gv	**25 174.62**
		Poids total Gv + Gccp	**31 171.86**

IV.4.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. (selon le tableau 3.2 /RCPR)

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

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

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

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont

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

Tableau IV.5 : Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	6 m
Largeur chargeable	5 m
Nombre de voie	2
Largeur d'une voie	2.5 m

- **Classe de pont :** le viaduc C : est de classe 1 car c'est un pont urbain qui se trouve à côté d'une zone industrielle et il supporte une brettelle. **(Selon Article 4.3/RCPR).**
- **Les cas de chargement :**

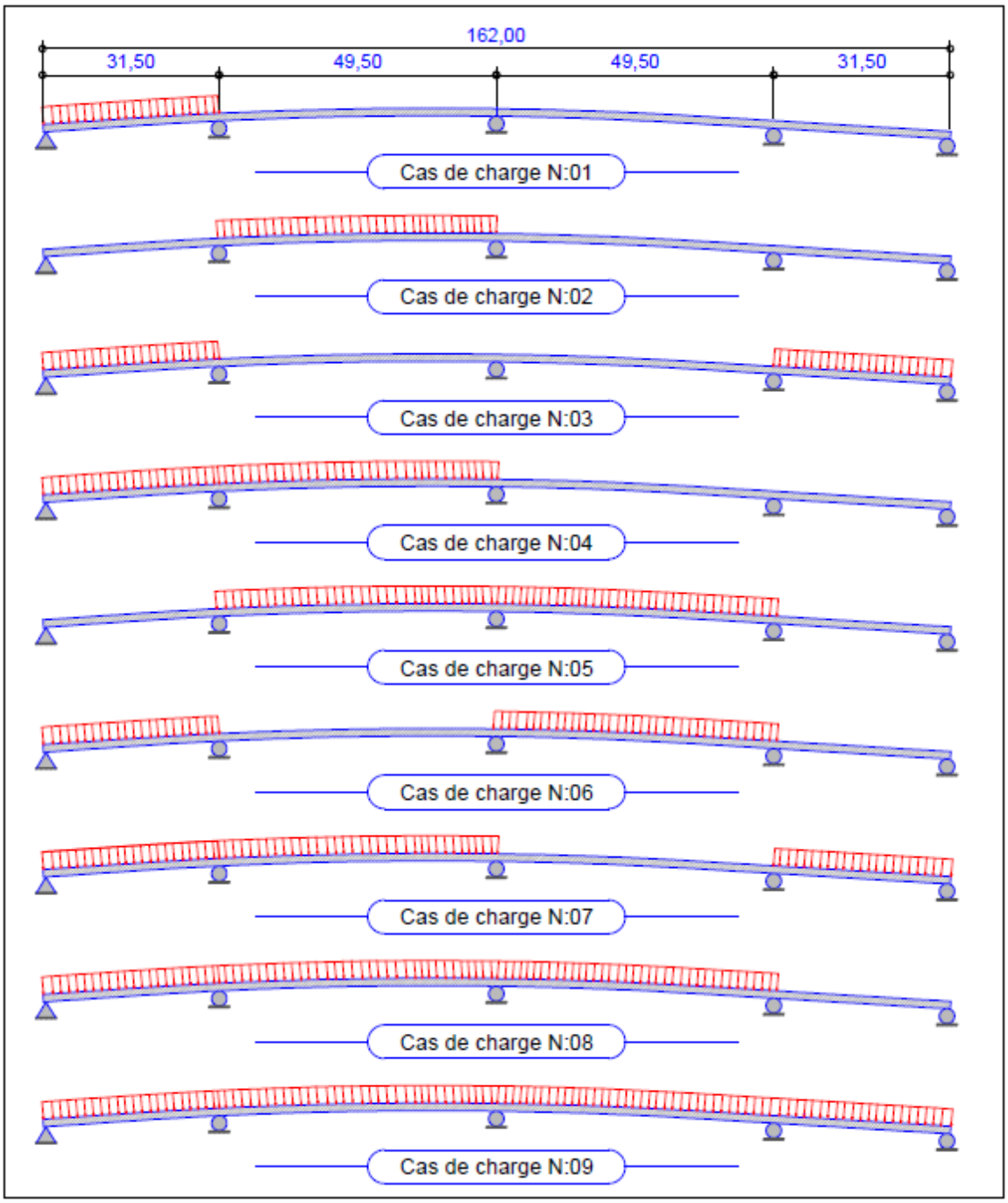


Figure IV.3 : Les 9 cas de charge possibles.

IV.4.2.3. Système de charge A

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

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par le coefficient a_1 du Tableau IV.6.

Tableau IV.6 : Coefficient a_1.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
1	**1**	**1**	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie et, v_0= 3.50 m, donc a_2 = 1.4.

Les résultats sont résumés dans le Tableau IV.7.

Tableau IV.7 : Valeurs de A(l) pour les 9 cas possibles.

Cas de charge	**L (m)**	**A_1 = A(l) (kN/m²)**	**$A_2 = a_2A_1$ (kN/m²)**	**A(l) en fonction de n° des voies chargées (kN/ml)**	
				1 voie	**2 voies**
Cas 1	30.90	10.69	14.97	37.43	74.85
Cas 2	49.50	8.15	11.41	28.53	57.05
Cas 3	61.80	7.18	10.05	25.13	50.25
Cas 4	80.40	6.20	8.68	21.70	43.40
Cas 5	99.00	5.54	7.76	19.40	38.80
Cas 6	80.40	6.20	8.68	21.70	43.40
Cas 7	111.30	5.22	7.31	18.28	36.55
Cas 8	129.90	4.84	6.78	16.95	33.90
Cas 9	160.80	4.38	6.13	15.33	30.65

IV.4.2.4. Système de charge B

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

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

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

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

Tableau IV.8 : Les valeurs de b_c.

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

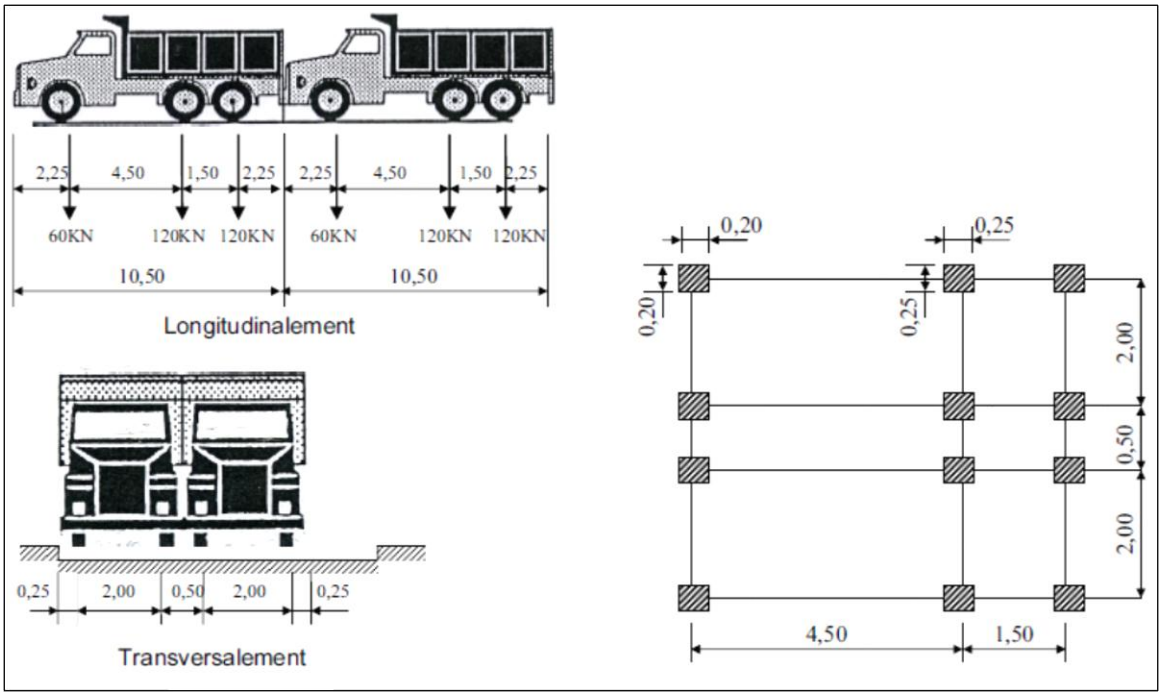


Figure IV.4 : Système de chargement Bc.

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

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

Tableau IV.9 : Les valeurs de bt.

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

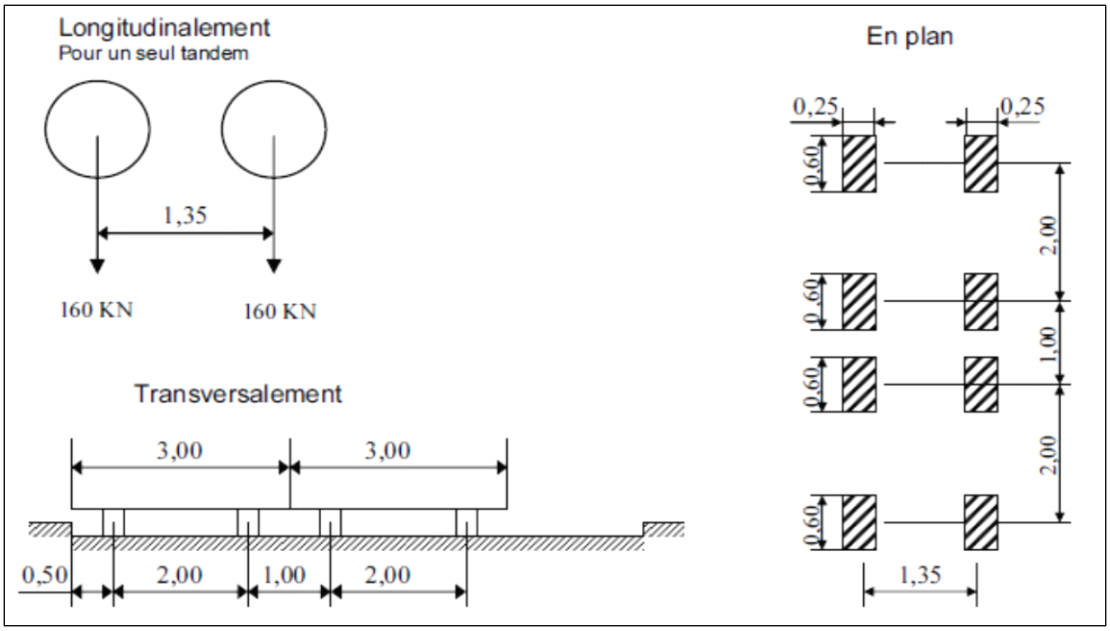


Figure IV.5 : Système de chargement B_t.

IV.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique

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

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

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

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

Tableau IV.10 : Les valeurs de δ.

Système de chargement	δ
B_c	1.086
B_t	1.065

IV.4.2.6. Efforts de freinage

- **Système de charge B_c :**

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

- **Système de charge A :**

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

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

Donc : $F_{max\text{-}2voies}$ = 216.03 kN.

IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120

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

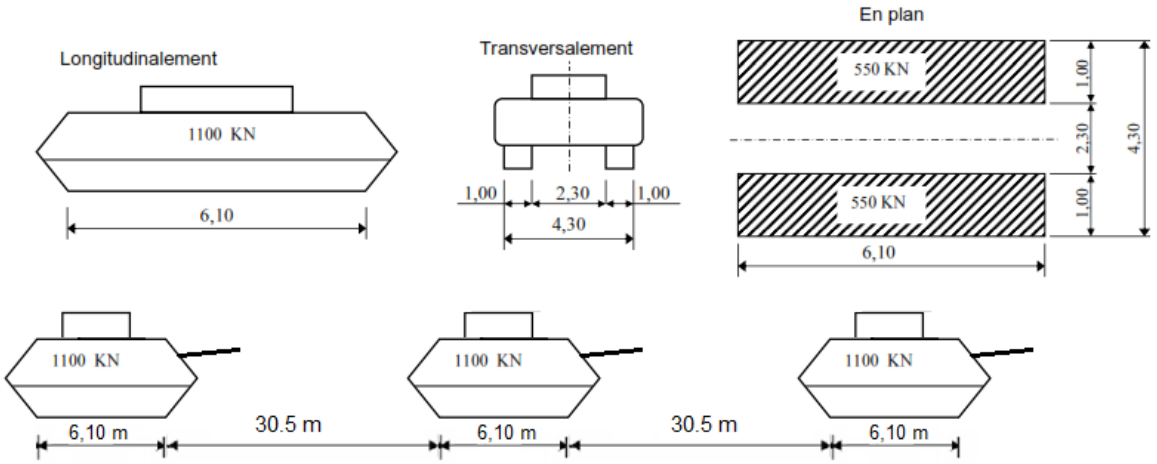


Figure IV.6 : Convoi de charge Mc 120.

Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient δ, qui est égal 1.081.

IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240

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

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

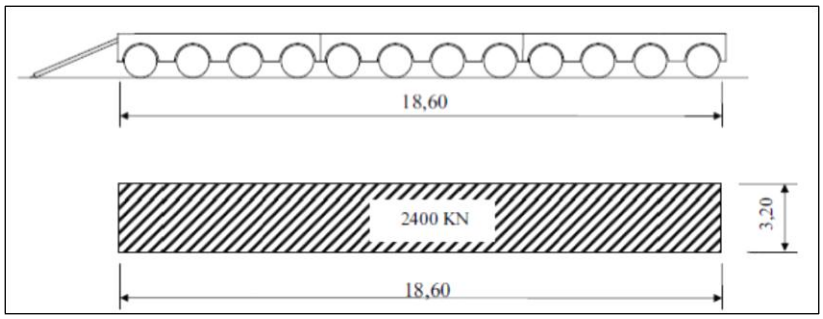


Figure IV.7 : Convoi exceptionnel D240.

IV.4.2.9. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1.5 kN/m^2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

IV.5. CONCLUSION

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

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

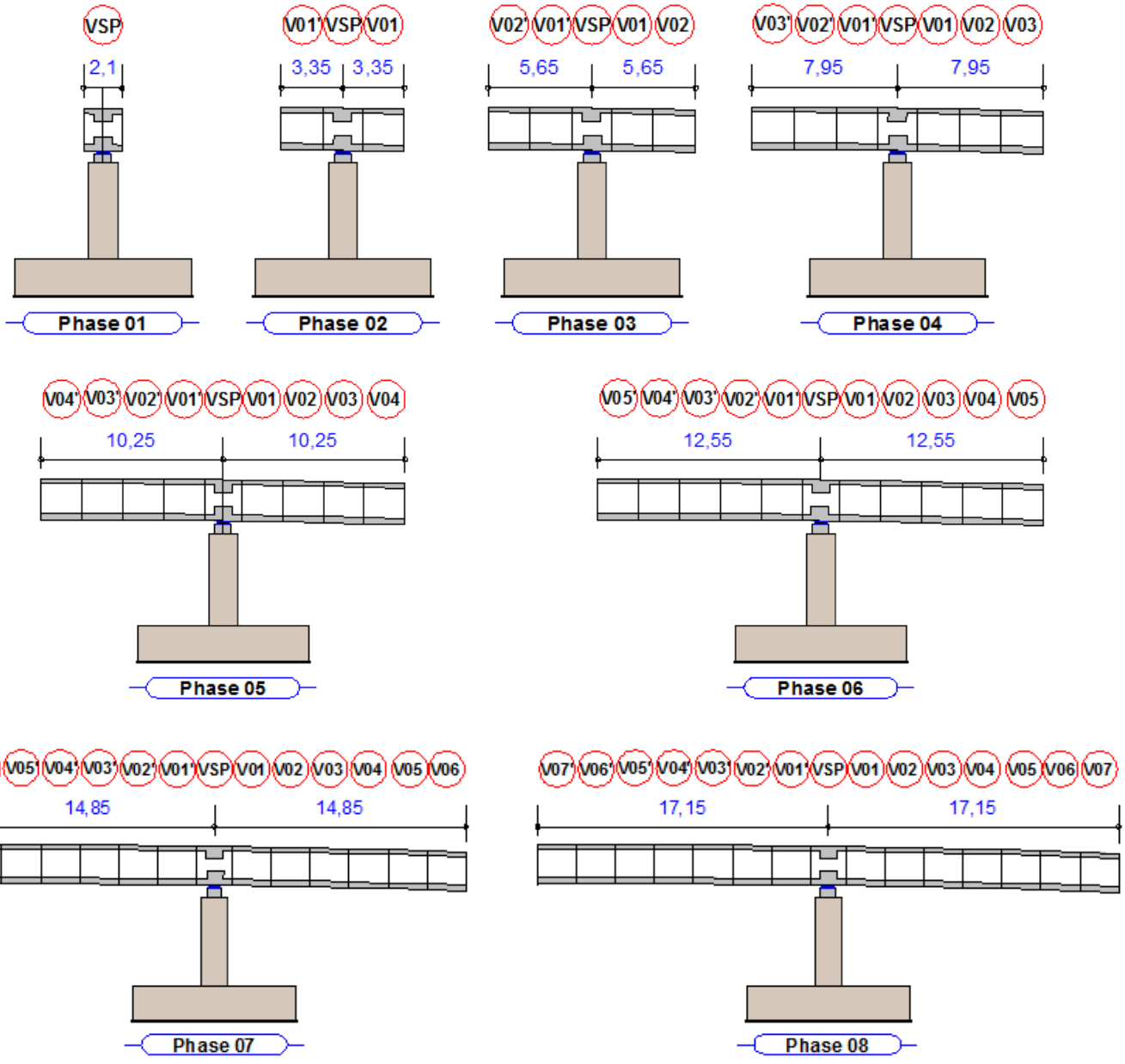
V.1. INTRODUCTION

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

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

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

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



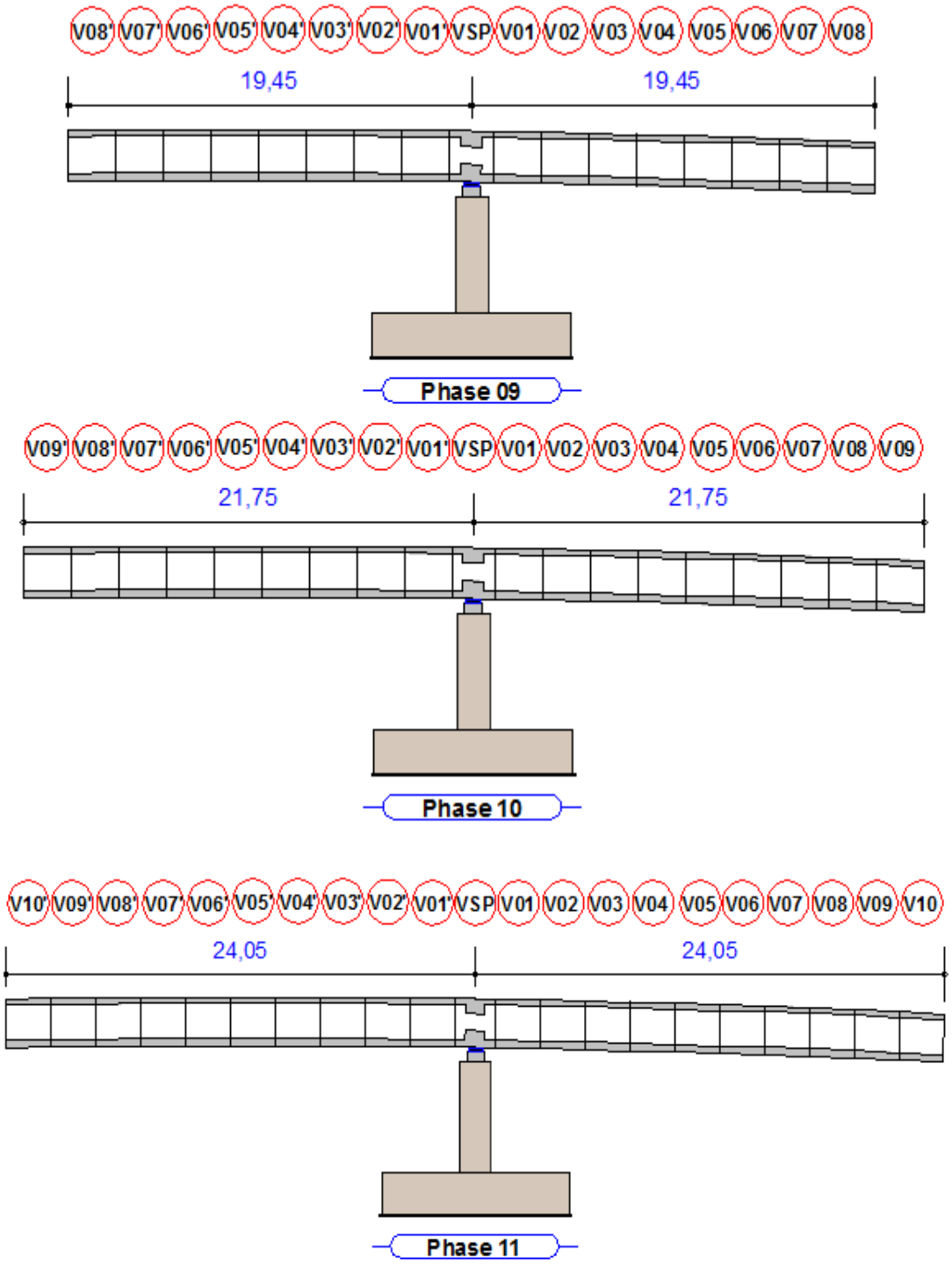


Figure V.1 : Les phases de réalisation d'un fléau.

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

V.2.2.1. Poids propre du fléau

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

Gmax = G × 1.02

Gmin = G × 0.98.

V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie de 200 N/m^2 sur un demi- fléau : Qpra1 = 1.8 kN/ml.
- Une charge concentrée de (50 + 5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir : Qpra2 = 95 kN.

V.2.2.3. Effet vertical du vent

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

V.2.2.4. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose Fa est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

$$\mathbf{Fa = G_{voussoir} \times 2} = -\ 695.74 \text{ kN}.$$

V.2.3. Combinaisons d'action

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

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

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

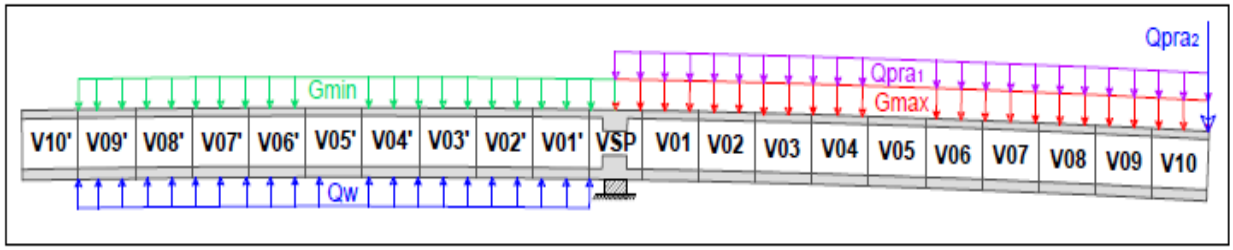


Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

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

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

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

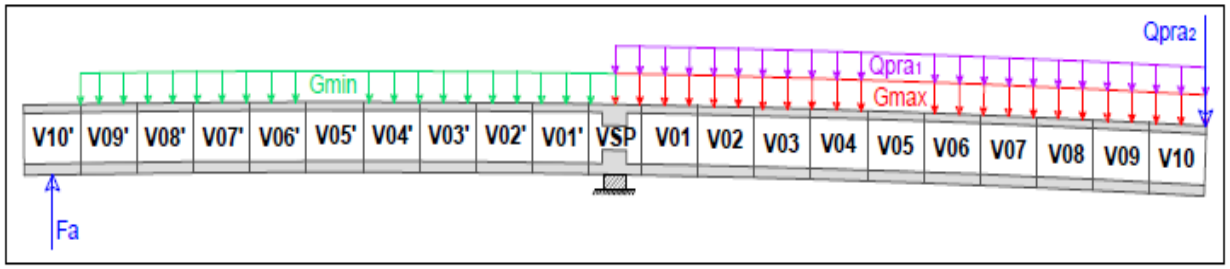


Figure V.3 : Situation accidentelle à considérer.

