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 / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V18 DU PK 32+700 AU PK 33+500 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU

Présenté par :

CHAMI Saïd

Encadré par :

Mr.Y BABAKHOUYA
Mr.N ZOURGUI

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

DEDICACES

A ma mère et mon père

A mes sœurs et mon frère

A tous mes amis

REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout à exprimer mes parfaits remerciements et gratitudes à **ALLAH** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer cet intéressant travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon cher encadreur **Mr BABAKHOUYA Youcef** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon Co-encadreur **Mr HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, qui m'a enseigné et qui, par sa compétence, m'a largement aidé à réaliser ma recherche Master.

Egalement au personnel de l'**ADA** et **ENGOA** de Tizi Ouzou ; **Mme SEDIK Rezika** et **Mr GHENIMA Brahim** pour leur précieuse aide et confortable accueil.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif, membres de jury** de l'école pour la richesse et la qualité de leurs formation et examinassions.

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, **ma famille et mes amis** pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous et à toutes.

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم و دراسة الجسر رقم 18 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 32+700 و النقطة 33+500، ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو و الطريق السيار شرق-غرب على مستوى الجباحية.

بدأنا عملنا هذا ببحث بيبليوغرافي حول الهشاشة الزلزالية لعائم الجسور المشيدة بالخرسانة المسلحة، متناولين بالتحديد موضوع تطوير منحنيات الهشاشة لهذه الدعائم. تطرقنا بعد ذلك إلى تصميم الجسر، حيث فرضنا 3 اقتراحات، واستنادا لتحليل متعدد المعايير، اخترنا خيار مختلط "صندوق-كمرة". بالتالي قمنا بدراسة جزءين : جزء الكمرة و المتكون من 8 امتدادات مستقلة مبنية بكمرات ذات سابقة إجهاد لاحق، أما الجزء الآخر فهو جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي. هذه الدراسة شملت البنية الفوقية و البنية التحتية، مرورا بتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات و مختلف العناصر المكونة للجسر، و هذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر و أوروبا، و بالاعتماد على برامج للحساب.

كلمات مفتاحية : تصميم و دراسة جسر، خيار مختلط "صندوق-كمرة"، جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي، سابقة إجهاد لاحق، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude du viaduc V18 situé entre le PK 32+700 et PK33+500 relevant de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à Djebahia.

Nous avons commencé notre travail par une recherche bibliographique sur la vulnérabilité sismique des piles de ponts en mettant l'accent sur le développement des courbes de fragilité. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dons laquelle on a proposé 3 variantes, et en se basant sur une analyse multicritère, on a opté pour une solution mixte « poutre-voussoir ». Donc on a amené à étudier deux parties ; Partie poutre constituée de 08 travées indépendantes à poutres VIPP, et une partie voussoir constituée d'un tablier continu à hauteur variable, réalisé par la méthode d'encorbellements successifs. Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des les règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

Mots clés: Conception et étude, Choix mixte « Poutre-Voussoir », Pont en caisson à hauteur variable, Encorbellements successifs, poutre VIPP, béton précontraint, Poste tension, Etude sismique, Infrastructure.

Abstract

This work is part of the design and study of the road bridge V18 located between PK32+700 and PK33+500 of the penetrating road between Tizi Ouzou and Djebahia.

This memory begins with a library search about seismic vulnerability of piers, putting the accent on the development of fragility curves. Next, we started the general design of 3 variants, where we chose a mixt one "Beam-Box" bridge. So, we had to study 2 parts; beam's part which contains 8 independent spans made by post tensioned pre-stressed beams, and box's part which is a height-adjustable box bridge made by the method of successive corbelling. This study contain the superstructure and infrastructure by going through the evaluation of the loads and overloads, pre-stress calculations, earthquake study, and the sizing of equipment and various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and Europe, and using software.