V.2.4. Evaluation des efforts

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

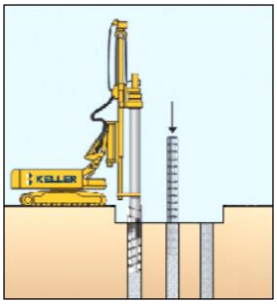
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

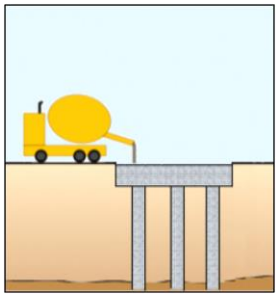
Phase	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)
Axe VSP	51.38	**4.25**	42.67	3.50	50.69	4.21	41.98	3.47
Fin VSP	47.15	4.00	39.18	3.30	46.49	3.96	38.52	3.27
Fin V01	38.40	3.61	31.95	2.98	37.81	3.58	31.36	2.95
Fin V02	30.60	3.22	25.54	2.66	30.09	3.19	24.99	2.63
Fin V03	23.70	2.83	19.79	2.35	23.26	2.80	19.35	2.32
Fin V04	17.67	2.45	14.81	2.03	17.30	2.42	14.42	2.00
Fin V05	12.50	2.06	10.50	1.71	12.20	2.03	10.20	1.68
Fin V06	8.22	1.67	6.95	1.39	7.99	1.64	6.71	1.36
Fin V07	4.83	1.28	4.11	1.07	4.66	1.26	3.94	1.05
Fin V08	2.33	0.89	2.01	0.76	2.22	0.87	1.90	0.73
Fin V09	0.72	0.51	0.64	0.44	0.66	0.48	0.58	0.41
Fin V10	51.38	118.74	0.00	0.12	0.00	0.09	0.00	0.09

V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

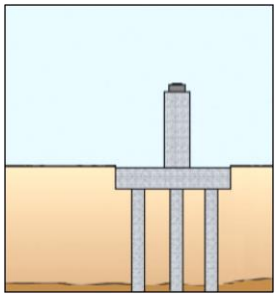
V.3.1. Phases de réalisation du viaduc



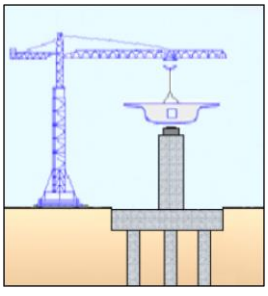
01 Réalisation des pieux.



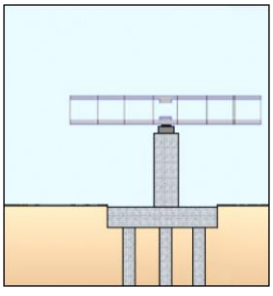
02 Réalisation de la semelle.



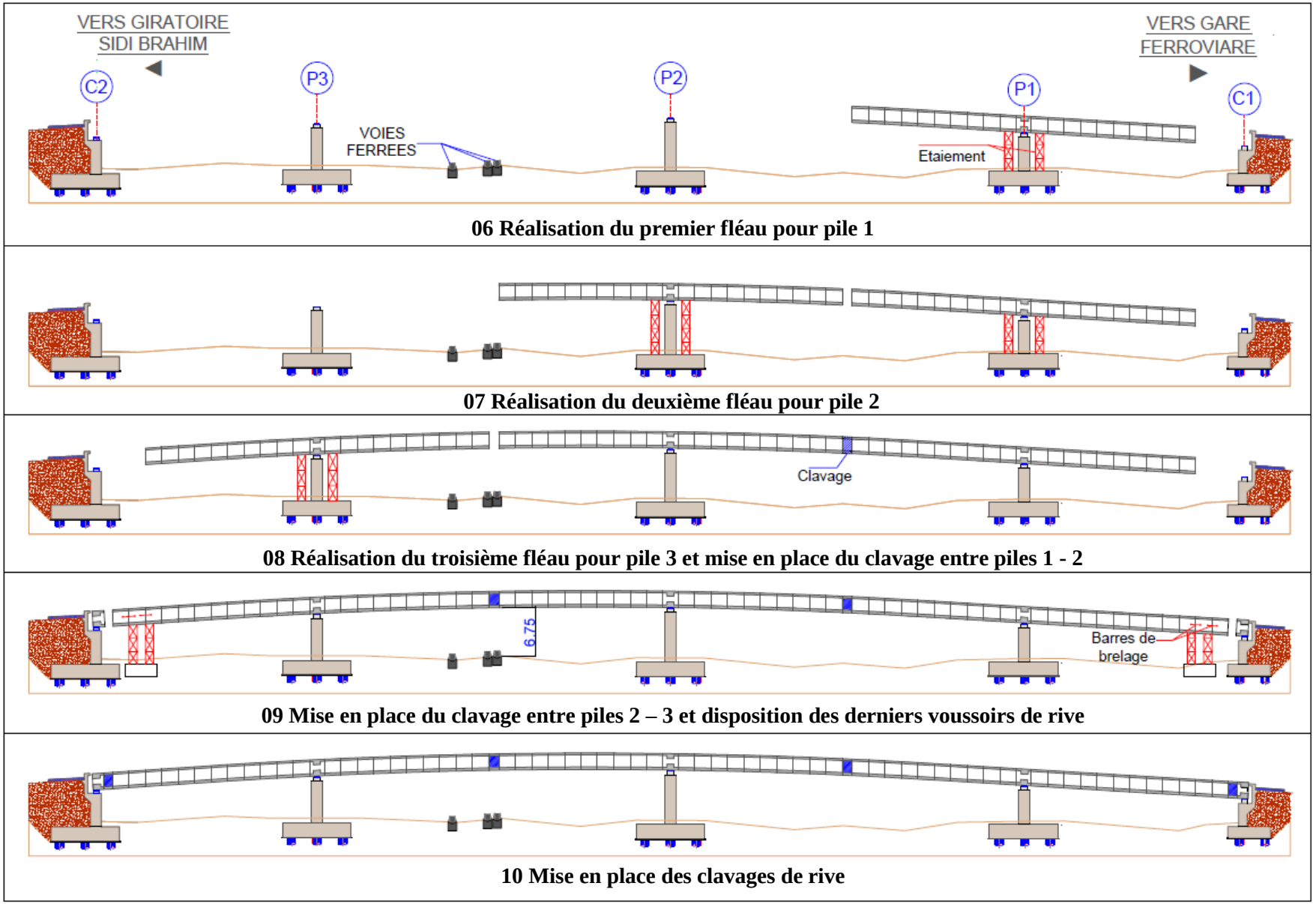
03 Réalisation de la pile.



04 Mise en place du 1er voussoir sur pile.



05 Disposition des voussoirs.



06 Réalisation du premier fléau pour pile 1

07 Réalisation du deuxième fléau pour pile 2

08 Réalisation du troisième fléau pour pile 3 et mise en place du clavage entre piles 1 - 2

09 Mise en place du clavage entre piles 2 – 3 et disposition des derniers voussoirs de rive

10 Mise en place des clavages de rive

Figure V.4 : Les phases de construction du viaduc C.

V.3.2. Modélisation

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

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

V.3.3. Combinaisons d'action

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

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

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

V.3.4. Résultats

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

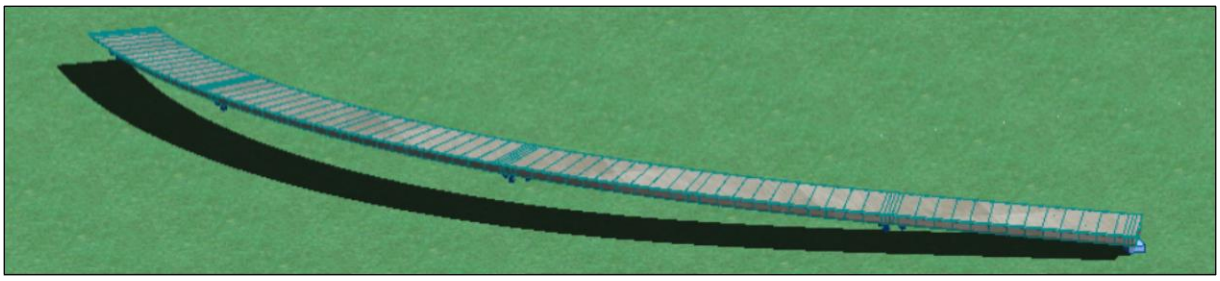


Figure V.5 : Modèle de calcul.

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

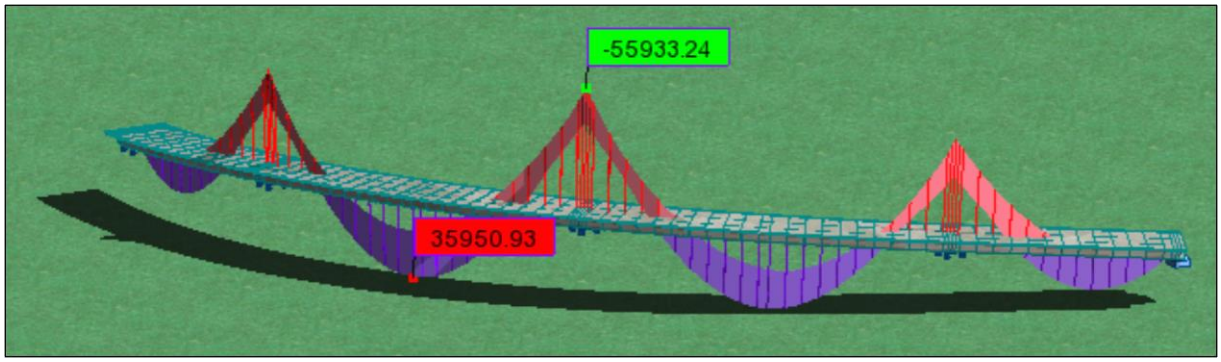


Figure V.6 : M_{Max} à l'ELS (enveloppe des combinaisons).

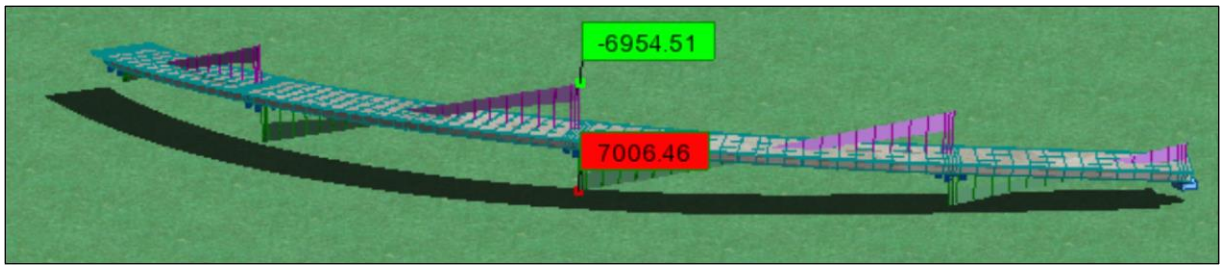


Figure V.7 : T_{Max} à l'ELS (G + D240).

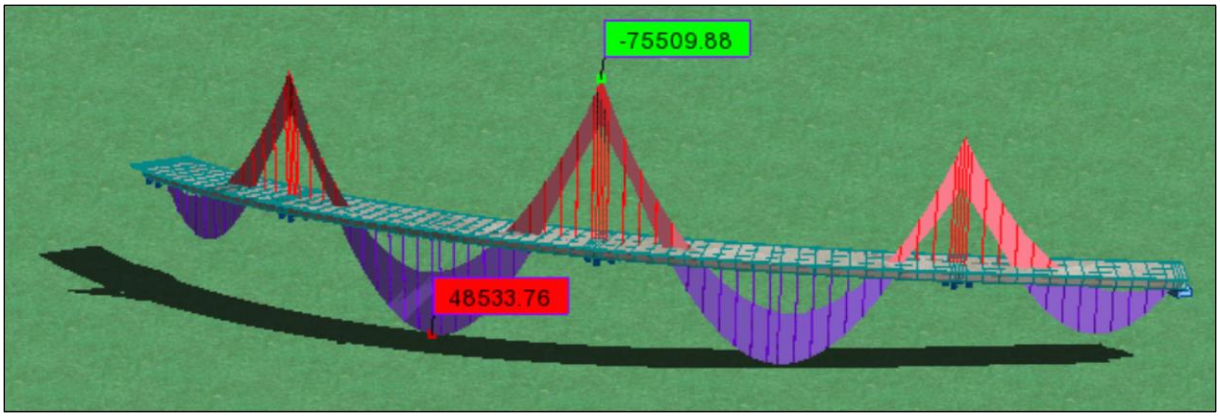


Figure V.8 : M_{Max} à l'ELU (enveloppe des combinaisons).

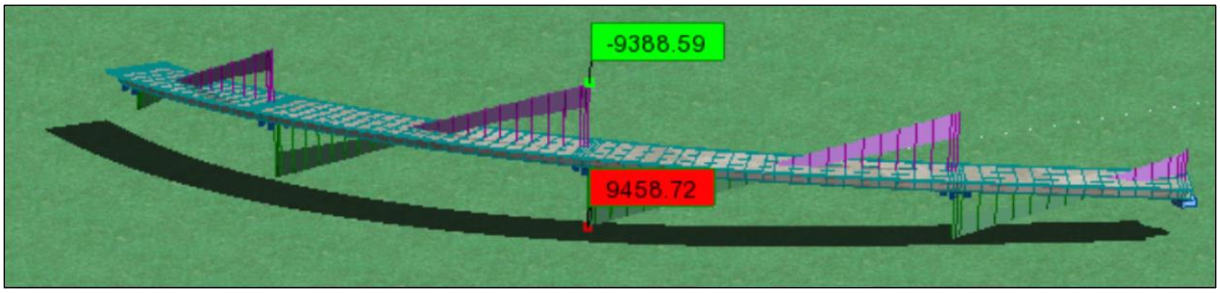


Figure V.9 : T_{Max} à l'ELU 1.35 (G + D240).

V.4. CONCLUSION

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

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

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

VI.1.1. Les câbles de fléau

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

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

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

VI.1.2. Les câbles de continuités

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

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

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

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

Avec :

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

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

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

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble15T15}}$; $s = 2\,100$ mm^2 ; $P_0 = 3\,125$ kN.

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

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

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

Avec :

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

Application Numérique :

M = 51 381.22 kN.m (Combinaison de charge A1- Axe VSP ; Voir chapitre V)
d = 0.15 m
$I = 5.38\ m^4$
S = 11.22 m
v = 0.98 m

P = 38 946.21 kN
D'où : $n \geq 16.62$
On prend : **n = 20 câbles de 15T15**

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

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

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

Phase	x (m)	M (MN.m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Axe VSP	0	51 381.22	11.22	5.38	0.98	0.83	38.95	16.62	**20**
Fin VSP	1.05	47 153.55	6.05	4.13	0.93	0.78	31.14	13.29	**20**
Fin V01	3.35	38 395.69	6.05	4.13	0.93	0.78	25.36	10.82	**20**
Fin V02	5.65	30 604.28	6.05	4.13	0.93	0.78	20.21	8.63	**18**
Fin V03	7.95	23 698.65	6.05	4.13	0.93	0.78	15.65	6.68	**16**
Fin V04	10.25	17 666.27	6.05	4.13	0.93	0.78	11.67	4.98	**14**
Fin V05	12.55	12 503.16	6.05	4.13	0.93	0.78	8.26	3.52	**12**
Fin V06	14.85	8 224.30	6.05	4.13	0.93	0.78	5.43	2.32	**10**
Fin V07	17.15	4 833.96	6.05	4.13	0.93	0.78	3.19	1.36	**8**
Fin V08	19.45	2 330.67	6.05	4.13	0.93	0.78	1.54	0.66	**6**
Fin V09	21.75	718.63	6.05	4.13	0.93	0.78	0.47	0.20	**4**
Fin V10	24.05	0.00	6.05	4.13	0.93	0.78	0.00	0.00	**2**

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

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

Avec :

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

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

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

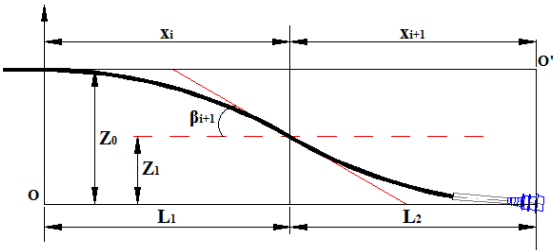


Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles.

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

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

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

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

Dans ce fléau, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés : $X_i = X_{i+1}$.

VI.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

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

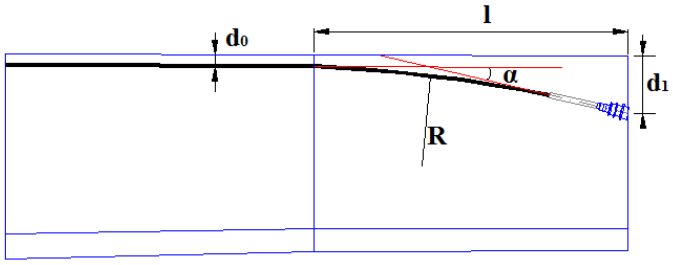


Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles.

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

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

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

Avec :

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

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

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

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_F 01 - C_F 02 - C_F 06	Rectiligne					
C_F 03 - C_F 04 - C_F 07 - C_F 08	0.18	0.09	1.15	7.35	0.155	0.18 - 0.0681 x^2
C_F 05 - C_F 09 - C_F 10	0.36	0.18	2.3	14.69	0.155	0.36 - 0.0340 x^2

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_F 01	Rectiligne					
C_F 02 - C_F 03 - C_F 04 - C_F 05	2.3	0.33	0.6	9.79	0.215	0.33 + 0.051 x^2
C_F 06 - C_F 07 - C_F 08 - C_F 09 - C_F 10	2.3	0.15	0.6	5.87	0.319	0.15 + 0.085 x^2

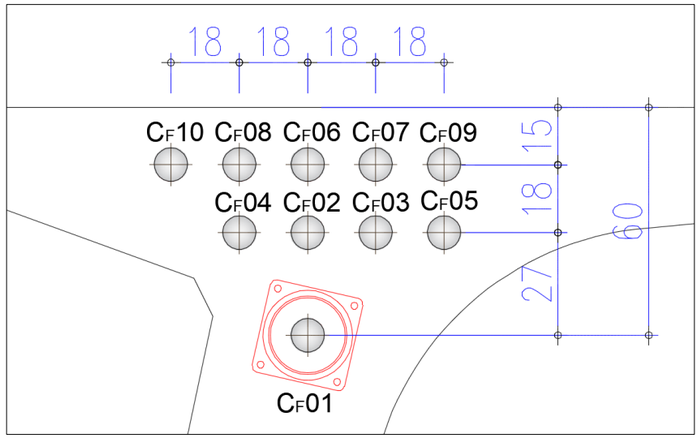


Figure VI.3 : Disposition des câbles de fléau au niveau du V01.

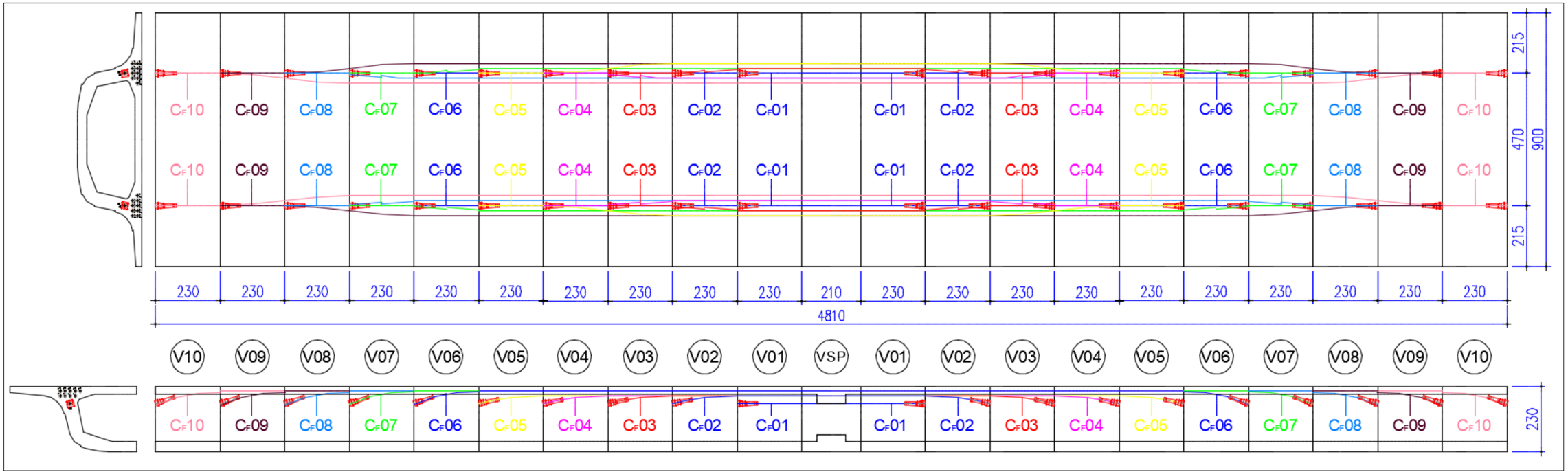


Figure VI.4 : Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux P1, P2, P3.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

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

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

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

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

Application Numérique :

M = 35 950.93 kN.m (M à l'ELS, enveloppe des combinaisons ; Voir chapitre V)
d = 0.15 m
I = 4.13 m ; S = 6.05 m
v' = 1.37 m ; e = 1.22 m
P_0 = 3 125 kN ; ΔP = 24.83 %

P = 20 922.61 kN
D'où : n ≥ 8.91
On prend : **n = 10 câbles de 15T15**

NB : *les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir Fin V10 côté pile 3.*

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

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

Voussoirs	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	e (m)	I (m^4)	S (m^2)	P (MN)	n	n retenus
Fin V02	4.60	0.00	1.37	1.22	4.13	6.05	0.00	0.00	**2**
Fin V03	6.90	0.00	1.37	1.22	4.13	6.05	0.00	0.00	**2**
Fin V04	9.20	5 082.25	1.37	1.22	4.13	6.05	2.96	1.26	**4**
Fin V05	11.50	13 646.89	1.37	1.22	4.13	6.05	7.94	3.38	**6**
Fin V06	13.80	20 872.24	1.37	1.22	4.13	6.05	12.15	5.17	**8**
Fin V07	16.10	26 696.51	1.37	1.22	4.13	6.05	15.54	6.61	**8**
Fin V08	18.40	31 101.29	1.37	1.22	4.13	6.05	18.10	7.71	**10**
Fin V09	20.70	34 122.12	1.37	1.22	4.13	6.05	19.86	8.45	**10**
Fin V10	23.00	35 702.15	1.37	1.22	4.13	6.05	20.78	8.85	**10**
Fin V10	23.00	35 950.93	1.37	1.22	4.13	6.05	20.92	8.91	**10**
Fin V09	20.70	35 212.04	1.37	1.22	4.13	6.05	20.49	8.72	**10**
Fin V08	18.40	33 071.39	1.37	1.22	4.13	6.05	19.25	8.19	**10**
Fin V07	16.10	29 485.79	1.37	1.22	4.13	6.05	17.16	7.31	**8**
Fin V06	13.80	24 515.97	1.37	1.22	4.13	6.05	14.27	6.07	**8**
Fin V05	11.50	18 203.71	1.37	1.22	4.13	6.05	10.59	4.51	**6**
Fin V04	9.20	10 560.74	1.37	1.22	4.13	6.05	6.15	2.62	**4**
Fin V03	6.90	1 673.13	1.37	1.22	4.13	6.05	0.97	0.41	**2**
Fin V02	4.60	0.00	1.37	1.22	4.13	6.05	0.00	0.00	**2**

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

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

Application Numérique :

M = 18 869.92 kN.m (M à l'ELS, enveloppe des combinaisons).
d = 0.15 m ; e = 1.22 m
$I = 4.13\ m^4$
S = 6.05 m
v' = 1.37 m
$P_0 = 3\ 125$ kN
$\Delta P = 24.83\ \%$

P = 10 981.86 kN
D'où : $n \geq 4.68$

On prend : **n = 6 câbles de 15T15**

NB : *les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir Fin V08 à x = 12.05 m.*

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

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

Voussoirs	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	e (m)	I (m^4)	S (m^2)	P (MN)	n	n retenus
Début Vculée	0	0.00	1.32	1.17	5.38	11.22	0.00	0.00	**2**
Fin Vculée	1.65	3 397.19	1.37	1.22	4.13	6.05	1.98	0.84	**2**
Fin V12	2.85	6 867.73	1.37	1.22	4.13	6.05	4.00	1.70	**4**
Fin V11	5.15	12 289.71	1.37	1.22	4.13	6.05	7.15	3.04	**4**
Fin V10	7.45	16 091.67	1.37	1.22	4.13	6.05	9.36	3.99	**6**
Fin V09	9.75	18 292.49	1.37	1.22	4.13	6.05	10.65	4.53	**6**
Fin V08	12.05	18 869.92	1.37	1.22	4.13	6.05	10.98	4.68	**6**
Fin V07	14.35	17 857.56	1.37	1.22	4.13	6.05	10.39	4.42	**6**
Fin V06	16.65	15 287.95	1.37	1.22	4.13	6.05	8.90	3.79	**6**
Fin V05	18.95	11 170.67	1.37	1.22	4.13	6.05	6.50	2.77	**4**
Fin V04	21.25	5 499.75	1.37	1.22	4.13	6.05	3.20	1.36	**4**
Fin V03	23.55	0.00	1.37	1.22	4.13	6.05	0.00	0.00	**2**

VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

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

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux VI.6, VI.7, VI.8 et VI.9 et les tracés sont montrés dans les figures VI.5, VI.6, VI.7 et VI.8.

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

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
Cc 01 - Cc 03	Rectiligne					
Cc 02 - Cc 04 - Cc 05	0.18	0.09	1.15	7.35	0.155	0.18 - 0.0681 x^2

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Cc 01 - Cc 02	2.3	0.50	0.85	7.55	0.270	0.50 + 0.066 x^2
Cc 03 - Cc 04 - Cc 05	2.3	0.32	0.85	4,99	0.350	0.32 + 0.1 x^2

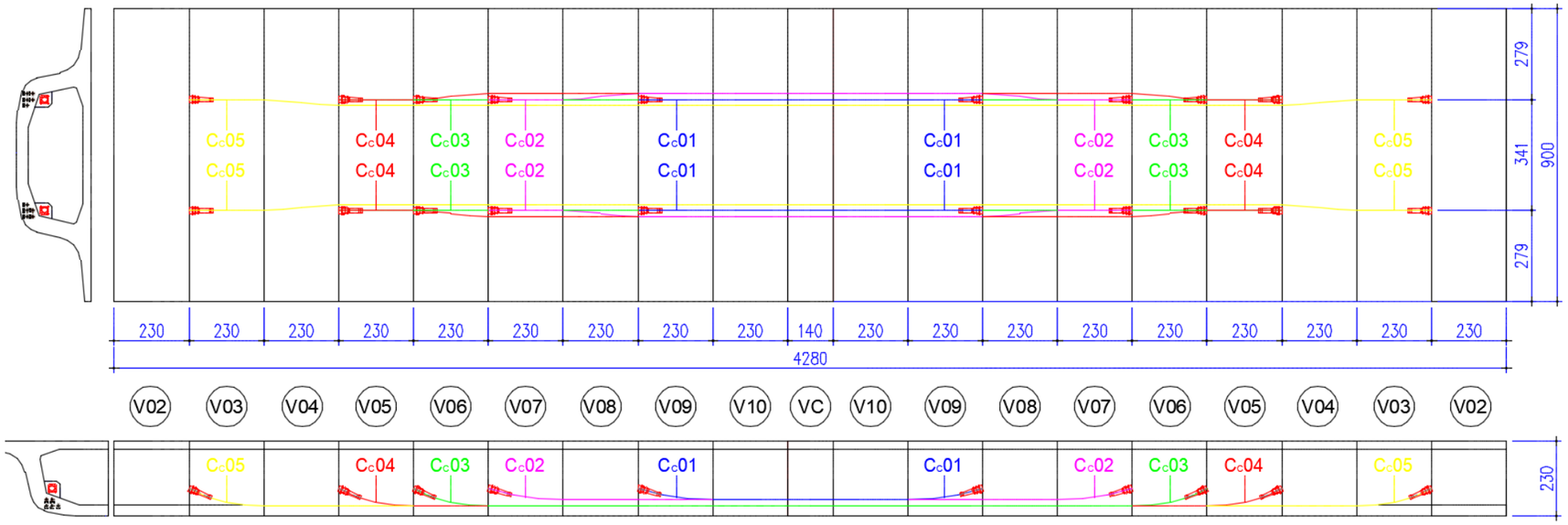


Figure VI.6 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité pour les travées principales.

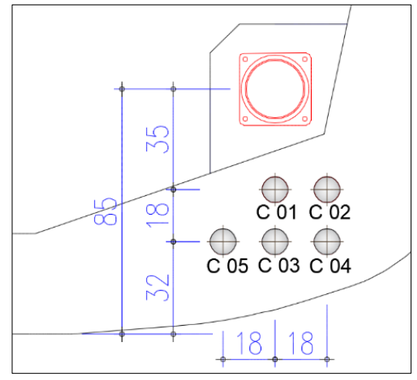


Figure VI.5 : Disposition des câbles de continuité des travées principales.

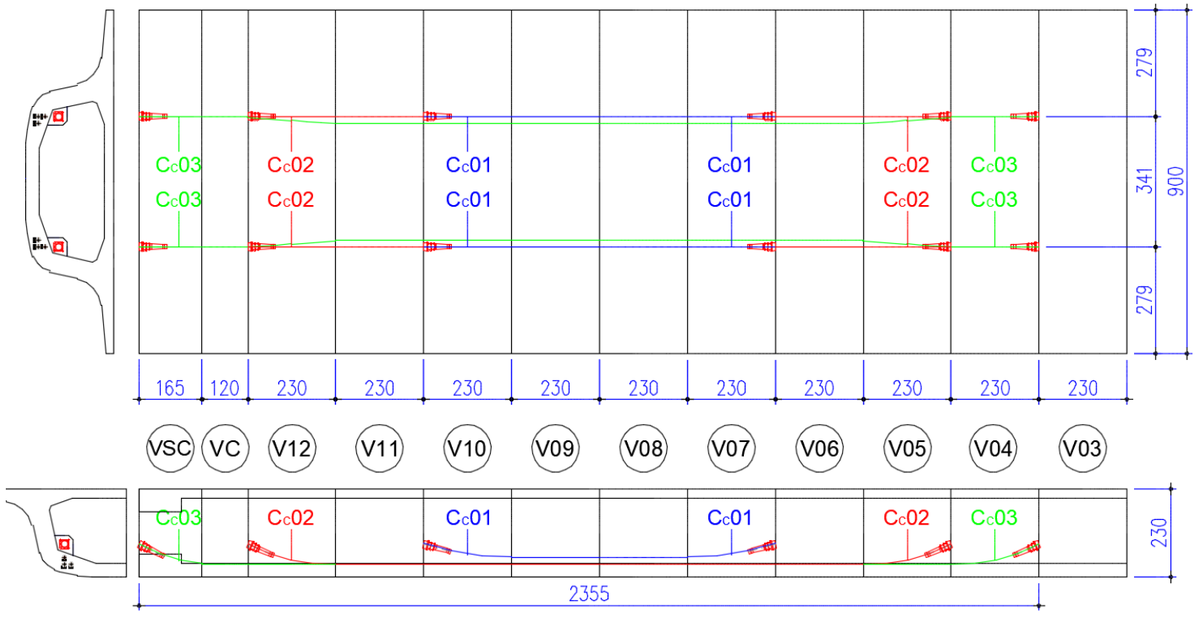


Figure VI.8 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité des travées de rives.

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

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
Cc 01 - Cc 02	Rectiligne					
C_c 03	0.18	0.09	1.15	7.35	0.155	0.18 - 0.0681 x^2

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Cc 01	2.3	0.50	0.85	7.55	0.270	0.50 + 0.066 x^2
Cc 02 - Cc 03	2.3	0.32	0.85	4,99	0.350	0.32 + 0.1 x^2
Cc 03 (culé)	2.85	0.32	0.85	7.66	0.290	0.32 + 0.065 x^2

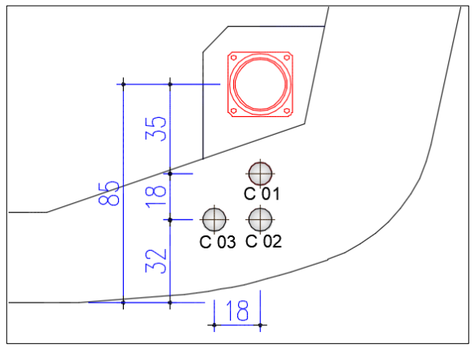


Figure VI.7 : Disposition des câbles de continuité des travées de rives.

VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

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

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

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

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

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

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

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

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

Avec :

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

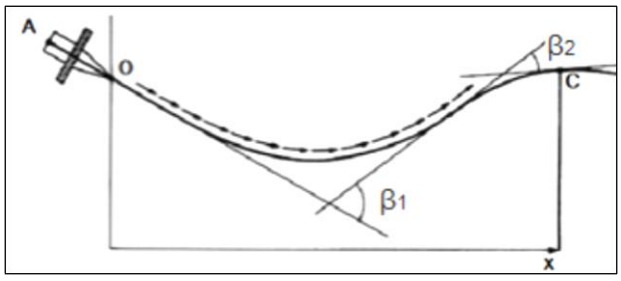


Figure VI.9 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

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

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

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

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.10.

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

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

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

Avec :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.11.

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.12.

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

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

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.13.

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

X	Câbles	α	Θ_1	Θ_2	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10
3.35	C1	0.000	0.000	-	14.88	10.23	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.65	C2	0.215	0.215	-	86.66	82.24	72.51	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
7.95	C3	0.215	0.370	-	138.81	134.56	125.18	72.51	0.00	-	-	-	-	-	-	-
10.25	C4	0.215	0.370	-	148.09	143.86	134.56	125.18	72.51	0.00	-	-	-	-	-	-
12.55	C5	0.215	0.370	0.263	157.30	153.10	143.86	134.56	95.51	72.51	0.00	-	-	-	-	-
14.85	C6	0.319	0.319	-	152.69	148.48	139.21	129.87	120.46	111.00	101.46	0.00	-	-	-	-
17.15	C7	0.319	0.431	-	191.43	187.34	178.33	169.27	160.14	150.94	141.68	101.46	0.00	-	-	-
19.45	C8	0.319	0.431	-	200.35	196.28	187.34	178.33	169.27	160.14	150.94	141.68	101.46	0.00	-	-
21.75	C9	0.319	0.431	0.350	209.20	205.17	196.28	187.34	178.33	169.27	160.14	150.94	119.63	101.46	0.00	-
24.05	C10	0.319	0.431	0.350	217.99	213.99	205.17	196.28	187.34	178.33	169.27	160.14	150.94	119.63	101.46	0.00
Moyenne					**151.74**	**147.52**	**138.24**	**132.59**	**122.94**	**120.31**	**120.58**	**110.84**	**93.01**	**73.70**	**50.73**	**0.00**
En (%)					**10.20**	**9.91**	**9.29**	**8.91**	**8.26**	**8.09**	**8.10**	**7.45**	**6.25**	**4.95**	**3.41**	**0.00**

Tableau VI.11 : Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa).

X	Câbles	L	K	d	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10
3.35	C1	3.35	0.003	9.23	52.46	61.84	82.37	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.65	C2	5.65	0.011	4.90	0.00	9.60	82.29	154.99	-	-	-	-	-	-	-	-
7.95	C3	7.95	0.012	4.55	0.00	0.00	0.00	82.60	166.92	-	-	-	-	-	-	-
10.25	C4	10.25	0.010	5.00	0.00	0.00	0.00	12.08	82.09	152.09	-	-	-	-	-	-
12.55	C5	12.55	0.009	5.36	0.00	0.00	0.00	0.00	20.03	80.96	141.90	-	-	-	-	-
14.85	C6	14.85	0.007	5.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.60	78.51	128.42	-	-	-	-
17.15	C7	17.15	0.008	5.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.84	79.80	134,76	-	-	-
19.45	C8	19.45	0.007	5.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.90	78,79	129,68	-	-
21.75	C9	21.75	0.007	6.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30,16	77,84	125,52	-
24.05	C10	24.05	0.007	6.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0,00	31,89	76,97	122,06
Moyenne					**5.25**	**7.14**	**16.47**	**27.74**	**33.63**	**37.38**	**40.88**	**47.22**	**60.93**	**79.80**	**101.25**	**122.06**
En (%)					**0.35**	**0.48**	**1.11**	**1.86**	**2.26**	**2.51**	**2.75**	**3.17**	**4.09**	**5.36**	**6.80**	**8.20**

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

	N^{bre} câbles	υ (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m^4)	S (m^2)	M (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	20	0.98	0.267	0.71	5.38	11.22	51.38	2.80	9.12	**0.61**
Fin VSP	20	0.93	0.267	0.66	4.13	6.05	47.15	2.80	20.19	**1.36**
Fin V1	20	0.93	0.267	0.66	4.13	6.05	38.40	2.80	23.90	**1.61**
Fin V2	18	0.93	0.260	0.67	4.13	6.05	30.60	2.79	23.19	**1.56**
Fin V3	16	0.93	0.251	0.68	4.13	6.05	23.70	2.80	22.41	**1.51**
Fin V4	14	0.93	0.240	0.69	4.13	6.05	17.67	2.79	21.18	**1.42**
Fin V5	12	0.93	0.225	0.71	4.13	6.05	12.50	2.79	19.57	**1.32**
Fin V6	10	0.93	0.240	0.69	4.13	6.05	8.22	2.79	17.06	**1.15**
Fin V7	8	0.93	0.263	0.67	4.13	6.05	4.83	2.80	14.10	**0.95**
Fin V8	6	0.93	0.300	0.63	4.13	6.05	2.33	2.80	10.66	**0.72**
Fin V9	4	0.93	0.375	0.56	4.13	6.05	0.72	2.81	6.85	**0.46**
Fin V10	2	0.93	0.600	0.33	4.13	6.05	0.00	2.87	2.90	**0.20**

Tableau VI.13 : Les pertes totales instantanées.

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10
Pertes totales Instantanées (%)	11.16	11.75	12.00	**12.33**	12.02	12.02	12.16	11.76	11.29	11.03	10.67	8.39

VI.4.2. Pertes de tension différées

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

VI.4.2.1. Pertes par retrait

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

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

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

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

Avec :

ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée.
r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Application Numérique :

$E_p = 190\,000$ MPa
$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

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

VI.4.2.2. Pertes par fluage

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

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

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

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

D'où :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.14.

VI.4.2.3. Pertes par relaxation

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

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

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

Avec :

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

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

VI.4.2.4. Pertes différées totales

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

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

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.16.

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

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

Tableau VI.14 : Pertes dues au fluage.

	N^{bre} câbles	υ (m)	d_{moy} (m)	e (m)	I (m^4)	S (m^2)	M (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (%)
Axe VSP	20	0.98	0.267	0.71	5.38	11.22	51.38	2.78	41.09	2.76
Fin VSP	20	0.93	0.267	0.66	4.13	6.05	47.15	2.76	90.04	6.05
Fin V1	20	0.93	0.267	0.66	4.13	6.05	38.40	2.75	106.59	7.16
Fin V2	18	0.93	0.260	0.67	4.13	6.05	30.60	2.74	103.74	6.97
Fin V3	16	0.93	0.251	0.68	4.13	6.05	23.70	2.75	100.54	6.76
Fin V4	14	0.93	0.240	0.69	4.13	6.05	17.67	2.75	95.27	6.40
Fin V5	12	0.93	0.225	0.71	4.13	6.05	12.50	2.74	88.30	5.93
Fin V6	10	0.93	0.240	0.69	4.13	6.05	8.22	2.76	77.23	5.19
Fin V7	8	0.93	0.263	0.67	4.13	6.05	4.83	2.77	64.06	4.30
Fin V8	6	0.93	0.300	0.63	4.13	6.05	2.33	2.78	48.62	3.27
Fin V9	4	0.93	0.375	0.56	4.13	6.05	0.72	2.79	31.34	2.11
Fin V10	2	0.93	0.600	0.33	4.13	6.05	0.00	2.86	13.32	0.90

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

	N^{bre} câbles	σ_{pi} (MPa)	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (%)
Axe VSP	20	1 321.89	0.711	0.43	55.66	3.74
Fin VSP	20	1 313.14	0.706	0.43	54.36	3.65
Fin V1	20	1 309.39	0.704	0.43	53.81	3.62
Fin V2	18	1 304.47	0.701	0.43	53.09	3.57
Fin V3	16	1 309.01	0.704	0.43	53.76	3.61
Fin V4	14	1 309.13	0.704	0.43	53.77	3.61
Fin V5	12	1 306.97	0.703	0.43	53.46	3.59
Fin V6	10	1 312.87	0.706	0.43	54.32	3.65
Fin V7	8	1 319.96	0.710	0.43	55.37	3.72
Fin V8	6	1 323.84	0.712	0.43	55.95	3.76
Fin V9	4	1 329.17	0.715	0.43	56.74	3.81
Fin V10	2	1 363.04	0.733	0.43	61.91	4.16

Tableau VI.16 : Pertes totales.

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10
$\Delta\sigma_d$ (%)	8.43	11.65	12.73	12.50	12.32	11.97	11.48	10.79	9.96	8.95	7.84	6.92
$\Delta\sigma_i$ (%)	11.16	11.75	12.00	12.33	12.03	12.02	12.17	11.77	11.29	11.03	10.67	8.40
$\Delta\sigma$ (%)	19.60	23.40	24.73	**24.83**	24.35	23.99	23.65	22.56	21.25	19.99	18.51	15.31

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante :

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

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

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

Avec :

P : effort de précontrainte.
B : surface de la section considérée.
I : inertie de la section considérée.
$\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontrainte moyen.
M : moment extérieur.
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

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

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Position	N^{bre} Câbles	v (m)	e (m)	I (m^4)	B (m^2)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	20	0.98	0.71	5.38	11.22	51.38	46.98	0.93	8.58	✓
Fin VSP	20	0.93	0.66	4.13	6.05	47.15	46.98	4.16	**13.07**	✓
Fin V01	20	0.93	0.66	4.13	6.05	38.39	46.98	6.13	10.17	✓
Fin V02	18	0.93	0.67	4.13	6.05	30.60	42.28	6.48	7.74	✓
Fin V03	16	0.93	0.68	4.13	6.05	23.69	37.58	6.62	5.61	✓
Fin V04	14	0.93	0.69	4.13	6.05	17.66	32.88	6.57	3.77	✓
Fin V05	12	0.93	0.71	4.13	6.05	12.50	28.19	6.32	2.21	✓
Fin V06	10	0.93	0.69	4.13	6.05	8.22	23.49	5.68	1.23	✓
Fin V07	8	0.93	0.67	4.13	6.05	4.83	18.79	4.84	0.55	✓
Fin V08	6	0.93	0.63	4.13	6.05	2.33	14.09	3.80	0.16	✓
Fin V09	4	0.93	0.56	4.13	6.05	0.71	9.40	2.57	**0.06**	✓
Fin V10	2	0.93	0.33	4.13	6.05	0.00	4.70	1.13	0.26	✓

VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

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

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

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

$\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.3 = -3.30$ MPa, section d'enrobage.

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

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

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

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

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$, avec : $\tau = \dfrac{V_{red}}{z \cdot b_n}$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

Avec :

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

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

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

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

b_0 : l'épaisseur brute de l'âme.

n : nombre de câble.

$k = 0.5$; injection de coulis de ciment.

Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

V_{ser} = 7.00 MN ; α_{moy} = 0.245 rad
P = 46.98 MN
V_{red} = 4.39 MN ; ρ = 37.06 %
f_{c28} = 45 MPa ; f_{t28} = 3.3 MPa
b_n = 0.9 m ; z = 1.58 m

τ_{max} = 3.08 MPa ; σ_x = 4.18 MPa
τ_1 = 3.14 MPa
τ_2 = 5.00 MPa
On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau}$ ➔ **Vérifiée.**

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

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

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

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

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

Avec :

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

Application Numérique :

$V_{max\ comb\ -\ Elu} = 9.45$ MN ; $\tau_u = 1.36$ MPa
$f_{t28} = 3.3$ MPa ; $f_e = 500$ MPa
$\gamma_s = 1.15$; $b_n = 0.9$ m ; $\beta_u = 45°$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5.38\ cm^2/m$$

➢ **Le pourcentage minimum a disposé :**

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

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{0.6}\frac{\mathbf{b_n}\ \boldsymbol{\gamma_s}}{\boldsymbol{f_e}} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 12.42\ cm^2/m$$

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

$$\boldsymbol{\tau} \leq \frac{\boldsymbol{f_{c28}}}{\mathbf{6}} = 7.5\ \text{MPa} \rightarrow \textbf{Ce qui est vérifié}.$$

VI.7. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte est une étude indispensable dans les ponts voussoirs construit par encorbellement successifs. Les déférents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments négatifs à partir de l'encastrement permet de déterminer le nombre de câbles de fléau dans chaque voussoir, et avec le même principe à partir des moments positifs à mi-travée, on peut déterminer le nombre et la disposition des câbles de continuités, pour terminer avec une vérification de contrainte au niveau des joints de chaque voussoir en phase de construction et service.

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

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

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

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis (Robot). Le caisson est modélisé par un portique fermé appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (simples, double) à l'extrémité de chaque âme.

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

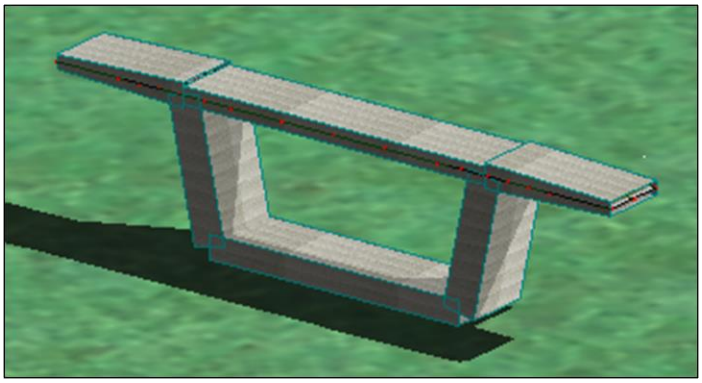


Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir courant.

VII.2.2. Détermination des sollicitations

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

Le voussoir doit être ferraillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le « ***RCPR*** », le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons.

Tableau VII.1 : Combinaisons des charges appliquées.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

		Hourdis supérieur	Hourdis inférieur	Âme
ELS	M_{max} (kN.m)	130.96	32.81	32.81
	M_{min} (kN.m)	- 86.05	- 29.41	- 107.16
ELU	M_{max} (kN.m)	175.31	43.70	43.70
	M_{min} (kN.m)	- 114.72	-39.25	- 145.58

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

VII.3. FERRAILLAGE

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

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

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

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

VII.3.1.1. Ferraillage transversale

- **Nappe supérieure :**

Application Numérique : on calcule le ferraillage par mètre linéaire.

b = 1.00 m ; h = 0.25 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 130.96 kN.m.

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 27 MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 252.76 MPa ; d = 0.9 h = 0.9 × 25 = 22.5 cm

$x = \frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}} \times d = 13.85$ cm ; z = d - x/3 =17.88 cm

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 334.31$ kN.m

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

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}} = 28.97$ cm² ➔ On propose une nappe de 5HA32.

C.N.F : $A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.41$ cm² $\leq A_{ser}$ ➔ **Condition vérifiée**.

- **Nappe inférieure :**

Application Numérique :

M_{ser} (inf) = 86.05 kN.m.

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 334.31$ kN.m

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

A_{ser}=19.04 cm² ➔ On propose une nappe de 5HA25.

C.N.F : $A_{min} = 3.41$ cm² $\leq A_{ser}$ ➔ **Condition vérifiée**.

VII.3.1.2. Ferraillage longitudinal

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

$$\mathbf{A_{sl}} = \frac{\mathbf{A_{st}}}{\mathbf{3}} = \frac{40.21}{3} = 13.40\ cm^2 \rightarrow \text{On propose une nappe de 8HA16.}$$

$$\text{C.N.F : } A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.41\ cm^2 \leq A_{ser} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

VII.3.2. Ferraillage passif des voussoirs

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Ferraillage passif des voussoirs.