Keywords: Design and study, Mixt choice "Beam-Box" bridge, Height-adjustable box bridge, Successive corbelling, Post tensioned pre-stressed beams, Earthquake, Infrastructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA VULNERABILITE SISMIQUE DES PILES

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. HISTORIQUE 2
I.3. FONCTION DE VULNERABILITE 3
I.3.1. Définition d'une fonction de vulnérabilité 3
I.3.2. Définition des niveaux de dommages 4
I.3.3. Paramètres de vulnérabilité 5
I.3.4. Approches principales 5
I.3.4.1. Approche empirique 5
I.3.4.2. Approche analytique 6
I.3.4.3. Approche expérimentale 6
I.3.5. Comparaison entre les méthodes de développement des fonctions de fragilité 7
I.3.6. Comparaison entre les courbes de fragilité des piles et du pont entier 7
I.3.7. Exemple de la méthode analytique de Nielson (2003) 8
I.4. PATHOLOGIE DES PILES EN ZONE SISMIQUE 9
I.4.1. Dommages constatés sur les piles 9
I.4.2. Causes des dommages et recomandations 10
I.5. CONCLUSION 12

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION 13
II.2. PRESENTATION DU PROJET 13
II.2.1. Situation du Projet 13
II.2.2. Composantes de la pénétrante 14
II.2.3. Objectif du projet 14
II.2.4. Obstacles à Franchir : 14
II.3. LES DONNEES DE PROJET 15
II.3.1. Les données fonctionnelles 15
II.3.1.1. Tracé en plan 15
II.3.1.2. Profil en long 15
II.3.1.3. Profil en travers 16
II.3.2. Les données naturelles 16
II.3.2.1. Topographie 16
II.3.2.2. Sismicité du site 16
II.3.2.3. Température 16
II.3.2.4. Vent 16
II.3.2.5. Géotechnique 17
II.3.2.6. Hydrologie 18
II.4. CONCLUSION 18

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION 19
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 19
III.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 19
III.2.1.1. Conception longitudinale 19

III.2.1.2. Conception transversale 20
III.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place » 23
III.2.2.1. Conception longitudinale 23
III.2.2.2. Découpage des voussoirs 23
III.2.2.3. Conception transversale 24
III.2.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre » 27
III.2.3.1. Conception longitudinale 27
III.2.3.2. Conception transversale 27
III.2.3.3. Conception des poutres principales 28
III.2.3.4. Conception des pièces de pont 28
III.3. VERIFICATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT 31
III.3.1. Méthode de calcul 31
III.3.2. Vérification de la variante 01 31
III.3.2.1. Sollicitations 31
III.3.2.2. Estimation de la section de précontrainte 31
III.3.2.3. Vérification des contraintes 32
III.3.3. Vérification de la variante 02 32
III.3.3.1. Sollicitations 32
III.3.3.2. Estimation de la section de précontrainte 33
III.3.3.3. Vérification des contraintes 33
III.3.4. Vérification de la variante 03 34
III.3.4.1. Sollicitations 34
III.3.4.2. Vérification des contraintes 35
III.3.4.3. Goujons 37
III.4. ANALYSE MULTICRITERE 38
III.4.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction 38
III.4.2. Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers 38
III.4.3. Analyse des variantes 39
III.5. CONCLUSION 39

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION 42
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 42
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 42
IV.3.1. Béton 42
IV.3.2. Armatures 42
IV.3.2.1. Armatures passives 43
IV.3.2.2. Armatures de précontrainte 43
IV.3.3. Contraintes admissibles 43
IV.3.3.1. Béton 43
IV.3.3.2. Armatures 44
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS 45
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic 45
IV.4.1.1. Actions permanentes 45
IV.4.1.2. Action thermique 46
IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic 46
IV.4.2.1. Système de charge à considérer 46
IV.4.2.2. Caractéristiques du pont : 46
IV.4.2.3. Les cas de chargement : 47
IV.4.2.4. Système de charge A 48
IV.4.2.5. Système de charge B 49
IV.4.2.6. Charges militaires : Mc 120 51
IV.4.2.7. Charges exceptionnelles : D240 51
IV.4.2.8. Coefficient de majoration dynamique 51