Eléments		Transversal	Longitudinal
Hourdis supérieur	Nappe supérieure	5HA32	8HA16
	Nappe inférieure	5HA25	8HA14
Âme	Nappe interne	5HA14	6HA10
	Nappe externe	5HA14	
Hourdis inférieur	Nappe supérieure	5HA12	5HA10
	Nappe inférieure	5HA12	

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

VII.4. EFFET DE TORSION

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

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

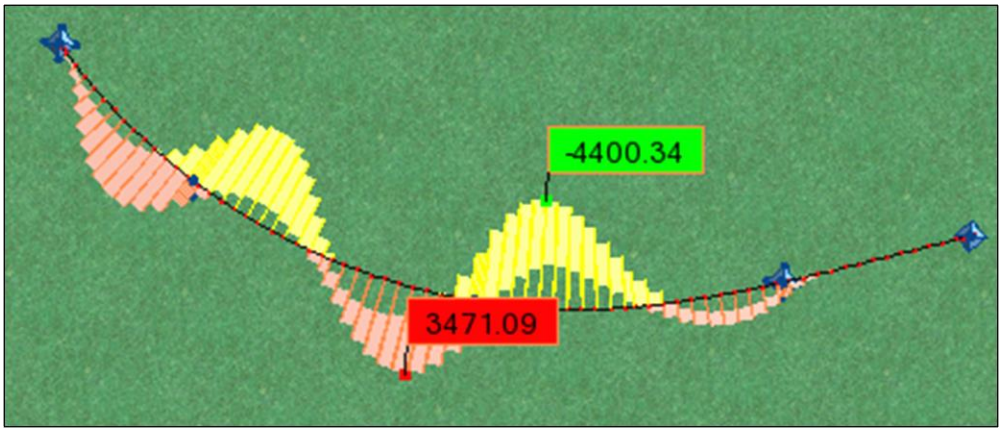


Figure VII.2 : Diagramme du moment de torsion.

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

Avec :

Mt : moment de torsion maximal, Mt = 4 400.34 kN.m.
b : épaisseur de deux âmes, b = 2 × 0.5 = 1 m.
Ω : surface de torsion, Ω = 8.67 m^2
U : périmètre du voussoir, U = 20.71 m.
$\bar{\tau}$: la contrainte de cisaillement admissible, $\bar{\tau} = 0.1 \times f_{c28} = 4.5$ MPa.
St : l'espacement des barres, St = 20 cm.
γ_s : coefficient de pondération pris égal à 1.15.

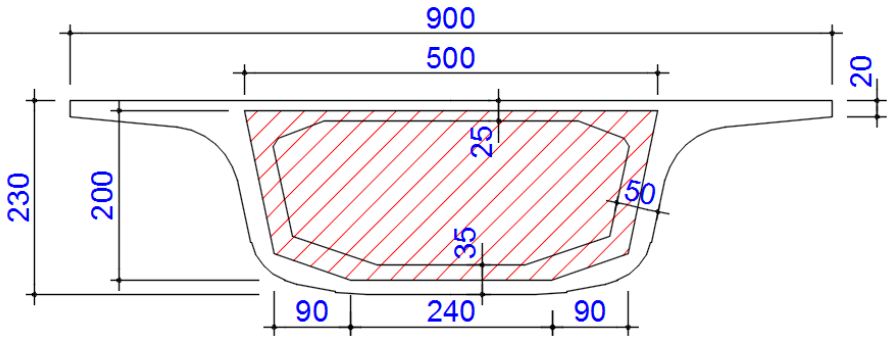


Figure VII.3 : L'aire Ω.

VII.4.1. Calcul de ferraillage

$$\tau = \frac{Mt}{b\Omega} = \frac{4\,400.34 \times 10^{-3}}{1 \times 8.67} = 0.50 \text{ MPa} < 4.5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{max} < \bar{\tau}$$

$$A_l = \frac{Mt}{2.\Omega} \times \frac{U.\gamma_s}{f_e} = \frac{4.4}{2 \times 8.67} \times \frac{20.71 \times 1.15}{500} = 120.86 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{Mt}{2.\Omega} \times \frac{St.\gamma_s}{f_e} = \frac{4.4}{2 \times 8.67} \times \frac{0.2 \times 1.15}{500} = 1.16 \text{ cm}^2$$

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

Alors on rajoute : 60.43 cm^2 /âme longitudinalement soit 12HA25 par âme.
0.58 cm^2 /âme transversalement (négligeable).

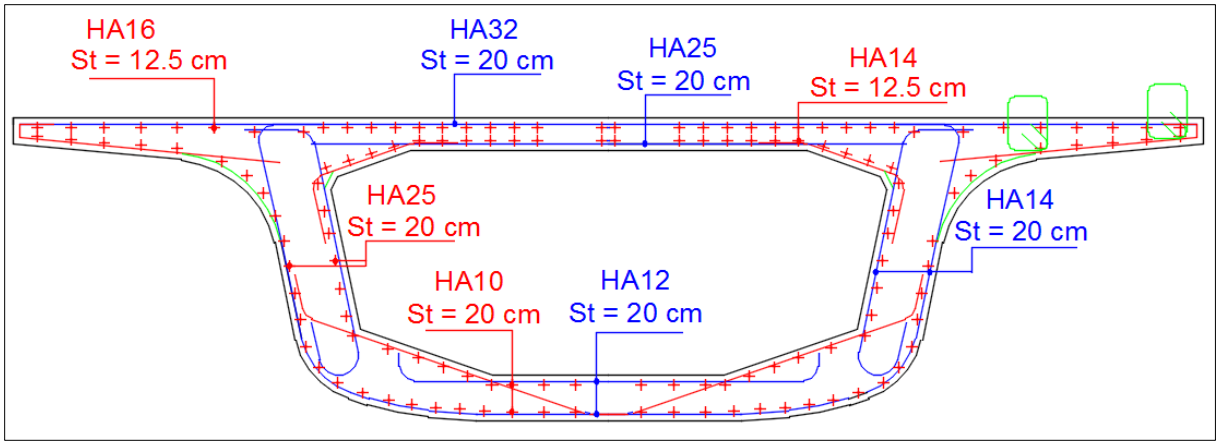


Figure VII.4 : Schéma du ferraillage passif du voussoir courant.

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

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

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

Soit :

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

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

$$f_{cj} = 0.68\, f_{c28} \log(j+1) = 21.39 \text{ MPa}.$$

$f_{tj} = 1.88$ MPa.

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

VII.5.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface (**Cf 01**, fin V1) :

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

Avec :

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, $P_{max} = 2.75$ MN.

Résultat :

$A_S = 3.30$ cm^2 ➔ Soit 5HA10.

VII.5.1.2. Effet d'éclatement

➢ **Contrainte de traction du béton :**

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

Avec :

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

Résultat :

$$\sigma_{tj} = 0.5\left(1 - \frac{0.25}{0.29}\right) \times \frac{2.75}{1 \times 0.29} = 0.65 \text{ MPa} \leq 2.35 \text{ MPa} \text{ ➔ } \textbf{Condition vérifiée}.$$

➢ **Contrainte de compression de béton :**

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

Résultat :

$$\sigma_{xj} = \frac{2.75}{1 \times 0.29} = 9.48 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa}$$

➢ **Frettage d'éclatement :**

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

$$A_{ej} = \frac{0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) P_{max}}{K_j \times \frac{2}{3} f_e} = 1.9 \text{ cm}^2$$

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

La section définitive d'acier transversal vaut :

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

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

VII.5.2. Etude de bossage

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

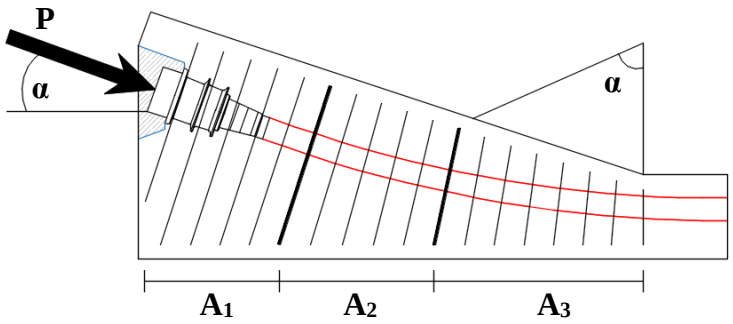


Figure VII.5 : Aciers de bossage.

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

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

➢ **Aciers d'éclatement A1 :**

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

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

Avec :

P : force précontrainte à l'ancrage.

Résultat :

$$A_1 = \frac{0.15 \times 3.12}{434.78} = 10.76 \text{ cm}^2$$

- **Aciers intermédiaires de couture :**

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

$$\mathbf{A_2 = \frac{0.4 \times P}{f_{yd}}} = 28.70 \text{ cm}^2$$

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

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$\mathbf{A_3 = \frac{2}{3} \frac{P}{f_{yd}} \sin\alpha} = 12.76 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

- A_1 = 10.76 cm², soit 3 doubles cadres de HA14.
- A_2 = 28.70 cm², soit 4 doubles cadres de HA16.
- A_3 = 12.76 cm², soit 5 cadres de HA14.

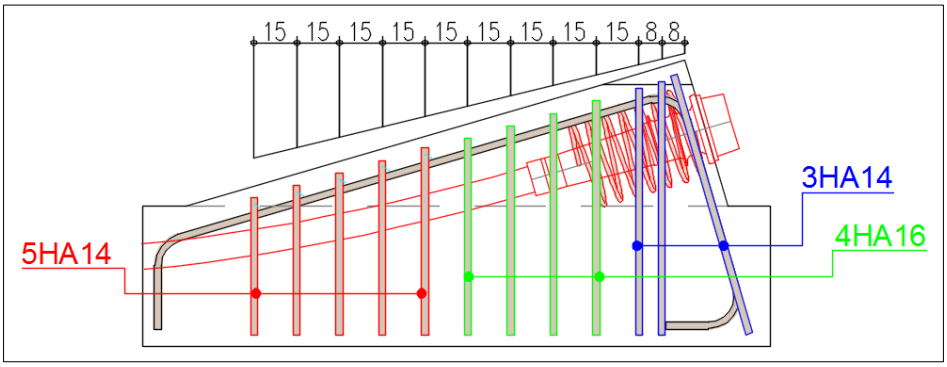


Figure VII.6 : Schéma du ferraillage de bossage.

VII.6. CONCLUSION

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

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DU TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

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

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

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

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

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

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

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

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

Combinaisons	R culées max (MN)	R piles max (MN)
1.35 G + 1.6 A(l) + 1.6 St	3.35	16.94
1.35 G + 1.6 Bc + 1.6 St	4.85	17.36
1.35 G + 1.6 Bt + 1.6 St	3.82	14.79
1.35 G + 1.35 Mc120	**5.16**	17.70
1.35 G + 1.35 D240	5.09	**18.84**

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

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

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

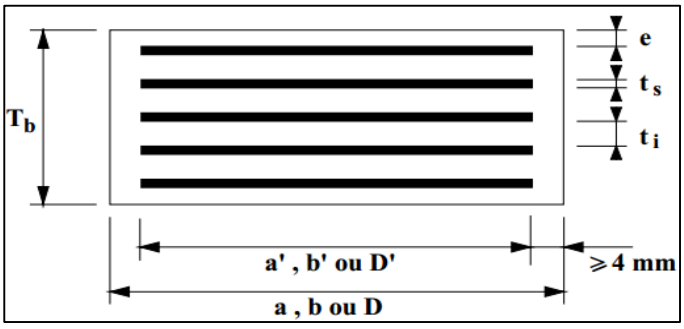


Figure VIII.1 : Géométrie d'un appareil d'appui.

VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement :

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

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

Condition de non flambement :

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

Avec :

a : est le grand côté de l'élastomère.

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

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

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

Tel que :

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

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

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

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

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

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
R_{max}	18.84 MN	5.16 MN
N_{max}	9.42 MN	2.58 MN
a × b	a × b ≥ 4 710 cm^2 ➔ (a × b) = (**700 × 700**) mm^2	a × b ≥ 1 290 cm^2 ➔ (a×b) = (**350 × 400**) mm^2
T	70 ≤ T ≤ 140	35 ≤ T ≤ 70
T_s	> 2.95 mm	> 2.65 mm
On prendra	• 7 Feuilles d'élastomère : t_i = 12 mm • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = t_i/2 = 6 mm • 8 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm	• 4 Feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = 2.5 mm • 5 Frettes métalliques de : ts = 3 mm
(a × b × t)	(**700 × 700 × 120**) mm^3	(**350 × 400 × 60**) mm^3

VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

VIII.2.3.1. Actions statiques

Les actions statiques se calculent comme suit :

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

VIII.2.3.2. Actions dynamiques

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

VIII.2.3.3. Déplacement horizontal

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

Avec :

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

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

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

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussée) qui vaut 162 m.

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

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

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

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

$\mathbf{X_{CR}}$: centre de rigidité ; $\mathbf{X_{CR}} = \dfrac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} = 80.33$ m par rapport à C1.

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

	$\lvert X_i \rvert$ (m)	K_i (MN/m)	$K_i/\sum K_i$	H_T (MN)	Hf_{lu} (MN)	H_r (MN)	H_{fr} (MN)	V_{xT} (m)	V_{xfl} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} (m)	V_{Total} (m)
C_1	80.33	5.60	0.146	0.157	0.112	0.090	0.044	0.028	0.020	0.016	0.004	0.068
P_1	49.43	9.13	0.238	0.158	0.113	0.090	0.071	0.017	0.012	0.010	0.004	0.043
P_2	0.07	9.01	0.235	0.000	0.000	0.000	0.070	0.000	0.000	0.000	0.004	0.004
P_3	49.57	9.07	0.236	0.157	0.112	0.090	0.071	0.017	0.012	0.010	0.004	0.044
C_2	80.47	5.60	0.146	0.158	0.113	0.090	0.044	0.028	0.020	0.016	0.004	0.068

VIII.2.4. Vérifications des appareils d'appui

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

VIII.2.4.1. Résistance à la compression

- **Cas de la pile :**

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{9.42}{0.70 \times 0.70} = 19.22 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

- **Cas de la culée :**

$$\sigma_{ap} = 18.42 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

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

Avec :

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

Application Numérique :

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
S = 14.58 ; d = 0.015 m	S = 9.33 ; d = 0.013 m
h = 0.12 m ; B = 0.49 m^2	h = 0.06 m ; B = 0.14 m^2
Pc = 46.89 MN ; Pu = 9.42 MN	Pc = 9.51 MN ; Pu = 2.58 MN
$\gamma_s \times Pu = 28.26$ MN $\leq Pc$ → **Condition vérifiée**.	$\gamma_s \times Pu = 7.74$ MN $\leq Pc$ → **Condition vérifiée**.

VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion :

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

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

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

Tel que :

$\delta_0 = b/T$, borné par : $[0.7 < \delta_0 < 2]$.
b : petit côté de l'appui.
T : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
b = 700 mm	b = 350 mm
T = 96 mm	T = 45 mm
δ_0 = 7.29 ; p = 0.20	δ_0 = 7.77 ; p = 0.27
On prend : δ_0 = 2	On prend : δ_0 = 2
δ_c = 0.96 ; V_x = 0.044 m	δ_c = 0.644 ; V_x = 0.068 m
δ = 0.45	δ = 1.51
➔ **Condition vérifiée**.	➔ **Condition non vérifiée**.

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

VIII.2.4.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

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

Avec :

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

Application Numérique :

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
N = 9.42 MN	N = 2.58 MN
σ_m = 19.22 MPa	σ_m = 18.42 MPa
f = 0.13	f = 0.13
H = (0.278 + 1.77) /2 = 1.024 MN	H = (0.233 + 1.53) /2 = **0.88 MN**
H < 9.42 × 0.13 = 1.22 MN	H < 2.58 × 0.**13 = 0.34 MN**
➔ **Condition vérifiée**.	➔ **Condition non vérifiée**.

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

VIII.3. DES D'APPUIS

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

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

A = Φ_A + 200 ; A = 700 + 200 ➔ A= 900 mm.
B = Φ_A + 200 ; B = 700 + 200 ➔ B = 900 mm.
h ≥ 2 B_0 / P_0 ; h ≥ 0.450 m ; On prend : h = 0.5 m.

Avec :

B_0 = A × B = 0.81 m^2.
P_0 = 2 (A + B) = 3.60 m.

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

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

➢ **Armatures de chainage :**

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

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 9.42}{434.78} = 54.16 \text{ cm}^2 \text{ ; } \textbf{Soit 7HA16 chaque côté.}$$

➢ **Armatures horizontales :**

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

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 9.42}{434.78} = 27.08 \text{ cm}^2 \text{ ; } \textbf{Soit 4HA16 chaque côté.}$$

➢ **Frette supérieure :**

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 9.42}{434.78} = 8.66 \text{ cm}^2 \text{ ; } \textbf{Soit 2HA12 chaque côté.}$$

➢ **Frette inférieure**

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

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 9.42}{434.78} = 21.66 \text{ cm}^2 \text{ ; } \textbf{Soit 3HA16 chaque côté.}$$

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

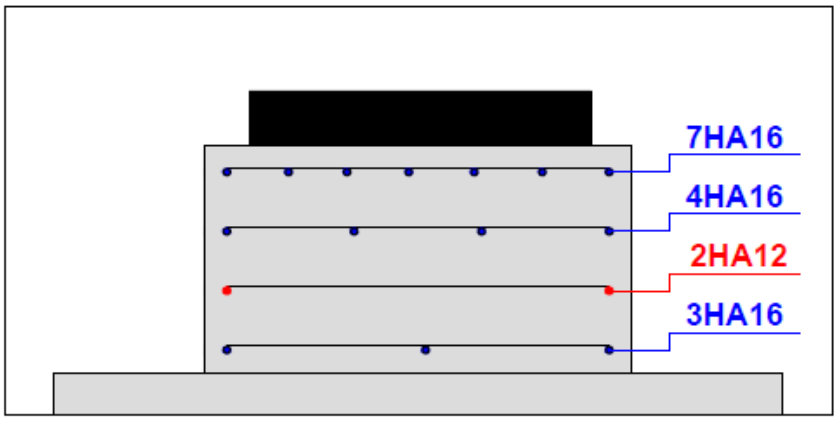


Figure VIII.2 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

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

En appliquant la méthode de calcul, On trouve : (A × B × h) = (**550** × **600** × **300**) mm^3.

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

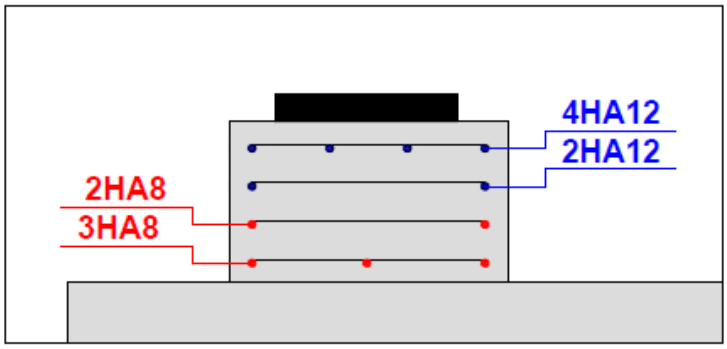


Figure VIII.3 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

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

VIII.4.1. Dimensionnement

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

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

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

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

Les souffles W_T, W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 12.8 cm).

Donc : W = 11.41 cm.

VIII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 11.41 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

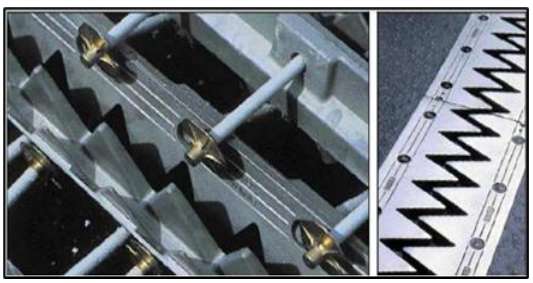


Figure VIII.4 : Joint du type Wd.

Tableau VIII.4 : Modèles des joints Wd.

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

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, on a choisi le joint **Wd160**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 160 mm.

V.III.5. CONCLUSION

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

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

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

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

IX.2. ETUDE DE LA PILE

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

Un appui comporte deux parties :

- Le voile : son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- La fondation : c'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

Tableau IX.1 : Hauteurs des piles.

Piles	P1	P2	P3
Hauteur (m)	**5.20**	**7.50**	**6.45**

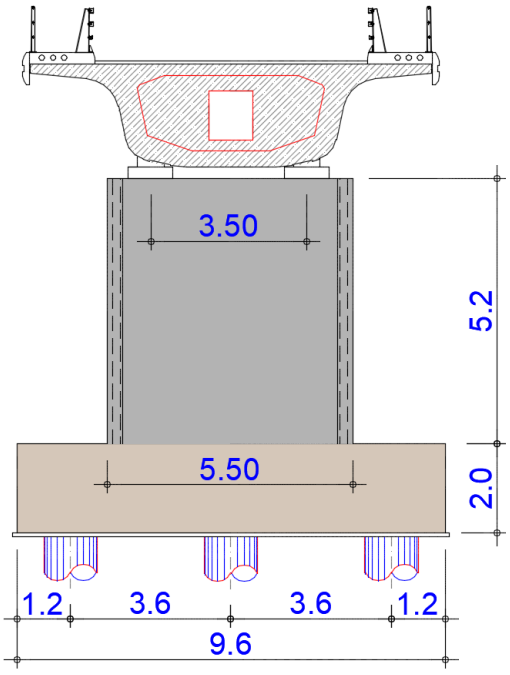


Figure IX.1 : Dimensions de la pile 1.

IX.2.1. Evaluation de la raideur totale K

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

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

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

Tableau IX.2 : Raideurs longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	$K_{Appareils\ d'appuis}$ (MN/m)		K_{pile} (MN/m)	$K_{Appui\ longitudinal}$ (MN/m)	
		K_s	K_d		K_s	K_d
C_1	3.30	2.80	3.73	Infinie	5.60	7.47
P_1	5.20	4.59	6.13	1 369.05	9.13	12.14
P_2	7.50	4.59	6.13	456.29	9.01	11.93
P_3	6.45	4.59	6.13	717.38	9.07	12.04
C2	4.70	2.80	3.73	Infinie	5.60	7.47

Tableau IX.3 : Raideurs transversales des appuis.

Appuis	h (m)	$K_{Appareils\ d'appuis}$ (MN/m)		K_{pile} (MN/m)	$K_{Appui\ transversal}$ (MN/m)	
		Ks	Kd		Ks	Kd
C_1	3.30	2.80	3.73	Infinie	5.60	7.47
P_1	5.20	4.59	6.13	16 177.24	9.18	12.24
P_2	7.50	4.59	6.13	5 391.76	9.17	12.22
P_3	6.45	4.59	6.13	84 76.87	9.18	12.23
C2	4.70	2.80	3.73	Infinie	5.60	7.47

IX.2.2. Etude sismique

IX.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

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

- Le présent pont est de 2eme groupe.
- Le sol est de catégorie S3 (site moyennement meuble).
- L'ouvrage est classé en zone IIa (moyenne sismicité).
- L'accélération de zone A = 0.2.

IX.2.2.2. Méthode de calcul

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

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

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

Application :

Le rayon du tracé en plan est de R = 100 m, L = 100.64 m par conséquence on trouve un angle **:** α = 64.1 grades.

Donc 64.1 grades > 30 grades ➔ **Condition non vérifiée.**

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

IX.2.2.3. Spectre de réponse

On réutilisera le modèle longitudinal pour faire notre calcul multimodal en utilisant un logiciel de calcul, on a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

➢ **Spectre de réponse horizontale :**

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

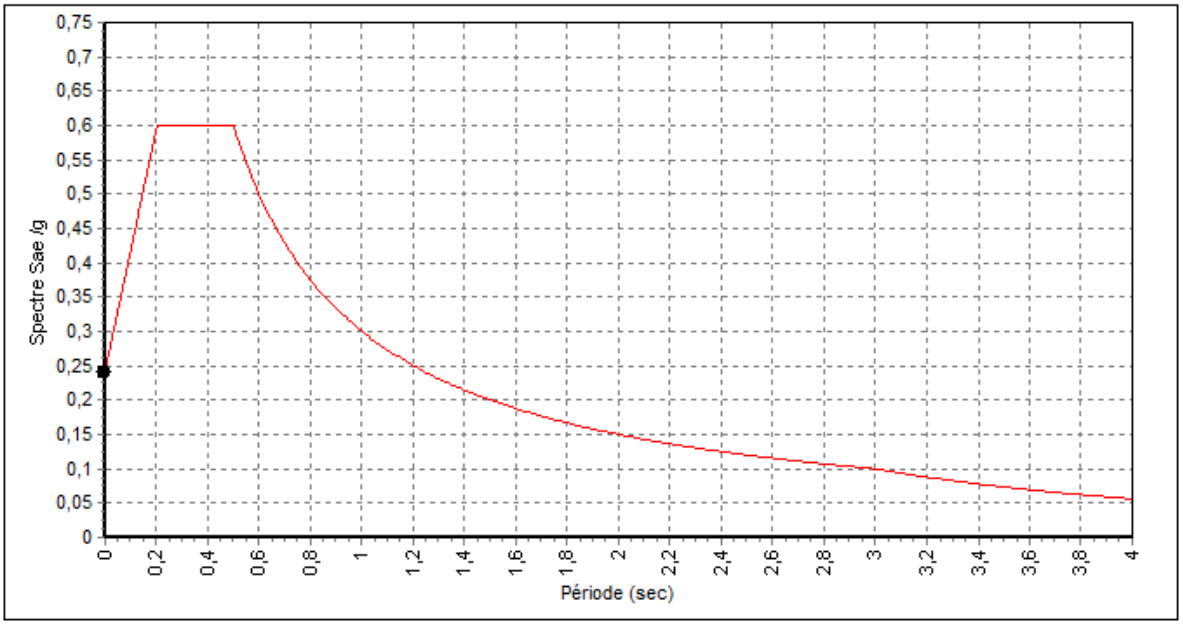


Figure IX.2 : Spectre de réponse horizontale Sae/g.

➢ **Spectre de réponse verticale :**

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

IX.2.2.4. Période propre

Après le calcul des modes propres en utilisant le logiciel Robot (voir Annexe) :

T = 1.57 s : pour le sens longitudinal.
T = 1.57 s : pour le sens transversal.

IX.2.2.5. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Selon le model utiliser dans le calcul des efforts sismique :

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

Appuis	C_0	P_1	P_2	P_3	C_1
E (kN)	799.22	1 366.87	1 446.23	1 445.09	893.02
M (kN.m)	0	7 107.65	10 845.33	9 319.80	0
Déplacement du tablier (cm)	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

IX.2.2.6. Evaluation de l'effort sismique transversal

C'est la même étude du sens longitudinal et on trouve, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Appuis	C_0	P_1	P_2	P_3	C_1
E (kN)	875.83	1 443.73	1 457.38	1 376.06	798.20
M (kN.m)	0	7 507.07	10 929.20	8 875.46	0
Déplacement du tablier (cm)	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8

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

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

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

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort séismique (kN)	Moment séismique (kN.m)
E1 (Longitudinal)	1	0.3	0.3	1 461.78	10 962.24
E2 (Transversal)	0.3	1	0.3	1 471.98	11 038.95

IX.2.3. Descend des charges

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

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

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

Sollicitations / Désignations	Vertical (kN)	Horizontal (kN)	Moment (kN.m)
Voile	1 650.00	-	-
Dé d'appui	20.25	-	-
G_{max} Tablier	9 886.73	-	-
A(l) 2 Voies	1 589.09	-	-
Bc 2 Voies	2 402.41	-	-
Bt 1 Voies	800.61	-	-
Mc 120	3 375.78	-	-
D240	4 224.05	-	-
St	233.31	-	-
Freinage A(l) 2 Vs	-	63	504
Freinage Bc 2 Vs	-	70	560
H_T	-	0	0
H_{flv} (Ret + flu)	-	0	0
Séisme longitudinal	-	1 461.78	10 962.24
Séisme transversal	-	1 471.98	11 038.95

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

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

NB2 : *les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inférieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égale à :* $H = H_{dé\ d'ap} + H_{pile} = 8\ m.$

IX.2.3.2. Combinaison des efforts

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

Tableau IX.8 : Combinaison des efforts.

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

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

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicité « Pile 2 » :

$I_x = 1.88\ m^4$; $I_y = 22.18\ m^4$; $S = 8.8\ m^2$; h= 7.5 m

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

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

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times h = 15$ m.
***i* :** rayon de giration.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.58\ m \rightarrow \lambda = 9.49 < 70 \ , \ i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0.46\ m \rightarrow \lambda = 32.60 < 70.$$

IX.2.5. Ferraillage de la pile

IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables

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

Tableau IX.9 : Sollicitations les plus défavorables pour la pile 2.

Etat	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)	N (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELU	19 819.08	115.20	921.60	3 603.47	167.56
ELS	14 673.18	86.40	691.20	2 667.85	125.67
ELA	12 270.77	1 485.98	11 150.95	2 231.05	2 027.44

IX.2.5.2. La section d'acier

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

As = 15.5 cm^2/ml ➔ 4HA25/ml avec St = 25 cm dans les deux sens. Voir figure IX.5.

IX.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = P_{\text{horizontal}}$ (ELU) = 20.94 kN

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd}} = \frac{0.021}{1.52} = 0.013\ \text{MPa}.$$

$\boldsymbol{\tau_u' = \inf\{4MPa\ ;\ 0.1 f_{c28}\}} = 3$ MPa.(Fissuration préjudiciable). $\tau_u' \geq \tau_u$ ➔ **Vérifiée**.

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

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

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

IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée

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

Mur frontale	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur : 9 m Epaisseur : 2.4 m Hauteur : 4.7 m	Longueur : 7.4 m Epaisseur : 0.5 m Hauteur : 2.6 m	Surface : 27.6 m² Epaisseur : 0.8 m	Longueur : 5.0 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 6 m	Longueur : 9.6 m Epaisseur : 2.0 m Largeur : 9.6 m

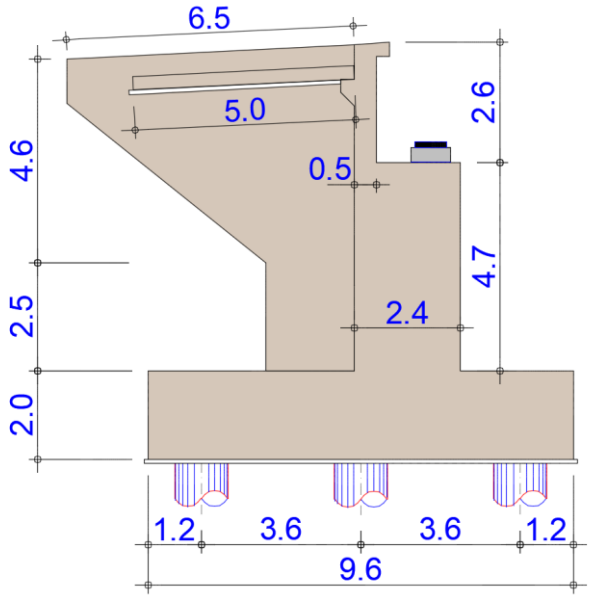


Figure IX.3 : Les dimensions des éléments de la culée.

IX.3.2. Efforts dus à la culée

➢ **Calcul du coefficient de poussée :**

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

H : est la hauteur du mur.

γ : est le poids des terres.

φ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β = 0 : angle de talus avec l'horizontale.

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

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

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

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

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

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux Fv (kN)	Efforts horizontaux FH (kN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Mr (kN.m)	Ms (kN.m)
Mur garde grève	240.50	/	0.25	/	60.13	/
Mur frontal	2 538.00	/	1.20	/	3 045.60	/
Mur en retour	1 104.00	/	2.17	/	/	2 395.68
Dalle de transition	225.00	/	2.50	/	/	562.50
Poids des terres sur talon	3 891.60	/	2.30	/	/	8 950.68
Poussée des terres	/	1 333.23	/	2.23	2 973.11	/
Poids des surcharges	340.40	/	2.30	/	/	782.92
Poussée des surcharges	/	200.80	/	3.35	672.68	/
Somme	8 339.50	1 534.03	/	/	6 751.52	12 691.78
G max tablier	9736.92	/	0.00	/	0.00	/
A(l) 2V	304.61	/	0.00	/	0.00	/
BC 2V	1253.80	/	0.00	/	0.00	/
MC 120	1366.93	/	0.00	/	0.00	/
D240	2027.31	/	0.00	/	0.00	/
St	44.75	/	0.00	/	0.00	/
Fflv (retrait + fluage)	/	202.00	/	5.00	/	1 010.00
F température	/	157.00	/	5.00	/	785.00
Freinage A(l)	/	39.00	/	5.00	/	195.00
Freinage Bc	/	44.00	/	5.00	/	220.00

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

- *Bas du mur frontal.*
- *Centre du mur frontal.*

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

IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.3.1. Ferraillage du mur garde grève

➢ **Evaluation des efforts :**

- Moment des poussées des terres :

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

Avec :

H : hauteur des remblais, H = 2.55 m.
$\mathbf{K_a}$: coefficient de poussée des terres, $K_a = 0.33$.
L : longueur des remblais, L = 1 m.

Résultat : $M_{P\text{ - ELS}} = 18.24$ kN.m/ml et $M_{P\text{ - ELU}} = 24.62$ kN.m/ml.

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

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

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

Avec :

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

Résultat : $M_{f\text{ - ELS}} = 68.64$ kN.m/ml et $M_{f\text{ - ELU}} = 91.51$ kN.m/ml.

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

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

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

Avec :

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

Résultat : $M_{P\text{ - ELS}} = 40.02$ kN.m/ml et $M_{P\text{ - ELU}} = 53.36$ kN.m/ml.

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

Résultat : $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 126.90$ kN.m/ml.
$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 169.50$ kN.m/ml.

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

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

Résultat :

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve As = 14.4 cm².
On prend : 4HA25/ml ; As = 19.63 cm², St = 25 cm.
Armatures horizontales :
Ast = As/4 = 4.9 cm². On prend : 6HA12/ml, St = 17.5 cm.
Armatures de construction :
A's = As/3 = 6.54 cm². On prend : 6HA12/ml, St = 17.5 cm.

IX.3.3.2. Dalle de transition

➢ **Evaluation des efforts :**

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

- Remblais : $G_{remblais} = 20 \times 0.86$ ➔ $G_{remblais} = 17.2$ kN/ml
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle} = 25 \times 0.3$ ➔ $G_{P.dalle} = 7.5$ kN/ml
- Revêtement : $G_{Revêtement} = 24 \times 0.08$ ➔ $G_{Revêtement} = 1.92$ kN/ml
- Surcharge d'exploitation : ➔ Q = 10 kN/ml.

➢ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition :**

Tableau IX.13 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)
ELU	1.35G + 1.6Q	159.18	127.34
ELS	G + 1.2Q	120.69	96.55

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

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

Résultat :

Section d'acier : $A_s = 26.1$ cm².
On prend : 4HA25/ml ; As = 19.63 cm², St = 25 cm.
Armatures horizontales :
Ast = As/4 = 6.5 cm². On prend : 6HA14/ml, St = 17.5 cm (nappe supérieure et nappe inférieure).
Armatures de construction :
A's = As/3 = 8.7 cm². On prend : 6HA14/ml, St = 17.5 cm.

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

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

➢ **Evaluation des efforts :**

- Réaction due au poids des remblais :

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

$$\mathbf{R_{Rem}} = \frac{\mathbf{ql}}{\mathbf{2}} \; ; \; R_{Rem} = \frac{26.62 \times 5}{2} = 66.55 \text{ kN/m}$$

Avec :

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

- Réaction des surcharges sur remblais :

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

$$\mathbf{R_{sur\text{-}remblais}} = \frac{\mathbf{ql}}{\mathbf{2}} \; ; \; R_{sur\text{-}remblais} = 25 \text{ kN/ml}$$

Avec :

q : surcharges sur remblais.

- Réaction due au poids du corbeau :

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

Avec :

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

$R_{Cor} = 0.19 \times 25 = 4.75$ kN/ml

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

$R_{ELU} = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q = 136.26$ kN/ml.
$R_{ELS} = M_G + 1.2 \times M_Q = 101.30$ kN/ml.

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

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

Résultat :

Section d'acier : $A_s = 5.8$ cm².
On prend : 6HA12/ml, St = 17.5cm.
Armatures de construction : A's = As/3.
On prend : 4HA10/ml, St = 25 cm.

IX.3.3.4. Mur en retour

➢ **Evaluation des efforts :**

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

- Poussée des terres : $P_{terres} = 0.5 \times (0.333 \times 20 \times 6.7^2 \times 1) = 149.48$ kN/ml.
- Poussée des surcharges de remblais : Psr = 3.33 kN/m^2.
- Poids de CCP : $P_{eq} = 10.47$ kN/ml.
- Poids propre du mur (logiciel).

➢ **Combinaisons des efforts :**

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

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

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

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens vertical	Côté remblais	280	220	14.7	4HA25
	Côté extérieur	140	110	7.6	4HA16
Sens horizontal	Côté remblais	195	142.5	9.4	5HA16
	Côté extérieur	65	47.5	7.6	5HA14

IX.3.3.5. Mur frontal

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

➢ **Combinaison d'actions :**

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

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

Cas	N (kN)	T (kN)	M (kN.m)	N (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELS max	19 763.33	1 870.39	7 663.02	2 195.92	851.44
ELU max	27 140.03	2 400.61	9 817.51	3 015.55	1 090.83
ELA max	21 114.75	6 788.74	9 969.14	2 346.08	1 107.68

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

Résultat :

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve : As = 23.5 cm².
On prend 6HA25/ml avec St = 17.5 cm.
Armatures horizontales :
Ast = As/4. On prend : 6HA12/ml avec St = 17.5 cm.
Armatures de construction :
A's = As/3. On prend : 6HA14/ml avec St = 17.5 cm.

IX.4. ETUDE DES FONDATION

IX.4.1. Etude de la semelle

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

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

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur (m)	9.6	Longueur (m)	9.6
Largeur (m)	9.6	Largeur (m)	9.6
Epaisseur (m)	2	Epaisseur (m)	2

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

IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

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

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

	Sous la pile			Sous la culée		
Etat	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
ELU	27 295.61	108.00	1 152.00	33 360.83	2 400.61	12 708.37
ELS	20 218.97	86.40	848.00	24 371.33	1 870.39	9 961.16
ELA	16 994.48	2 027.93	11 236.01	36 483.01	7 713.84	27 544.57

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

IX.4.1.2. Nombre des pieux

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

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

Avec :

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

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

Cas de la pile		**Cas de la culée**	
N_{max} (kN)	20 218.97	N_{max}	24 371.33
Q_P (kN)	2 363.28	Q_P	3 086.74
n_p	8.55	n_p	7.89
On prend	9 pieux de 17 m de profondeur	On prend	9 pieux de 21 m de profondeur

IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

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

Avec :

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

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

	Cas de la pile		Cas de la culée	
Etat	**N_{max} (kN)**	**N_{min} (kN)**	**N max (kN)**	**N min (kN)**
ELU	2 878.66	2 774.00	4 273.72	3 139.79
ELS	2 136.53	2 056.53	3 151.98	2 263.87
ELA	2 993.46	684.76	4 053.66	2 748.16

- **Cas de la pile :**

$N_{max\text{-}els}$ = 2 136.53 kN < 3 258.20 kN.
$N_{max\text{-}ela}$ = 2 993.46 kN < 4 296.02 kN ➔ Pas de risque de poinçonnement.
N_{min} > 0 ➔ Pas de risque de soulèvement.

- **Cas de la culée :**

$N_{max\text{-}els}$ = 3 151.98 kN < 3 513.56 kN.
$N_{max\text{-}ela}$ = 4 053.66 kN < 4 588.16 kN ➔ Pas de risque de poinçonnement.
N_{min} > 0 ➔ pas de risque de soulèvement.

IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle

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

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

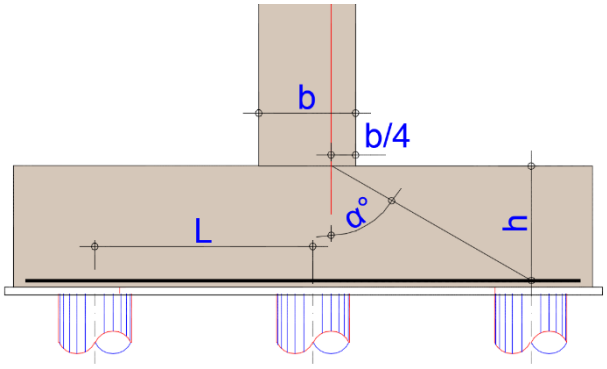


Figure IX.4 : Notations de la méthode des bielles.

Avec :

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

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

Cas de la pile		Cas de la culée	
L (m)	3.6	L (m)	3.6
b (m)	1.6	b (m)	2.4
H (m)	2.0	H (m)	2.0
d' (m)	0.1	d' (m)	0.1
h (m)	1.9	h (m)	1.9
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$(m)	1.4	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$(m)	1.2
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)(°)$	53.6	$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)(°)$	57.72
Conditions	Vérifiées	Conditions	Vérifiées

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

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Application Numérique :

Cas de la pile :

$N_{Max\text{-}ELS} = 2.13$ MN

$N_{Max\text{-}ELA} = 2.99$ MN.

$\overline{\sigma_a(els)} = \frac{2}{3} f_e = 333.33$ MPa

$\overline{\sigma_a(ela)} = f_e = 500$ MPa

$As\text{-}_{ELS} = 47.08$ cm^2

$As\text{-}_{ELA} = 44.35$ cm^2

Cas de la culée

$N_{Max\text{-}ELS} = 3.15$ MN

$N_{Max\text{-}ELA} = 4.05$ MN

$\overline{\sigma_a(els)} = 333.33$ MPa

$\overline{\sigma_a(ela)} = 500$ MPa

$As\text{-}_{ELS} = 58.16$ cm^2

$As\text{-}_{ELA} = 51.15$ cm^2

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

- **Pour la semelle sous la pile (voir figure IX.5) :**

Armatures transversales inférieures :

As = As /3.2 = 14.71 cm^2/ml ; Soit : 4HA25, avec un espacement de 25 cm.

Armatures transversales supérieures :

As_2 = As/3 = 4.90 cm^2/ml ; Soit : 4HA14, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

As_1 = As/2 = 7.36 cm^2/ml ; Soit : 4HA16, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$As_3 = As/4 = 3.68\ cm^2/ml$; Soit : 4HA12, avec un espacement de 25 cm.

Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 1.47\ cm^2/ml$; Soit : 4HA10, avec un espacement de 25 cm.

- **Pour la semelle sous la culée (voir figure IX.6) :**

Armatures transversales inférieures :

$As = As/3.2 = 18.18\ cm^2/ml$; Soit : 4HA25, avec un espacement de 25 cm.

Armatures transversales supérieures :

$As_2 = As/3 = 6.06\ cm^2/ml$; Soit : 4HA14, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

$As_1 = As/2 = 9.09\ cm^2/ml$; Soit : 5HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$As_3 = As/4 = 4.55\ cm^2/ml$; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 1.82\ cm^2/ml$; Soit : 4HA10, avec un espacement de 25 cm.

IX.4.2. Etude des pieux

IX.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\mathbf{EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u by = 0}$$

Avec :

b : diamètre du pieu.
$\mathbf{C_U}$: module de réaction du sol.
y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\boldsymbol{\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}}$$

Avec :

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

- Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Application Numérique :

C_u = 30 MN/m^3	;	I = 0.102 m^4
E = 33 000 MPa	;	λ = 0.228
b = 1.20 m	;	λ.L = 3.86

D'où, en tire les valeurs de (X_φ^H, X_φ^M) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda.L = 3.86 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.25 \\ X_\varphi^M = 1.53 \end{cases}$$

- Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau IX.21 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**H_{max} (kN)**	**$\bar{P}$ (kN/pieu)**	**$\bar{M}$ (kN.m)**	**H_{max} (kN)**	**$\bar{P}$ (kN/pieu)**	**$\bar{M}$ (kN.m)**
ELU	115.20	12.80	- 45.70	2 268.63	252.07	- 932.20
ELS	86.40	9.60	- 34.28	1 750.77	194.53	- 719.42
ELA	2 640.87	293.43	- 1 047.85	5 844.96	649.44	- 2 401.79

IX.4.2.2. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

- **Cas de la pile :**

A_s = 113.1 cm² Donc : on prend **24HA25**. Voir figure IX.5.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

- **Cas de la culée :**

A_s = 113.1 cm². Donc, on prend deux nappes de **24HA25**. Voir figure IX.6.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

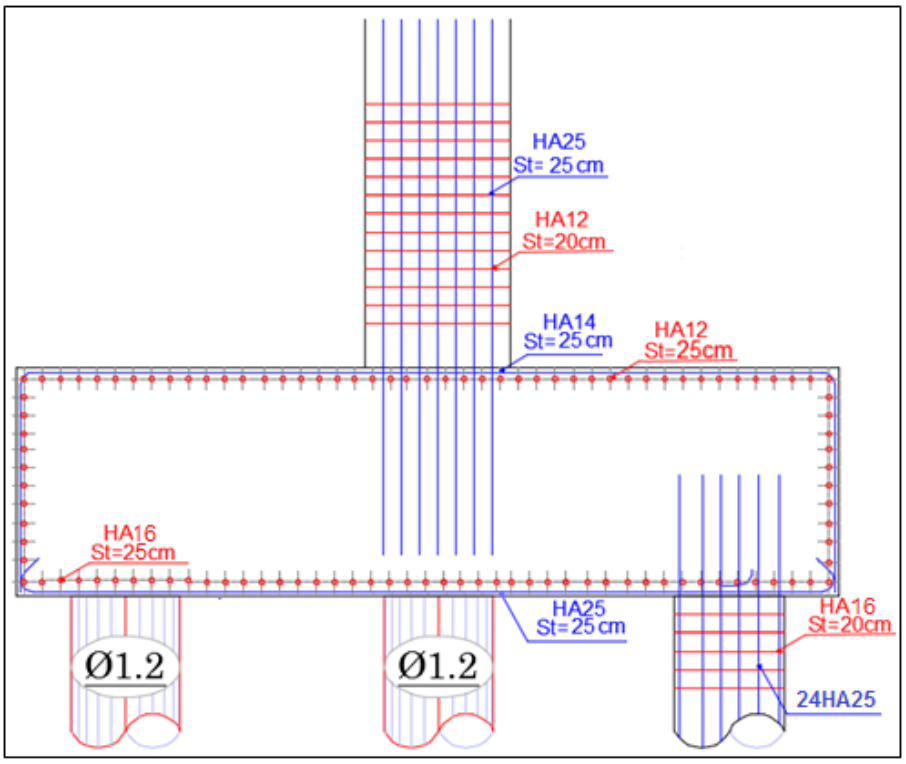


Figure IX.5 : Ferraillage des éléments de la pile.