IV.4.2.9. Efforts de freinage 52
IV.5. CONCLUSION 53

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER PARTIE VOUSSOIR

V.1. INTRODUCTION 54
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 54
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau 54
V.2.2. Charges à prendre en compte 55
V.2.2.1. Poids propre du fléau 55
V.2.2.2. Charge due au vent 55
V.2.2.3. Charges de chantier connues 55
V.2.2.4. Charges de chantier aléatoire 56
V.2.2.5. Actions accidentelles 56
V.2.3. Combinaisons d'action 57
V.2.4. Evaluation des efforts 57
V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte 58
V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles 59
V.2.5.2. Calcul de la surface des cales 60
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 62
V.3.1. Phases de réalisation du tablier 62
V.3.2. Combinaisons d'action 63
V.3.3. Modélisation 63
V.3.4. Résultats 64
V.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 65
V.4.1. Etude de la précontrainte du fléau 65
V.4.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau 65
V.4.1.2. Position et enrobage des câbles 67
V.4.1.3. Tracé des câbles en plan 67
V.4.1.4. Tracé des câbles en élévation 68
V.4.1.5. Résultats 69
V.4.2. Etude de la précontrainte de continuité 71
V.4.2.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale 71
V.4.2.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 74
V.4.3. Evaluation des pertes de la précontrainte 76
V.4.3.1. Pertes de tension instantanées 76
V.4.3.2. Pertes de tension différées 77
V.4.3.3. Les pertes totales 78
V.4.3.4. Application sur les câbles de fléau 78
V.4.4. Vérification des contraintes normales 79
V.4.4.1. Vérification des contraintes pour la partie voussoir 79
V.4.5. Armatures des zones tendues 80
V.4.6. Vérification des contraintes tangentielles 81
V.4.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 81
V.4.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 82
V.5. ETUDE TRANSVERSALE 84
V.5.1. Evaluation des efforts 84
V.5.1.1. Modélisation 84
V.5.1.2. Résultats 85
V.5.2. Ferraillage 86
V.5.2.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP 86
V.5.2.2. Ferraillage passif des voussoirs 87
V.6. CONCLUSION 88

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER PARTIE POUTRE

VI.1. INTRODUCTION 89
VI.2. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 89
VI.2.1. Modélisation 89
VI.2.2. Résultats 89
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 90
VI.3.1. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service : 90
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles : 91
VI.3.3. Pré-vérification des contraintes 92
VI.3.4. Position des câbles : 92
VI.3.5. Tracé des câbles : 93
VI.3.6. Evaluation des pertes de la précontrainte 94
VI.3.7. Vérification des contraintes normales 96
VI.3.7.1. Sections de vérification : 96
VI.3.7.2. Effort de précontrainte : 96
VI.3.7.3. Justification des contraintes normales : 97
VI.3.8. Vérification des contraintes tangentielles 98
VI.3.8.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 98
VI.3.8.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 98
VI.4. ARMATURES PASSIVES DES POUTRES 98
VI.4.1. Armatures passives des zones tendues 98
VI.4.2. Armatures de peau 99
VI.5. VERIFICATION DE LA FLECHE 100
VI.6. ETUDE DE L'ENTRETOISE 100
VI.6.1. Principe de ferraillage 100
VI.6.2. Évaluation des efforts 101
VI.6.3. Ferraillage de l'entretoise : 102
VI.7. ETUDE DE L'HOURDIS 103
VI.7.1. Principe de ferraillage : 103
VI.7.2. Évaluation des efforts 103
VI.7.3. Ferraillage de la dalle 104
VI.8. CONCLUSION 104

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1. INTRODUCTION 105
VII.2. APPAREIL D'APPUI 105
VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 105
VII.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis 106
VII.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui 106
VII.2.3.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui 106
VII.2.3.2. Evaluation des déplacements horizontaux 107
VII.2.3.3. Hauteur nette d'élastomère 108
VII.2.3.4. Dimensionnement des frettes 109
VII.2.3.5. Dimensions retenus (récapitulatif) 109
VII.2.4. Calcul exacte des déplacements horizontaux 110
VII.2.4.1. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis 110
VII.2.4.2. Evaluation des déplacements horizontaux 111
VII.2.5. Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337-3 111
VII.2.5.1. Stabilité au flambement 111
VII.2.5.2. Traction dans les frettes 112
VII.2.5.3. Condition de non-glissement 112
VII.2.5.4. Limitation de distorsion 113
VII.2.5.5. Stabilité en rotation 114
VII.3. ETUDE SISMIQUE 115
VII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 115

VII.3.2. Méthode de calcul 115
VII.3.3. Spectre de réponse 116
VII.3.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale 116
VII.3.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale 117
VII.3.4. Modes significatifs 118
VII.3.5. Combinaison des réponses modale 118
VII.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismiques 119
VII.3.7. Directions principales de sollicitations et repère géométrique 119
VII.3.8. Efforts et déplacements sismiques 119
VII.3.9. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 120
VII.3.9.1. Résistance à la compression 120
VII.3.9.2. Stabilité au flambement 120
VII.3.9.3. Limitation de la distorsion 121
VII.3.9.4. Condition de non-glissement 121
VII.4. DES D'APPUIS 122
VII.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis 122
VII.4.2. Ferraillage des dés d'appuis 122
VII.5. JOINT DE CHAUSSEE 123
VII.5.1. Calcul de souffle 123
VII.5.2. Type de joint 124
VII.6. CONCLUSION 124