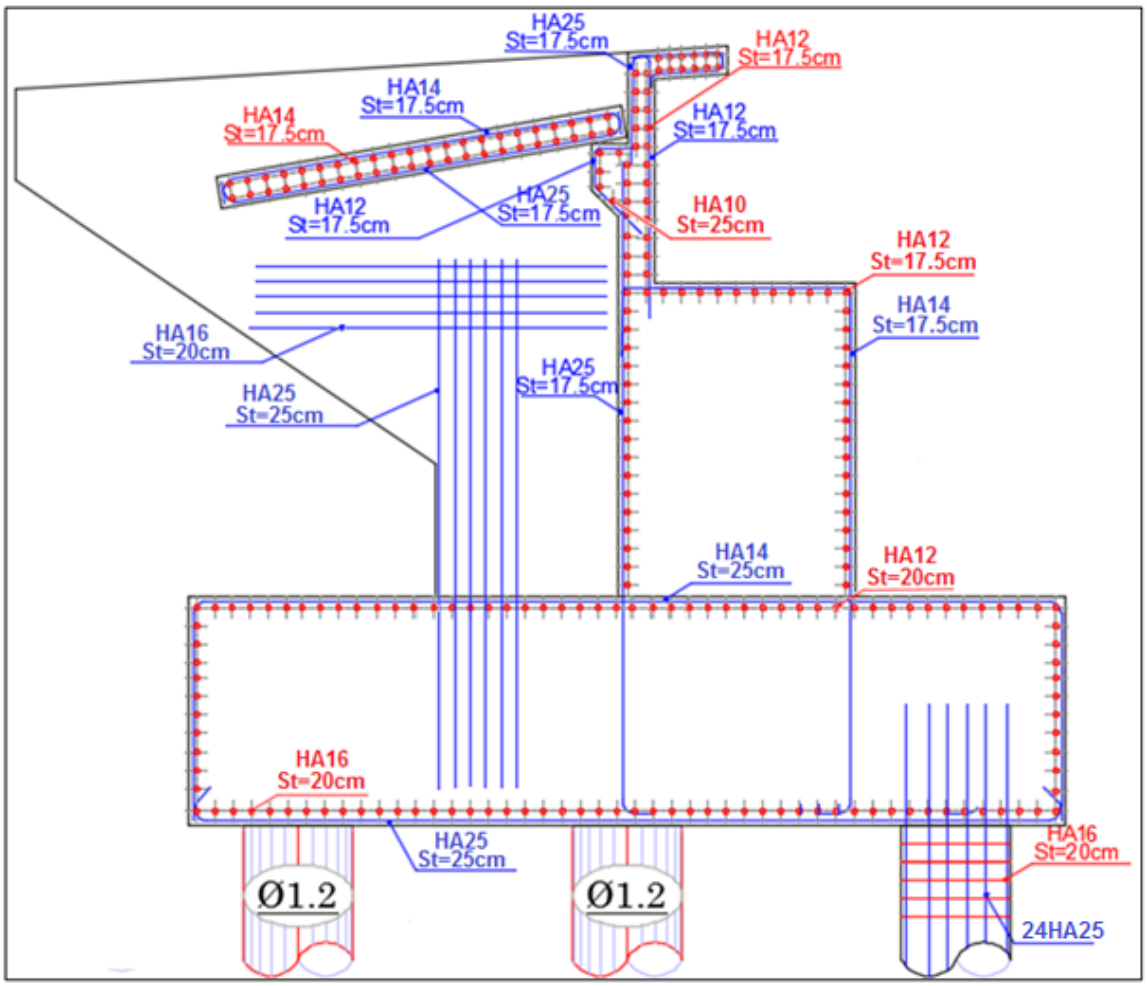
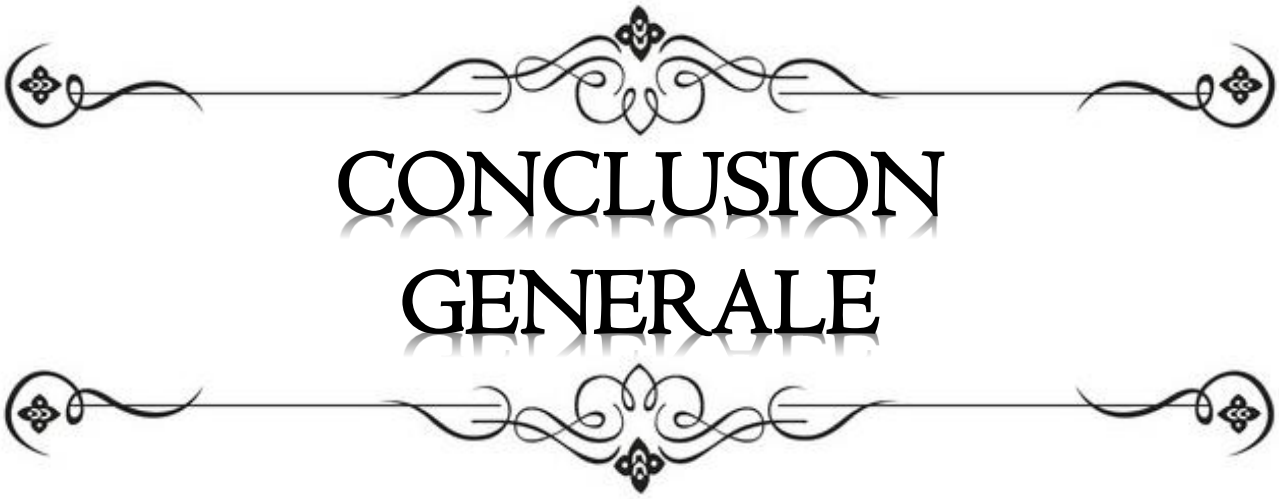


Figure IX.6 : Ferraillage des éléments de la culée.

IX.5. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure du viaduc en tenue compte d'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé, comme est le cas de notre ouvrage.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet fin d'études que j'ai établies m'a permis de démontrer une maitrise du sujet et de mettre en application mes connaissances scientifiques 'théoriques et appliquées', acquises durant un cursus de trois années à l'Ecole Nationale Superieure des Travaux Publics.

Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, l'automatisation des étapes de calcul au maximum pour consacrer la majorité du temps à la réflexion.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte, le calcul en béton armé, ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

Au terme de ce projet de fin d'études, le bilan des connaissances et des compétences acquises me permet de conclure que cette expérience a été riche en enseignements. J'ai ainsi pu découvrir de nouveaux concepts de calcul et que le métier d'ingénieur ne consiste pas seulement à appliquer des méthodes éprouvées, mais tend vers une constante remise en question des nouvelles techniques et de ses connaissances.



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

Benredhouane Mustapha, Cours de Béton Armé. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2017.

Calgaro, J.A & Virlogeux M, projet et construction des ponts. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1987.

Calgaro.J.A & Bérnard-Gély.A, conception des ponts. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1994.

Chaussin.R & Fuentes.A. & Lacroix.R, & Perchat.J, la précontrainte. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1992.

CHAUSSIN. R, béton précontraint. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.

Document SETRA, ponts courants en zone sismique. Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), janvier 2000.

Document SETRA, ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), juin 2003.

Document SETRA, ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, de Développement Durable et du la Mer (France), septembre 2009.

Kibboua.A, cours des règles parasismiques applicables sur un pont. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2018.

Thonier. H, le béton précontraint aux états limites. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris : 2ème édition, (France), 1992.

ANNEXE A

ANNEXE A

- **Niveau d'eau :**

Date	N° du SC	Niveau d'eau
02/02/2014	Sc2	1,50m
	Sc3	1,55m
05/03/2014	Sc2	1,5m
	Sc3	1,4m
	Sc4	1,8m
06/04/2014	Sc2	1,0m
	Sc3	0,7m
	Sc4	0,7m
	Sc6	1,55m
	Sc7	1,50m
	Sc8	1,60m
04/05/2014	Sc2	1,0m
	Sc3	0,7m
	Sc4	0,7m
	Sc6	1,40m
	Sc7	1,50m
	Sc8	1,58m
01/06/2014	Sc2	1,45m
	Sc3	1,30
	Sc4	1,30
	Sc6	1,80m
	Sc7	1,82m
	Sc8	1,80m

La succession stratigraphique et les paramètres de calcul pour la culée C1 sont les suivants (sondages SC8/SP8):

Description du sol	*Prof. du TN (m)*	*γ (kN/m³)*	N_{SPT}	E_M^* *(bar)*	PL_M^* *(bar)*	E_M/PL_M	Pf_M^* *(bar)*
UNITE 0: Remblai	0.0 ÷ -0.4	20	/	50.15	5.36	9.4	2.68
UNITE 1: Sable	-0.4 ÷ -15.0	20	12.0	61.62	4.52	13.6	2.26
UNITE 2: Sable et limon	-15.0 ÷ -28.0	20	14.0	39.37	6.87	5.7	3.43
UNITE 3: Sable limoneux	-28.0 ÷ -34.0	20	16.5	107.19	14.32	7.5	7.16
UNITE 4: Sable	-34.0 ÷ -48.0	20	15.0	126.38	17.03	7.4	7.45
UNITE 5: Sable limoneux	-48.0 ÷ -50.0	20	22.0				

** valeurs moyennes dans l'unité*

La succession stratigraphique et les paramètres de calcul pour la culée C2 sont les suivants (sondages SC13/SP13):

Description du sol	Prof. du TN (m)	γ (kN/m³)	N^*_{SPT}	E_M^* (bar)	PL_M^* (bar)	E_M/PL_M	Pf_M^* (bar)
UNITE 0: Remblai	0.0 ÷ -1.0	20	10.0	24.38	2.51	9.7	1.25
UNITE 1: Sable limoneux	-1.0 ÷ -13.5	20	10.5	26.42	4.30	6.1	2.15
UNITE 2: Limon sableux	-13.5 ÷ -25.0	20	11.0	28.99	5.66	5.1	2.83
UNITE 3: Sable et limon	-25.0 ÷ -48.0	20	11.5	101.82	17.80	5.7	8.90
UNITE 4: Argile limoneuse	-48.0 ÷ -50.0	20	13.0	123.95	25.3	4.9	12.67

** valeurs moyennes dans l'unité*

La succession stratigraphique et les paramètres de calcul pour la pile P1 sont les suivants (sondages SC8/SP8):

Description du sol	Prof. du TN (m)	γ (kN/m³)	N^*_{SPT}	E_M^* (bar)	PL_M^* (bar)	E_M/PL_M	Pf_M^* (bar)
UNITE 0: Remblai	0.0 ÷ -0.4	20	/	50.15	5.36	9.4	2.68
UNITE 1: Sable	-0.4 ÷ -15.0	20	12.0	61.62	4.52	13.6	2.26
UNITE 2: Sable et limon	-15.0 ÷ -28.0	20	14.0	39.37	6.87	5.7	3.43
UNITE 3: Sable limoneux	-28.0 ÷ -34.0	20	16.5	107.19	14.32	7.5	7.16
UNITE 4: Sable	-34.0 ÷ -48.0	20	15.0	126.38	17.03	7.4	7.45
UNITE 5: Sable limoneux	-48.0 ÷ -50.0	20	22.0				

** valeurs moyennes dans l'unité*

La succession stratigraphique et les paramètres de calcul pour la pile P2 sont les suivants (sondages SC9/SP9):

Description du sol	Prof. du TN (m)	γ (kN/m³)	N^*_{SPT}	E_M^* (bar)	PL_M^* (bar)	E_M/PL_M	Pf_M^* (bar)
UNITE 0: Remblai	0.0 ÷ -0.5	20	11.5	50.15	5.36	9.4	2.68
UNITE 1: Sable	-0.5 ÷ -7.0	20	11.5	31.79	3.33	9.5	1.67
UNITE 2: Sable et limon	-7.0 ÷ -11.0	20	13.0	55.57	4.27	13.0	2.14
UNITE 3: Sable	-11.0 ÷ -30.0	20	14.5	59.03	6.71	8.8	3.36
UNITE 4: Sable	-30.0 ÷ -47.0	20	14.5	131.41	16.75	7.8	7.54
UNITE 5: Argile et sable	-47.0 ÷ -50.0	20	18.5	67.40	13.95	4.8	6.98

** valeurs moyennes dans l'unité*

La succession stratigraphique et les paramètres de calcul pour la pile P3 sont les suivants (sondages SC13/SP13):

Description du sol	*Prof. du TN (m)*	*γ (kN/m³)*	*N^*_{SPT}*	*E_M^* (bar)*	*PL_M^* (bar)*	*E_M/PL_M*	*Pf_M^* (bar)*
UNITE 0: Remblai	0.0 ÷ -1.0	20	10.0	24.38	2.51	9.7	1.25
UNITE 1: Sable limoneux	-1.0 ÷ -13.5	20	10.5	26.42	4.30	6.1	2.15
UNITE 2: Limon sableux	-13.5 ÷ -25.0	20	11.0	28.99	5.66	5.1	2.83
UNITE 3: Sable et limon	-25.0 ÷ -48.0	20	11.5	101.82	17.80	5.7	8.90
UNITE 4: Argile limoneuse	-48.0 ÷ -50.0	20	13.0	123.95	25.3	4.9	12.67

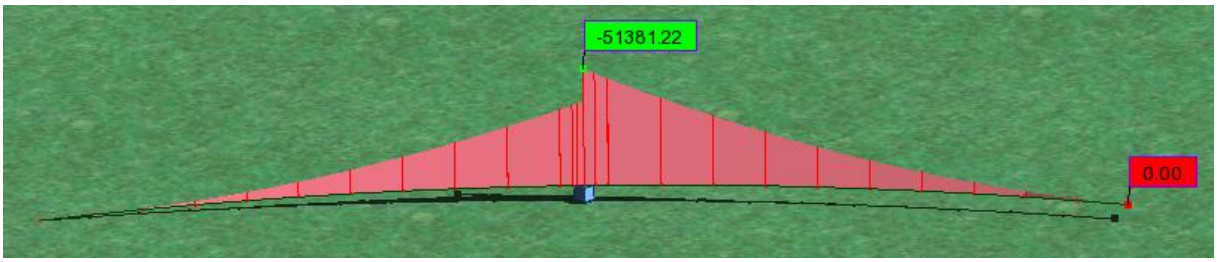
** valeurs moyennes dans l'unité*



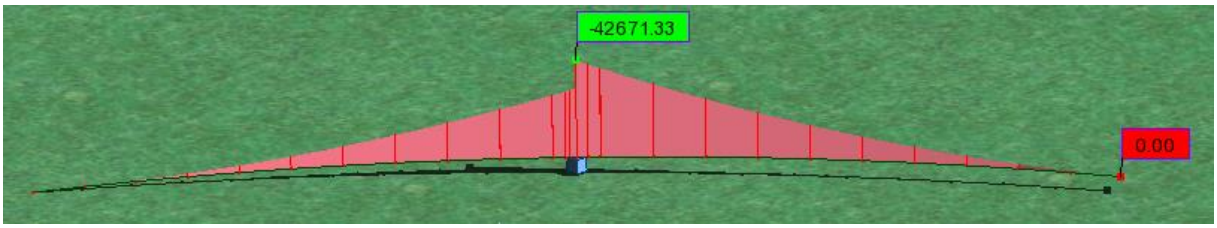
ANNEXE B



ANNEXE B



Annexe B.1 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



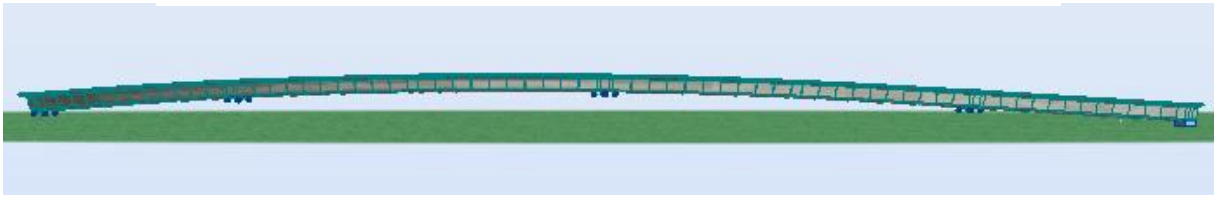
Annexe B.2 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.



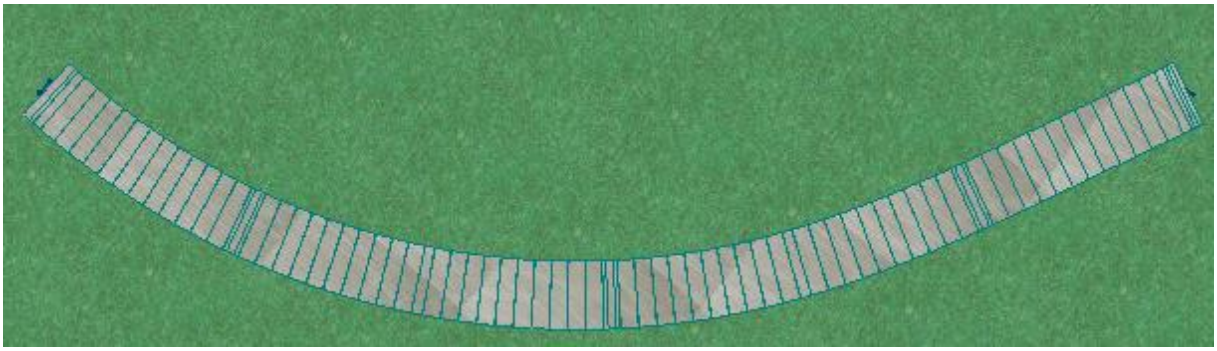
Annexe B.3 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.



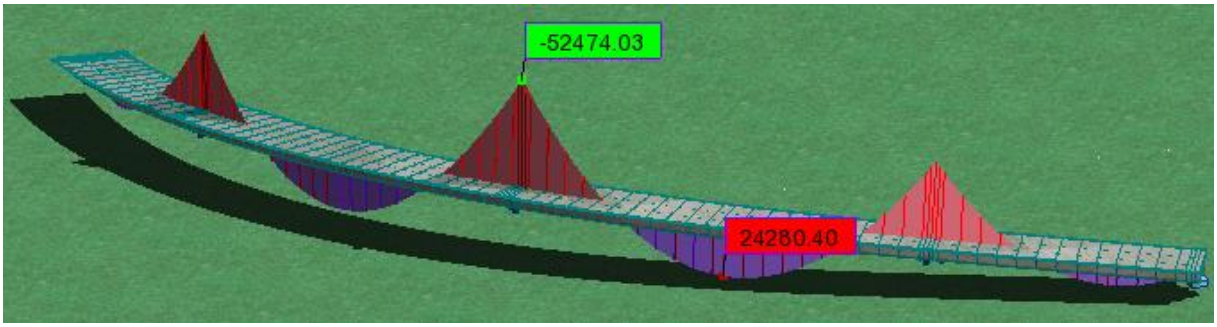
Annexe B.4 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



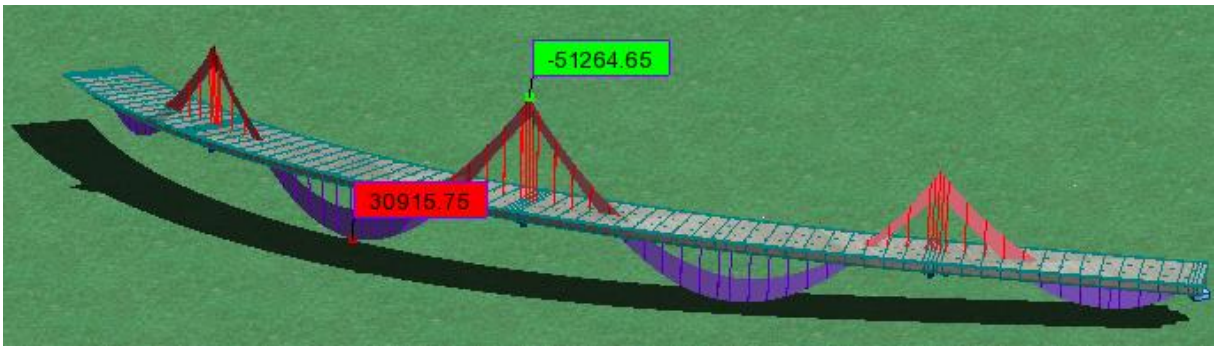
Annexe B.5 : Vu en élévation.



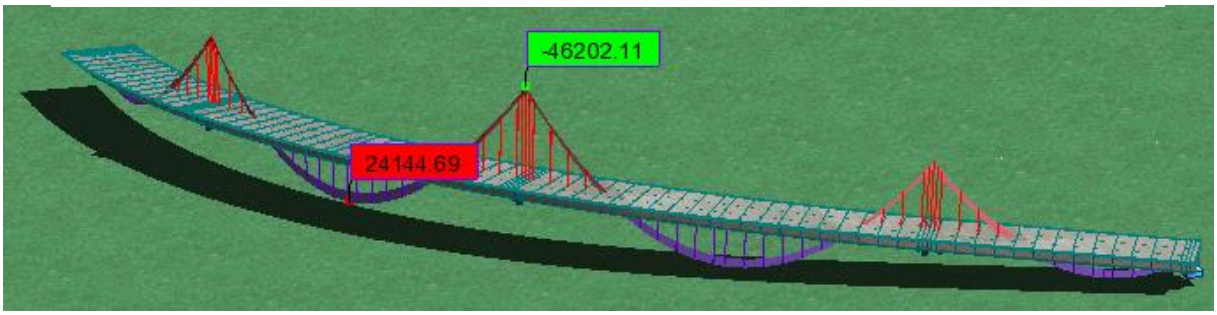
Annexe B.6 : Vu en plan.



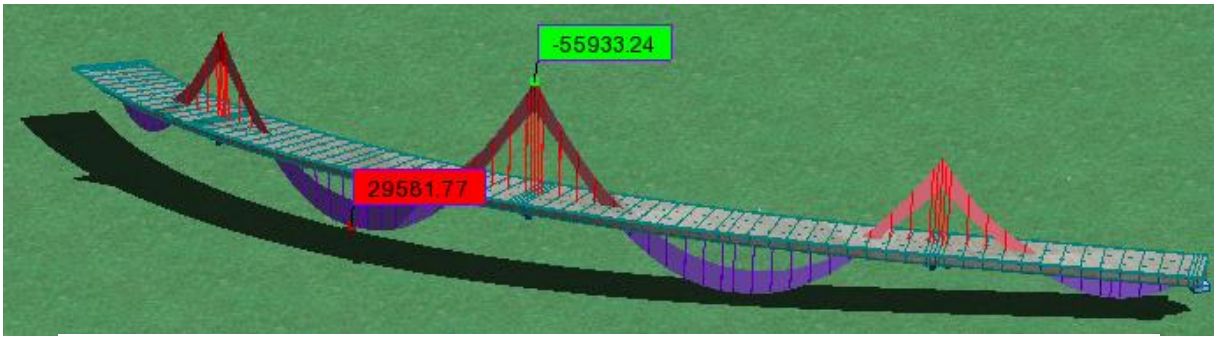
Annexe B.7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al+St.



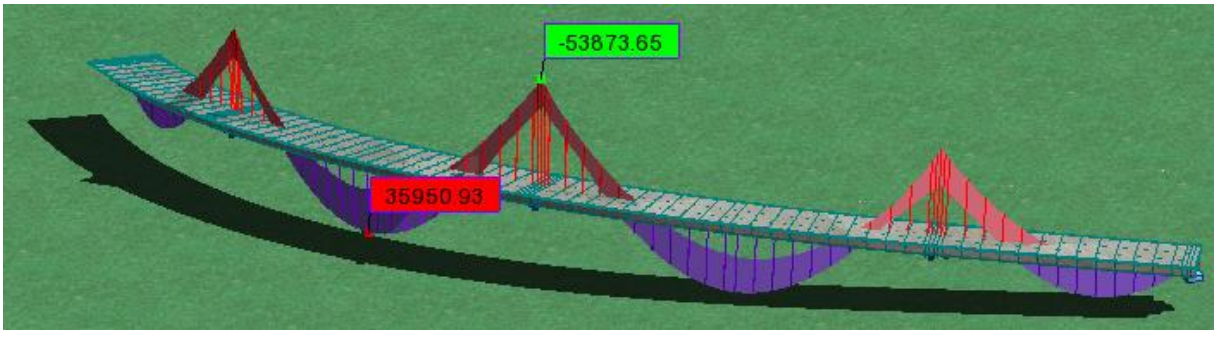
Annexe B.8 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



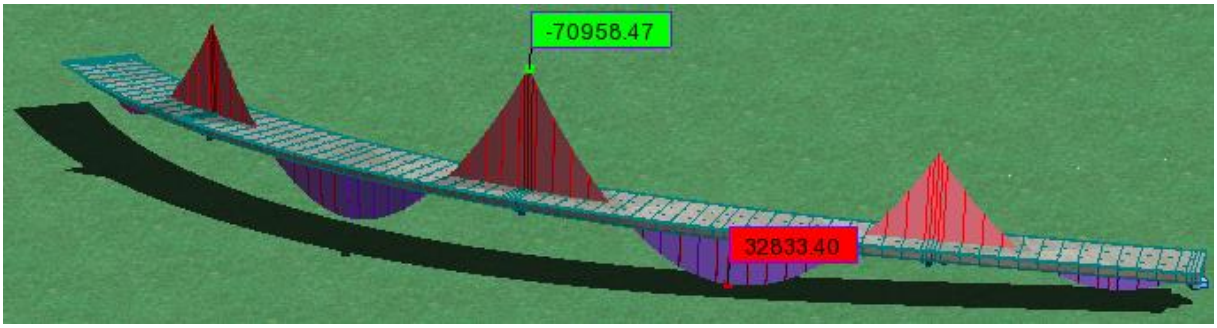
Annexe B 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



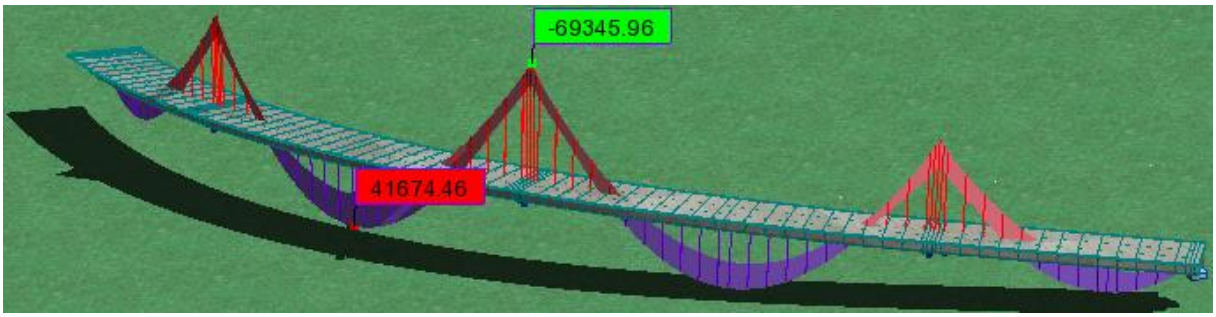
Annexe B.10 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120.



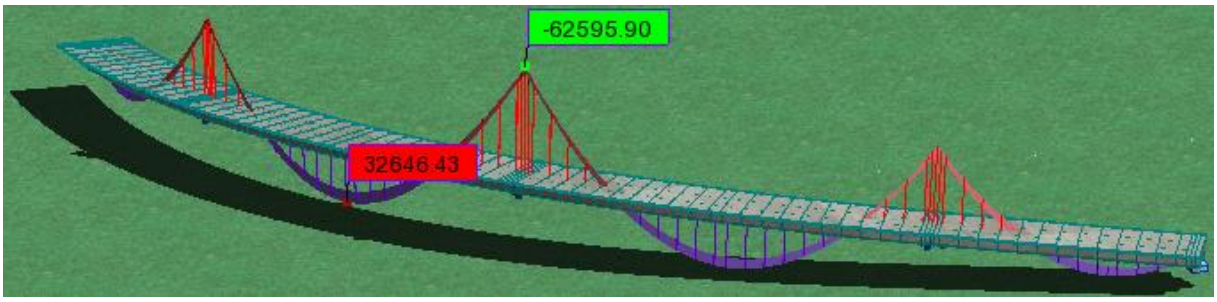
Annexe B.11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



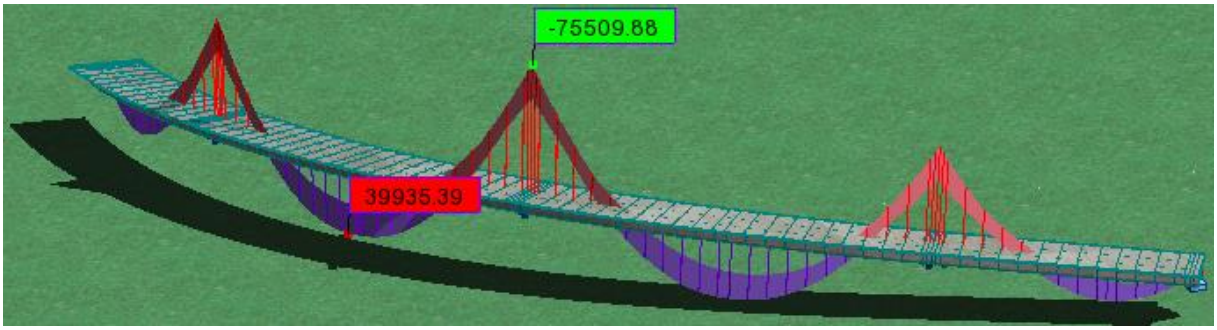
Annexe B.12 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Al+1.6St.



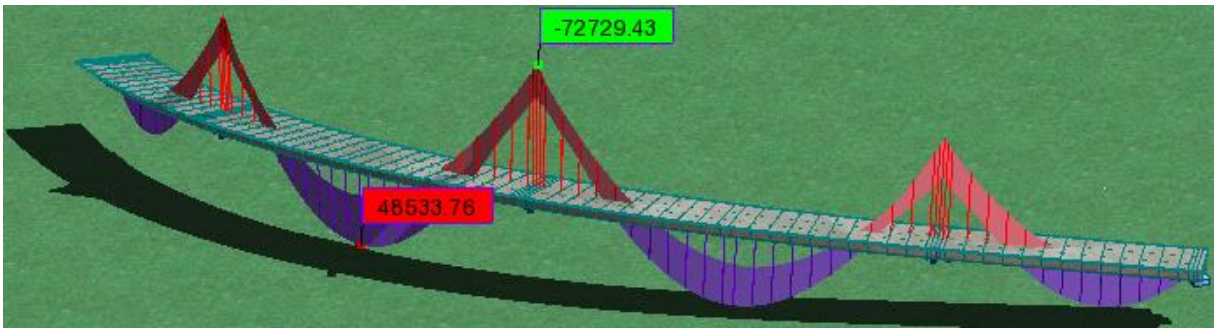
Annexe B.13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Bc+1.6St.



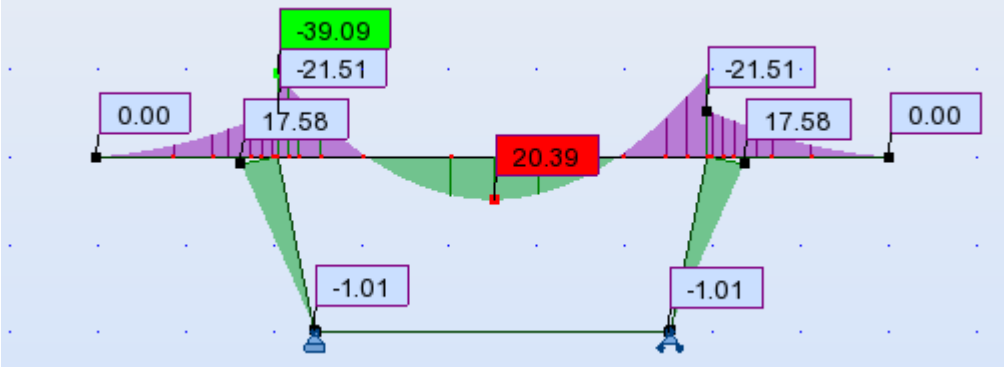
Annexe B.14 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Bt+1.6St.



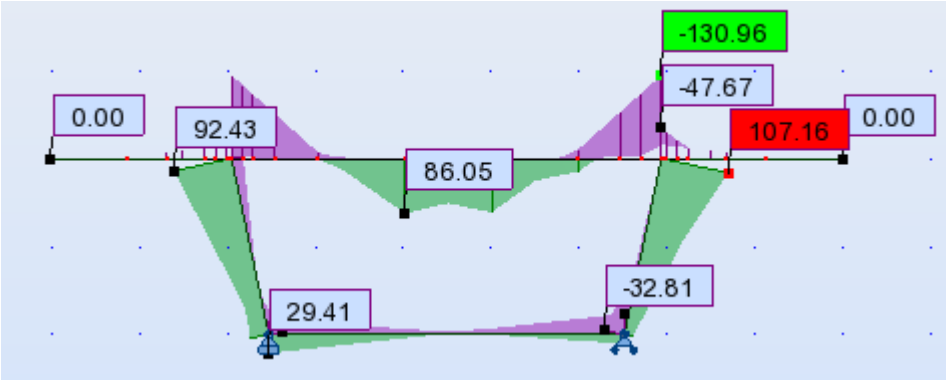
Annexe B.15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



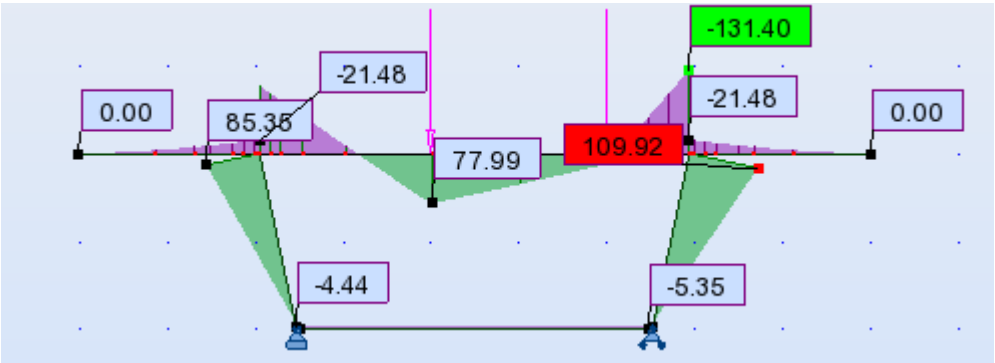
Annexe B.16 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



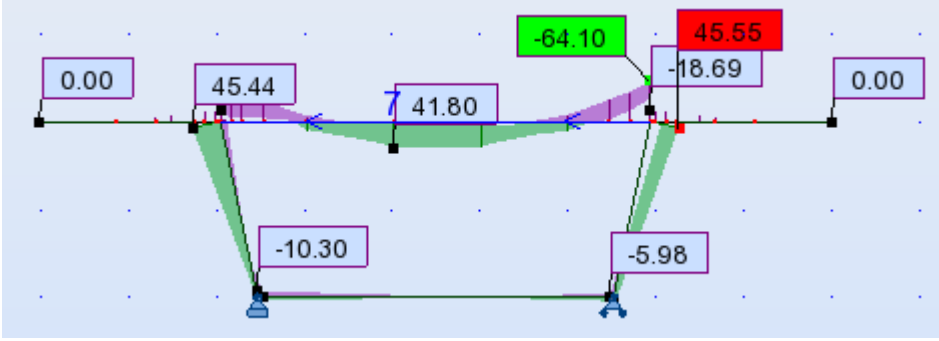
Annexe B.17 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Al+St.



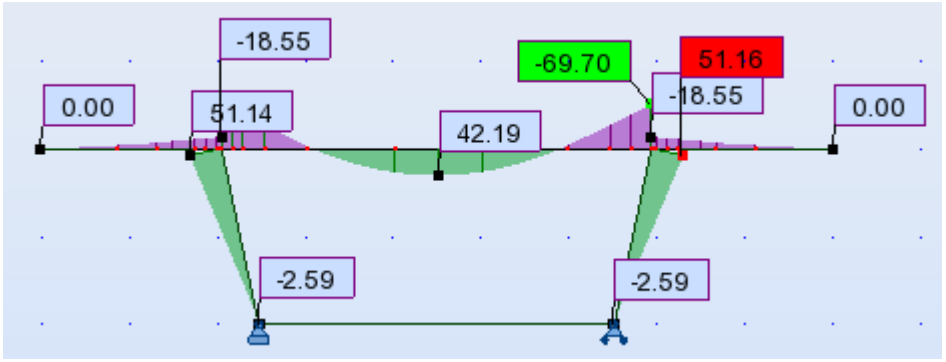
Annexe B.18 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



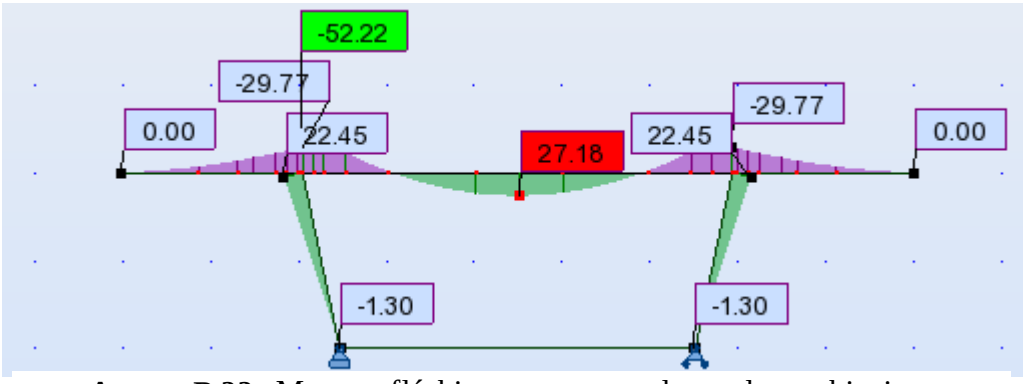
Annexe B.19 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



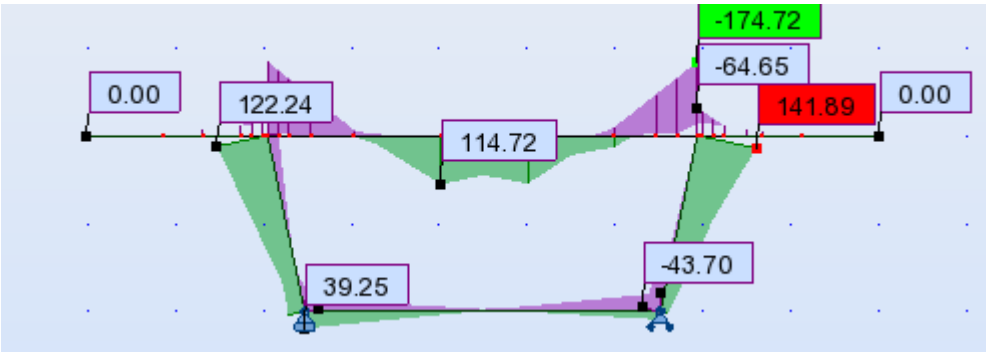
Annexe B.20 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+MC120.



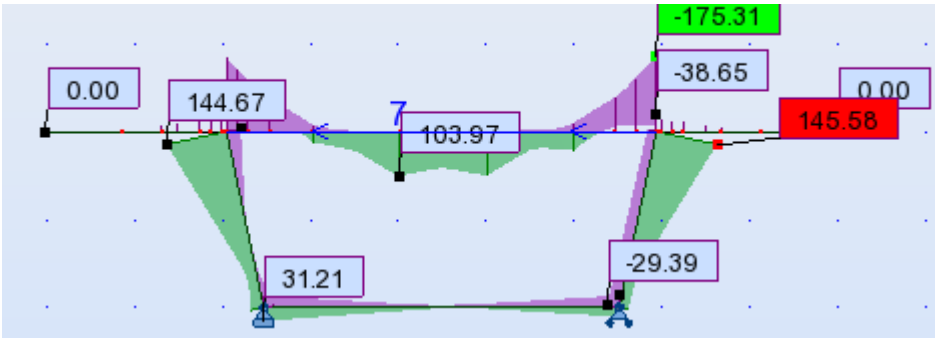
Annexe B.21 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240.



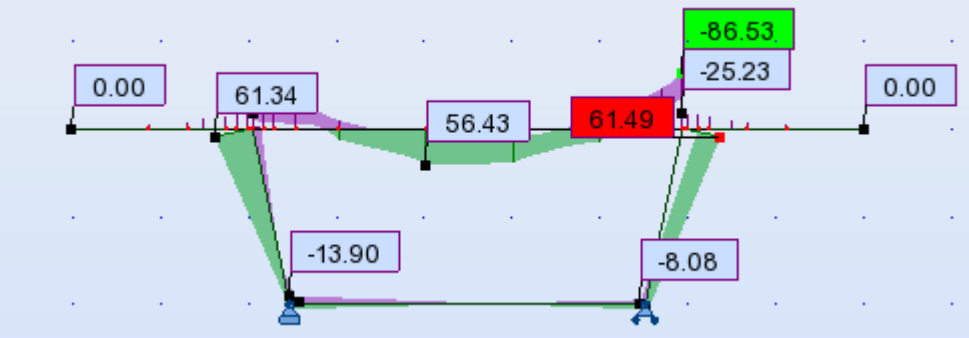
Annexe B.22 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al+1.6St.



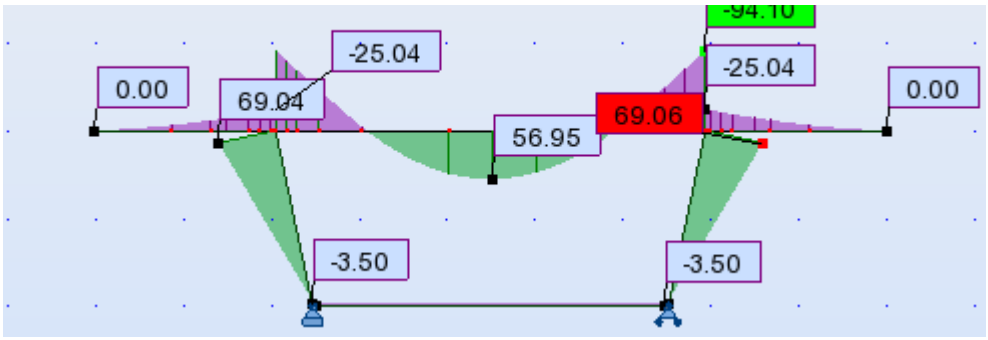
Annexe B.23 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St.



Annexe B.24 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+1.6St.



Annexe B.25 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



Annexe B.26 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

ANNEXE C

ANNEXE C

Annexe C.1 : Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

Cas de charge	L (m)	G total (KN)	δ selon le nombre de voies chargées	
			1 voie	2 voies
Cas 1	30.90	6 137.37	1.073	1.086
Cas 2	49.50	9 448.56	1.048	1.057
Cas 3	61.80	12 274.74	1.039	1.046
Cas 4	80.40	15 585.93	1.030	1.036
Cas 5	99.00	18 897.12	1.025	1.030
Cas 6	80.40	15 585.93	1.030	1.036
Cas 7	111.30	21 723.30	1.022	1.026
Cas 8	129.90	25 034.49	1.019	1.023
Cas 9	160.80	31 171.86	1.016	1.018

Annexe C.2 : Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de charge	L (m)	G total (KN)	δ selon le nombre de voies chargées
			1 voie
Cas 1	30.90	6 137.37	1.065
Cas 2	49.50	9 448.56	1.043
Cas 3	61.80	12 274.74	1.035
Cas 4	80.40	15 585.93	1.027
Cas 5	99.00	18 897.12	1.022
Cas 6	80.40	15 585.93	1.027
Cas 7	111.30	21 723.30	1.020
Cas 8	129.90	25 034.49	1.017
Cas 9	160.80	31 171.86	1.014

Annexe C.3 : Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge MC210.

Cas de charge	L (m)	G total (KN)	δ
Cas 1	30.90	6 137.37	1.081
Cas 2	49.50	9 448.56	1.054
Cas 3	61.80	12 274.74	1.043
Cas 4	80.40	15 585.93	1.034
Cas 5	99.00	18 897.12	1.028
Cas 6	80.40	15 585.93	1.034
Cas 7	111.30	21 723.30	1.025
Cas 8	129.90	25 034.49	1.021
Cas 9	160.80	31 171.86	1.017

Annexe C.4 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Contin	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
Début VC 01	0,00	0,00	0	2	0,00	4,70	11,22	5,38	0,98	1,32	0,00	0,47	0,02	0,96
Début VSC (C01/P01)	1,65	-1,79	0	2	0,00	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	0,96	0,16	1,68
Début V01	2,85	-3,64	0	4	0,00	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	0,79	0,71	2,79
Début V02	5,15	-6,44	0	4	0,00	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	1,05	0,78	2,69
Début V03	7,45	-8,25	2	6	4,70	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	0,87	2,54	3,94
Début V04	9,75	-9,08	4	6	9,40	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	0,99	3,97	3,75
Début V05	12,05	-8,93	6	6	14,09	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	0,99	5,53	3,38
Début V06	14,35	-7,80	8	6	18,79	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,99	6,89	3,30
Début V07	16,65	-5,68	10	4	23,49	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	8,14	1,45
Début V08	18,95	-2,60	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	1,05	9,08	1,98
Début V09	21,25	1,47	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	9,88	0,81
Début V10	23,55	6,52	16	0	37,58	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	0,00	10,50	-0,10
Début V11	25,85	12,54	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	10,54	1,75
Début V12	28,15	19,55	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	10,34	3,96
Début VSP (P01)	30,45	27,52	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,00	9,08	5,83
Axe VSP (P01)	31,50	31,50	20	0	46,98	0,00	11,22	5,38	0,98	1,32	0,71	0,00	4,52	3,73
Début V13	32,55	27,00	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	8,67	6,44
Début V14	34,85	17,94	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	9,33	3,54
Début V15	37,15	9,84	16	2	37,58	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	0,52	9,98	2,59
Début V16	39,45	2,69	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	9,60	1,21
Début V17	41,75	-3,45	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,79	9,82	0,89
Début V18	44,05	-8,65	10	6	23,49	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	0,87	9,04	2,05
Début V19	46,35	-12,85	8	8	18,79	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,92	8,05	3,51
Début V20	48,65	-16,08	6	8	14,09	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	1,01	6,78	3,45

Début V21	50,95	-18,32	4	10	9,40	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	0,91	5,93	4,70
Début V22	53,25	-19,58	2	10	4,70	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	0,98	4,23	5,29
Début VSC (P01/P02)	55,55	-19,88	0	10	0,00	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	0,98	3,18	4,92
Début V23	56,95	-19,54	2	10	4,70	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	0,98	4,22	5,30
Début V24	59,25	-18,22	4	10	9,40	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	0,98	5,54	5,28
Début V25	61,55	-15,92	6	8	14,09	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	1,01	6,75	3,51
Début V26	63,85	-12,62	8	8	18,79	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	1,01	7,62	4,15
Début V27	66,15	-8,34	10	6	23,49	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	8,41	2,98
Début V28	68,45	-3,08	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	1,05	9,19	1,82
Début V29	70,75	3,15	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	9,50	1,37
Début V30	73,05	10,38	16	2	37,58	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	1,05	9,30	3,59
Début V31	75,35	18,59	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	9,18	3,76
Début V32	77,65	27,78	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	8,49	6,69
Début VSP (P02)	79,95	37,95	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,00	6,73	9,29
Axe VSP (P02)	81,00	42,91	20	0	46,98	0,00	11,22	5,38	0,98	1,32	0,71	0,00	2,45	6,53
Début V33	82,05	37,96	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	6,20	10,07
Début V34	84,35	27,84	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	7,10	6,83
Début V35	86,65	18,70	16	2	37,58	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	0,52	7,98	5,52
Début V36	88,95	10,54	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	7,84	3,82
Début V37	91,25	3,34	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,79	8,29	3,14
Début V38	93,55	-2,88	10	6	23,49	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	0,87	7,74	3,96
Début V39	95,85	-8,13	8	8	18,79	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,92	6,98	5,07
Début V40	98,15	-12,40	6	8	14,09	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	1,01	5,95	4,67
Début V41	100,45	-15,68	4	10	9,40	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	0,91	5,34	5,58
Début V42	102,75	-17,98	2	10	4,70	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	0,98	3,87	5,82
Début VSC (P02/P03)	105,05	-19,28	0	10	0,00	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	0,98	3,04	5,12
Début V43	106,45	-19,59	2	10	4,70	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	0,98	4,24	5,28

Début V44	108,75	-19,30	4	10	9,40	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	0,98	5,78	4,92
Début V45	111,05	-18,02	6	8	14,09	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	1,01	7,22	2,81
Début V46	113,35	-15,75	8	8	18,79	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	1,01	8,32	3,11
Début V47	115,65	-12,49	10	6	23,49	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	9,34	1,60
Début V48	117,95	-8,24	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	1,05	10,35	0,11
Début V49	120,25	-3,00	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	10,89	-0,67
Début V50	122,55	3,19	16	2	37,58	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	1,05	10,91	1,21
Début V51	124,85	10,41	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	11,02	1,04
Début V52	127,15	18,54	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	10,57	3,63
Début VSP (P03)	129,45	27,69	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,00	9,04	5,89
Axe VSP (P03)	130,50	32,19	20	0	46,98	0,00	11,22	5,38	0,98	1,32	0,71	0,00	4,40	3,90
Début V53	131,55	28,19	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	8,40	6,83
Début V54	133,85	20,16	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	8,83	4,28
Début V55	136,15	13,11	16	0	37,58	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	0,00	9,01	2,08
Début V56	138,45	7,04	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	0,52	9,19	1,83
Début V57	140,75	1,94	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,79	8,61	2,68
Début V58	143,05	-2,18	10	4	23,49	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	1,05	7,35	2,61
Début V59	145,35	-5,33	8	6	18,79	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,87	6,71	3,56
Début V60	147,65	-7,50	6	6	14,09	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	0,99	5,21	3,85
Début V61	149,95	-8,68	4	6	9,40	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	0,99	3,88	3,89
Début V62	152,25	-8,93	2	6	4,70	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	0,99	2,32	4,26
Début V63	154,55	-8,10	0	4	0,00	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	1,05	1,16	2,14
Début V64	156,85	-6,34	0	4	0,00	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	1,05	0,76	2,72
Début VSC (P03/C02)	159,15	-3,59	0	2	0,00	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	1,05	0,47	1,22
Début VC 02	160,35	-1,77	0	2	0,00	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	0,96	0,16	1,69
Fin VC 02	162,00	0,00	0	2	0,00	4,70	11,22	5,38	0,98	1,32	0,00	0,47	0,02	0,96

Annexe C.5 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Desg	X (m)	Mmin (MN.m)	Mmax (MN.m)	n cables fleau	n cables Contin	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	Mmin σSup (MPa)	Mmin σInf (MPa)	Mmax σSup (MPa)	Mmax σInf (MPa)
Début VC 01	0,00	0,00	0,00	0	2	0,00	4,70	11,22	5,38	0,98	1,32	0,00	4,70	0,02	0,96	0,02	0,96
Début VSC (C01/P01)	1,65	-3,42	-1,37	0	2	0,00	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	4,70	0,53	1,14	0,07	1,82
Début V01	2,85	-6,98	-2,73	0	4	0,00	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	9,40	1,46	1,68	0,51	3,09
Début V02	5,15	-12,55	-4,59	0	4	0,00	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	9,40	2,16	0,66	0,37	3,30
Début V03	7,45	-16,53	-4,00	2	6	4,70	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	14,09	4,41	1,19	1,58	5,35
Début V04	9,75	-18,91	-5,36	4	6	9,40	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	14,09	6,18	0,49	3,13	4,99
Début V05	12,05	-19,69	-4,28	6	6	14,09	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	14,09	7,95	-0,19	4,48	4,92
Début V06	14,35	-18,86	-2,21	8	6	18,79	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	14,09	9,38	-0,37	5,63	5,15
Début V07	16,65	-16,46	0,83	10	4	23,49	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	9,40	10,57	-2,13	6,68	3,61
Début V08	18,95	-12,53	4,84	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	9,40	11,32	-1,31	7,41	4,45
Début V09	21,25	-7,00	9,85	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	4,70	11,79	-2,00	7,99	3,59
Début V10	23,55	0,05	15,84	16	0	37,58	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	0,00	11,96	-2,25	8,40	2,99
Début V11	25,85	8,58	22,79	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	11,44	0,44	8,24	5,15
Début V12	28,15	16,29	30,74	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	11,08	2,88	7,82	7,68
Début VSP (P01)	30,45	23,99	39,64	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,00	9,87	4,66	6,35	9,85
Axe VSP (P01)	31,50	29,21	44,04	20	0	46,98	0,00	11,22	5,38	0,98	1,32	0,71	0,00	4,94	3,17	2,24	6,81
Début V13	32,55	23,63	37,88	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	9,43	5,32	6,22	10,05
Début V14	34,85	15,16	26,17	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	9,95	2,62	7,47	6,27
Début V15	37,15	7,66	15,94	16	2	37,58	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	4,70	10,47	1,86	8,60	4,61
Début V16	39,45	1,02	6,81	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	4,70	9,98	0,66	8,68	2,58
Début V17	41,75	-9,63	0,31	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	9,40	11,22	-1,16	8,98	2,14
Début V18	44,05	-17,07	-5,20	10	6	23,49	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	14,09	10,93	-0,74	8,26	3,19
Début V19	46,35	-23,22	-9,73	8	8	18,79	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	18,79	10,38	0,07	7,35	4,54
Début V20	48,65	-28,04	-13,29	6	8	14,09	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	18,79	9,48	-0,52	6,15	4,38

Début V21	50,95	-31,53	-14,66	4	10	9,40	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	23,49	8,91	0,32	5,11	5,92
Début V22	53,25	-33,61	-15,66	2	10	4,70	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	23,49	7,39	0,63	3,35	6,59
Début VSC (P01/P02)	55,55	-34,32	-17,18	0	10	0,00	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	23,49	6,43	0,13	2,57	5,82
Début V23	56,95	-34,05	-16,49	2	10	4,70	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	23,49	7,49	0,49	3,54	6,31
Début V24	59,25	-32,48	-14,57	4	10	9,40	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	23,49	8,75	0,55	4,72	6,49
Début V25	61,55	-29,50	-11,67	6	8	14,09	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	18,79	9,80	-1,00	5,79	4,91
Début V26	63,85	-25,13	-7,77	8	8	18,79	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	18,79	10,43	0,00	6,52	5,75
Début V27	66,15	-19,37	-2,89	10	6	23,49	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	14,09	10,89	-0,68	7,18	4,79
Début V28	68,45	-12,26	2,95	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	9,40	11,26	-1,22	7,83	3,82
Début V29	70,75	-3,85	9,78	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	4,70	11,08	-0,96	8,01	3,57
Début V30	73,05	5,83	17,60	16	2	37,58	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	4,70	10,32	2,08	7,67	5,99
Début V31	75,35	16,54	26,40	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	9,64	3,08	7,42	6,35
Début V32	77,65	26,37	37,06	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	8,81	6,23	6,40	9,77
Début VSP (P02)	79,95	36,18	49,75	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,00	7,13	8,70	4,07	13,20
Axe VSP (P02)	81,00	40,43	55,93	20	0	46,98	0,00	11,22	5,38	0,98	1,32	0,71	0,00	2,90	5,92	0,07	9,73
Début V33	82,05	36,08	49,73	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	6,62	9,45	3,55	13,98
Début V34	84,35	26,05	37,93	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	7,50	6,23	4,83	10,17
Début V35	86,65	15,73	28,18	16	2	37,58	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	4,70	8,65	4,54	5,85	8,67
Début V36	88,95	4,76	19,41	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	4,70	9,14	1,90	5,84	6,76
Début V37	91,25	-5,08	11,61	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	9,40	10,19	0,35	6,43	5,89
Début V38	93,55	-13,64	4,77	10	6	23,49	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	14,09	10,16	0,39	6,02	6,50
Début V39	95,85	-20,87	-1,08	8	8	18,79	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	18,79	9,85	0,85	5,40	7,41
Début V40	98,15	-26,69	-5,96	6	8	14,09	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	18,79	9,17	-0,07	4,50	6,81
Début V41	100,45	-31,10	-9,86	4	10	9,40	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	23,49	8,81	0,46	4,03	7,51
Début V42	102,75	-34,12	-12,77	2	10	4,70	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	23,49	7,51	0,46	2,70	7,54
Début VSC (P02/P03)	105,05	-35,70	-14,69	0	10	0,00	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	23,49	6,74	-0,32	2,01	6,65
Début V43	106,45	-35,95	-15,37	2	10	4,70	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	23,49	7,92	-0,14	3,29	6,68

Début V44	108,75	-35,21	-16,10	4	10	9,40	23,49	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	23,49	9,37	-0,35	5,06	5,99
Début V45	111,05	-33,07	-13,99	6	8	14,09	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	18,79	10,61	-2,18	6,31	4,15
Début V46	113,35	-29,48	-11,36	8	8	18,79	18,79	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	18,79	11,41	-1,45	7,33	4,56
Début V47	115,65	-24,51	-7,75	10	6	23,49	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	14,09	12,05	-2,39	8,27	3,17
Début V48	117,95	-18,20	-3,15	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	9,40	12,60	-3,19	9,21	1,80
Début V49	120,25	-10,56	2,41	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	4,70	12,59	-3,18	9,67	1,12
Début V50	122,55	-1,67	8,95	16	2	37,58	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	4,70	12,01	-0,41	9,62	3,12
Début V51	124,85	7,87	16,48	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	11,60	0,20	9,66	3,06
Début V52	127,15	17,09	26,76	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	10,90	3,15	8,72	6,36
Début VSP (P03)	129,45	25,58	38,22	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	0,00	9,52	5,19	6,67	9,38
Axe VSP (P03)	130,50	30,06	43,83	20	0	46,98	0,00	11,22	5,38	0,98	1,32	0,71	0,00	4,79	3,38	2,28	6,76
Début V53	131,55	25,88	38,71	20	0	46,98	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,66	0,00	8,92	6,06	6,03	10,32
Début V54	133,85	18,02	29,88	18	0	42,28	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	0,00	9,31	3,57	6,64	7,50
Début V55	136,15	9,81	22,03	16	0	37,58	0,00	6,05	4,13	0,93	1,37	0,68	0,00	9,76	0,99	7,01	5,04
Début V56	138,45	1,66	15,15	14	2	32,88	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	4,70	10,40	0,05	7,36	4,52
Début V57	140,75	-5,49	9,24	12	4	28,19	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,71	9,40	10,28	0,21	6,97	5,10
Début V58	143,05	-11,17	4,30	10	4	23,49	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,69	9,40	9,38	-0,37	5,90	4,76
Début V59	145,35	-15,28	0,34	8	6	18,79	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,67	14,09	8,95	0,26	5,43	5,44
Début V60	147,65	-17,85	-2,62	6	6	14,09	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,63	14,09	7,54	0,42	4,11	5,47
Début V61	149,95	-18,86	-4,62	4	6	9,40	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,56	14,09	6,17	0,51	2,97	5,23
Début V62	152,25	-18,29	-5,63	2	6	4,70	14,09	6,05	4,13	0,93	1,37	0,33	14,09	4,43	1,15	1,58	5,35
Début V63	154,55	-16,09	-4,62	0	4	0,00	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	9,40	2,95	-0,51	0,37	3,29
Début V64	156,85	-12,28	-4,72	0	4	0,00	9,40	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	9,40	2,10	0,75	0,39	3,26
Début VSC (P03/C02)	159,15	-6,86	-2,79	0	2	0,00	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	4,70	1,21	0,14	0,29	1,49
Début VC 02	160,35	-3,39	-1,39	0	2	0,00	4,70	6,05	4,13	0,93	1,37	0,00	4,70	0,52	1,15	0,07	1,81
Fin VC 02	162,00	0,00	0,00	0	2	0,00	4,70	11,22	5,38	0,98	1,32	0,00	4,70	0,02	0,96	0,02	0,96

Annexe C.6 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile).

Sollicitations	Vertical	Horizontal	Moment
Désignations	**(KN)**	**(KN)**	**(KN.m)**
G_{max} Pile	1650	-	-
G_{max} Tablier	9886,73	-	-
A(l) 2Voies	1589,09	-	-
D240	4224,05	-	-
Bc 2Voies	2402,41	-	-
Bt 2Voies	800,61	-	-
Mc 120	3375,78	-	-
ST	233,31		
Freinage Bc 2Vs	-	70	560
Freinage A(l) 2 Vs	-	63	504
H_T	-	0	0
H_{flv} (Ret + flu)	-	0	0
Séisme longitudinal	-	1 461,78	10962,24
Séisme transversal	-	1 471,98	11038,95

Annexe C.7 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELS.

Combinaisons	N	H	MH
G	11556,98	0,00	0,00
G+1,2Al	13697,20	75,60	604,80
G+1,2Bc	14673,18	84,00	672,00
G+Mc120	14932,76	0,00	0,00
G+D240	15781,03	0,00	0,00

Annexe C.8 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELU.

Combinaisons	N	H	MH
P.perm	15601,92	0,00	0,00
1,35G+1,6Al	18517,76	100,80	806,40
1,35G+1,6Bc	19819,08	112,00	896,00
1,35G+1,35Mc120	20159,23	0,00	0,00
1,35G+1,35D240	21304,39	0,00	0,00

Annexe C.9 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELA.

Combinaisons	N	H long	MH long	H tra	MH tr
G	11556,98	0,00	0,00	0,00	0,00
G + Ex + 0,2A(l)	12108,11	1474,38	11063,04	1484,58	11139,75
G + Ex + 0,2BC	12270,77	1475,78	11074,24	1485,98	11150,95
G + Ex + 0,2MC120	12232,14	1461,78	10962,24	1471,98	11038,95
G + Ex + 0,2D240	12401,79	1461,78	10962,24	1471,98	11038,95

Annexe C.10 : Evaluations des efforts agissant sous la semelle (cas de la pile)

Désignation	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}$/O/a (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	4608,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	1650,00	/	0,00	5,75	0,00	/
chevetre	0,00	/	0,00	10,00	0,00	/
G Tablier	9736,92	/	0,00	10,00	0,00	/
Hf+r	/	0,00	/	10,00	/	0,00
HT°	/	0,00	/	10,00	/	0,00
Somme	15994,92	0,00	/	/	0,00	0,00
(Al)	1589,09	0,00	0,00	0,00	0,00	/
(Bc)	2402,41	0,00	0,00	0,00	0,00	/
Mc120	3375,78	0,00	0,00	0,00	0,00	/
D240	4224,05	0,00	0,00	0,00	0,00	/
St		0,00	0,00	0,00	0,00	/
Al	/	63,00	/	10,00	/	630,00
Bc	/	70,00	/	10,00	/	700,00

Annexe C.11 : Evaluations de la décente de charge (cas de la pile) a l'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM	*R1*	*R2*	*R3*
G	15994,92	0,00	0,00	0,00	0,00	1777,21	1777,21	1777,21
G+1,2Al	17901,83	75,60	756,00	0,00	756,00	1954,09	2024,09	1989,09
G+1,2Bc	18877,81	84,00	840,00	0,00	840,00	2058,64	2136,42	2097,53
G+Mc120	19370,70	0,00	0,00	0,00	0,00	2152,30	2152,30	2152,30
G+D240	20218,97	0,00	0,00	0,00	0,00	2246,55	2246,55	2246,55

Annexe C.12 : Evaluations de la décente de charge (cas de la pile) a l'ELU.

	N	H	MH	MV	Δ M	*R1*	*R2*	*R3*
G	21593,14	0,00	0,00	0,00	0,00	2399,23	2399,23	2399,23
1,35G+1,6Al	24135,69	100,80	1008,00	0,00	1008,00	2635,07	2728,41	2681,74
1,35G+1,6Bc	25437,00	112,00	1120,00	0,00	1120,00	2774,48	2878,18	2826,33
1,35(G+Mc120)	26150,45	0,00	0,00	0,00	0,00	2905,60	2905,60	2905,60
1,35(G+D240)	27295,61	0,00	0,00	0,00	0,00	3032,84	3032,84	3032,84

Annexe C.13 : Evaluations des efforts (cas de la pile).

Désignation	N (KN)	H_L (KN)	H_T(KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FHL}/_o$	$M_{FHT}/_o$
Fûts	99,00	330,00	312,00	0,00	5,75	0,00	1897,50	1794,00
Semelle	276,48	921,60	921,60	0,00	1,00	0,00	921,60	921,60
Séisme Tablier	1471,00	2199,24	2196,78	0,00	10,00	0,00	21992,40	21967,79

Annexe C.14 : Evaluations des efforts sismiques sous pile.

	E1+G+Rmax	E2+G+Rmax	E3+G+Rmax	E1+G+Rmin	E2+G+Rmin	E3+G+Rmin
HL	2530,45	759,13	759,13	-2544,45	-773,13	-773,13
HT	755,83	2519,45	755,83	-755,83	-2519,45	-755,83
ML	22172,35	6651,70	6651,70	-22312,35	-6791,70	-6791,70
MT	6640,50	22135,00	6640,50	-6640,50	-22135,00	-6640,50
N	17295,18	17295,18	18357,90	15857,29	15857,29	14794,57

Annexe C.15 : Evaluations des efforts (cas de la culée).

Désignation	*N (kN)*	*H (kN)*	$/_{FV}/o$ *(x/o)*	$/_{FH}/O/a$ *(y/a,o)*	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
MGG	254,93	48,10	-0,05	8,00	-12,74	384,80
Corbeau	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mur frontal	2690,28	507,60	-1,00	4,35	-2690,28	2208,06
Mur en retour	1170,24	220,80	2,45	6,51	2867,08	1437,40
Semelle	4884,48	921,60	0,00	1,00	0,00	921,60
DDT	238,50	45,00	2,70	8,59	643,95	386,55
Poids des terres sur talon	4125,10	778,32	2,50	4,35	10312,74	3385,69
Somme	13363,53	2521,42	/	/	11120,75	8724,11

Annexe C.16 : Évaluation des charges Sismique due à la poussée des terres

Désignation	*N (kN)*	*H (kN)*	*/FV/o (x/o)*	*/FH/O/a (y/a,o)*	*MFV/o*	*MFH/o*
Pad (1+kv)	0,00	3066,98	0,00	-2,76	0,00	-8485,33
Pad (1-kv)	0,00	3202,78	0,00	-2,76	0,00	-8861,04

Annexe C.17 : Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM	R1	R2	R3
G	22344,02	1629,43	-899,71	10491,27	9591,56	2038,61	2926,72	2482,66
G+Q	22752,50	1870,39	-1706,92	10491,27	8784,35	2121,37	2934,73	2528,05
G+Al	22693,38	1676,23	-572,11	10491,27	9919,16	2062,26	2980,70	2521,48
G+Bc	23893,33	1682,23	-530,11	10491,27	9961,16	2193,64	3115,98	2654,81
G+Mc120	23710,95	1629,43	-899,71	10491,27	9591,56	2190,49	3078,60	2634,55
G+D240	24371,33	1629,43	-899,71	10491,27	9591,56	2263,87	3151,98	2707,92

Annexe C.18 : Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELU.

	N	H	MH	MV	Δ M	R1	R2	R3
1.35G	30623,96	2099,41	-1916,84	14163,22	12246,37	2835,70	3969,62	3402,66
1.35G+1.6Q	30623,96	2400,61	-2925,86	14163,22	11237,35	2882,41	3922,91	3402,66
1.35G+1.6Al	31182,94	2157,91	-1507,34	14163,22	12655,87	2878,85	4050,69	3464,77
1.35G+1.6Bc	32701,64	2165,41	-1454,84	14163,22	12708,37	3045,16	4221,86	3633,51
1.35(G+Mc120)	32469,32	2099,41	-1916,84	14163,22	12246,37	3040,74	4174,66	3607,70
1.35(G+D240)	33360,83	2099,41	-1916,84	14163,22	12246,37	3139,79	4273,72	3706,75

Annexe C.19 : Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELA.

	N	V	M	R1	R2	R3
P max - H + 0,3V	23089,88	-7637,36	20247,11	1628,17	1628,17	2565,54
P min - H - 0,3V	18736,35	-7498,25	13915,37	1437,58	1437,58	2081,81
P max + V - 0,3H	36483,01	-3581,19	28198,78	2748,16	2748,16	4053,66
P min - V - 0,3H	9361,16	-3535,96	6034,99	760,73	760,73	1040,12

ANNEXE D

ANNEXE D

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR

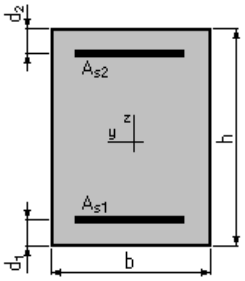
Hourdi supérieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm) d_1 = 5,0 (cm)
h = 25,0 (cm) d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	130,96	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 31,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,8 (cm2)
théorique ρ = 1,55 (%)
minimum ρ_{min} = 0,19 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 130,96 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,8 (cm)
Bras de levier: Z = 16,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 16,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 252,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

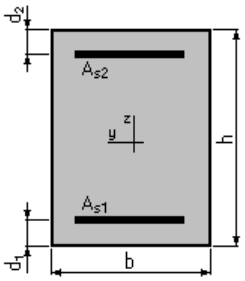
Hourdi supérieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm) d_1 = 5,0 (cm)
h = 25,0 (cm) d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	86,05	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,8 (cm2)
théorique ρ = 0,99 (%)
minimum ρ_{min} = 0,19 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 86,05 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,3 (cm)
Bras de levier: Z = 17,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 252,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

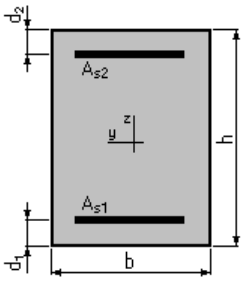
Hourdi inférieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm) d_1 = 5,0 (cm)
h = 35,0 (cm) d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	32,81	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,0 (cm2)
théorique ρ = 0,17 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 32,81 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,08
Position de l'axe neutre: y = 6,0 (cm)
Bras de levier: Z = 28,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 16,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

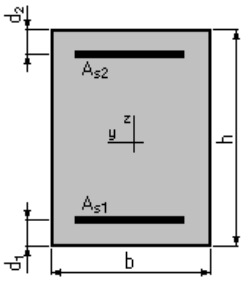
Hourdi inférieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm) d_1 = 5,0 (cm)
h = 35,0 (cm) d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	29,41	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,0 (cm2)
théorique ρ = 0,17 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 29,41 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,20
Position de l'axe neutre: y = 6,0 (cm)
Bras de levier: Z = 28,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 14,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

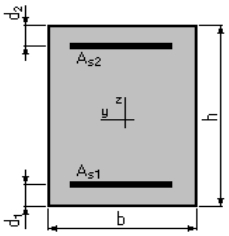
Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	244,30	107,16

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,8 (cm2)
théorique ρ = 0,15 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 244,30 (kN) M = 107,16 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,22
Position de l'axe neutre: y = 13,3 (cm)
Bras de levier: Z = 40,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 21,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA PILE

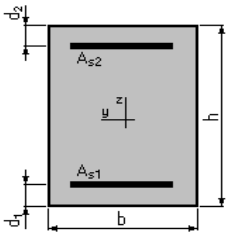
Ferraillage du voile (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 160,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	3603,47	167,56
2.	ELS	2667,85	125,67
3.	ELA	22310,50	2027,44

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 15,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 3603,47 (kN) M = 167,56 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,11 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 188,4 (cm)
Bras de levier: Z = 79,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,14 (‰)
Contrainte de l'acier:

Cas N^O 2: Type ELS N = 2667,85 (kN) M = 125,67 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,17
Position de l'axe neutre: y = 532,3 (cm)
Bras de levier: Z = 79,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 22310,50 (kN) M = 2027,44 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 177,3 (cm)
Bras de levier: Z = 84,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,26 (‰)
Contrainte de l'acier:

Ferraillage des pieux (Pile)

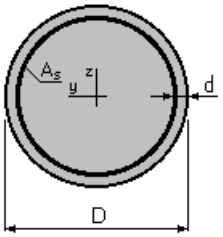
(Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	12,80	-45,70	0,00
2.	ELS	9,60	-34,28	0,00
3.	ELA	293,43	-1047,85	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU **N = 12,80 (kN)** **M_y = -45,70 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 55,97 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 30,2 (cm)
Bras de levier: Z = 100,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,81 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS **N = 9,60 (kN)** **M_y = -34,28 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 26,06
Position de l'axe neutre: y = 38,6 (cm)
Bras de levier: Z = 98,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 2,1 (MPa)
comprimée: σ_s' = 2,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 293,43 (kN)** **M_y = -1047,85 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,83 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 28,7 (cm)
Bras de levier: Z = 101,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,34 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

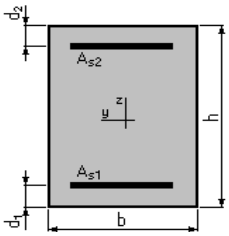
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 240,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	2195,92	851,44
2.	ELS	3015,55	1090,83
3.	ELA	2346,08	1107,68

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 23,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2195,92 (kN) M = 851,44 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 12,58 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 203,1 (cm)
Bras de levier: Z = 153,8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

Cas N^O 2: Type ELS N = 3015,55 (kN) M = 1090,83 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,52
Position de l'axe neutre: y = 252,7 (cm)
Bras de levier: Z = 151,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 2346,08 (kN) M = 1107,68 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 13,76 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 182,0 (cm)
Bras de levier: Z = 162,2 (cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

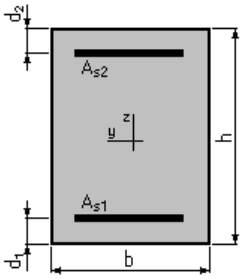
MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	169,50	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	126,90	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,9 (cm2)
théorique ρ = 0,32 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 169,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,59 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,6 (cm)
Bras de levier: Z = 43,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,14 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 126,90 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,9 (cm)
Bras de levier: Z = 41,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 215,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

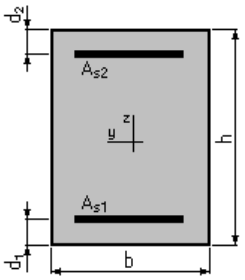
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	159,18	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	120,69	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 26,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)
théorique ρ = 1,04 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 159,18 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,54 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 8,3 (cm)
Bras de levier: Z = 21,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 6,99 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 120,69 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)
Bras de levier: Z = 21,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 215,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Ferraillage des pieux (Culée)

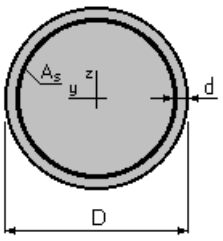
(Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	252,07	-932,20	0,00
2.	ELS	194,53	-719,42	0,00
3.	ELA	649,44	-2401,79	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 252,07 (kN) M_y = -932,20 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,73 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 30,0 (cm)
Bras de levier: Z = 100,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,87 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 194,53 (kN) M_y = -719,42 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,24
Position de l'axe neutre: y = 38,5 (cm)
Bras de levier: Z = 98,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 174,3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 76,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = 649,44 (kN) M_y = -2401,79 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,23 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 28,6 (cm)
Bras de levier: Z = 101,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,32 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)