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION 125
VIII.2. ETUDE DE LA PILE 125
VIII.2.1. Conception de la pile 125
VIII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 125
VIII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile 127
VIII.2.2.1. Efforts statiques : 127
VIII.2.2.2. Efforts sismiques 127
VIII.2.2.3. Combinaisons des efforts 127
VIII.2.3. Ferraillage des éléments de la pile 128
VIII.2.3.1. Ferraillage de chevêtre 128
VIII.2.3.2. Ferraillage des fûts de la partie poutre 129
VIII.2.3.3. Ferraillage des piles de la partie voussoir 130
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE 133
VIII.3.1. Conception des culées 133
VIII.3.1.1. Choix de type de culée 133
VIII.3.1.2. Eléments constituants une culée remblayée 133
VIII.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée 133
VIII.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées : 133
VIII.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée 133
VIII.3.2.2. Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges : 135
VIII.3.2.3. Evaluation des efforts issus de la culée : 136
VIII.3.2.4. Evaluation des efforts issus du tablier : 136
VIII.3.2.5. Cumul des efforts sismiques 137
VIII.3.3. Vérification de la stabilité de la culée 137
VIII.3.3.1. Vérification du tiers central à vide : 137
VIII.3.3.2. Vérification au renversement et au glissement à l'état normal 138
VIII.3.3.3. Vérification au renversement et au glissement à l'état accidentel : 138
VIII.4. CALCUL DU SOMMIER 138
VIII.4.1. Armatures de chainage 139
VIII.4.2. Armatures horizontales 139
VIII.4.3. Frettes inferieures (d'éclatement) 139

VIII.5. CONCLUSION 139

CONCLUSION GENERALE..... 140

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIO SUR LA VULNERABILITE SISMIQUE DES PILES

FIGURE I.1 : RUINE DES PILES DE PONT EN BETON ARME DURANT LE SEISME DE KOBE 1995. 2
FIGURE I.2 : EXEMPLES DE COURBES DE FRAGILITE. 3
FIGURE I.3 : FONCTIONS DE VULNERABILITE POUR DES PILES A PARTIE DES ENREGISTREMENTS DU KOBE. 6
FIGURE I.4 : INSTITUT NATIONAL DE LA TECHNOLOGIE, USA. 6
FIGURE I.5 : COMPARAISON ENTRE LES FONCTIONS DE VULNERABILITE, EMPIRIQUES ET ANALYTIQUES. 7
FIGURE I.6 : COMPARAISON DES COURBES DE FRAGILITE D'UNE COMPOSANTE ET DU SYSTEME. 8
FIGURE I.7 : QUELQUES DEGATS ENREGISTRES ISSUS DU SEISME DE KOBE (JAPON-1995). 9
FIGURE I.8 : DEGATS CONSTATES A HYDRA ET REGHAIA SUITE AU SEISME DE BOUMERDES (2003). 10
FIGURE I.9 : RUPTURES CONSTATEES A USA ; NORTHRIDGE (1994) ET LOMA PRIETA (1995). 10
FIGURE I.10 : RUPTURE DES PILES LORS DU SEISME DE CHI-CHI (TAIWAN, 1999) 10
FIGURE I.11 : PHENOMENE D'ECHAPPEMENT DE TABLIER DES PONTS A TRAVEES INDEPENDANTES. 11
FIGURE I.12 : LES ETAPES DE RUINE DES PONTS A PILES EN PENDULE INVERSE. 11
FIGURE I.13 : FISSURATION DE SOMMIER DES PILES SOUS L'EFFET DES EFFORTS HORIZONTAUX. 12

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

FIGURE II.1 : IMPLANTATION DU PROJET SUR LA CARTE D'ETAT-MAJOR. 13
FIGURE II.2 : IMPLANTATION DE L'OUVRAGE SUR UNE IMAGE SATELLITAIRE PRISE EN 2019. 14
FIGURE II.3 : TRACE EN PLAN V18. 15
FIGURE II.4 : PROFIL EN LONG V18 (EV = 5×EH). 15
FIGURE II.5 : PROFIL EN TRAVERS V18. 16
FIGURE II.6 : VUE EN PLAN ET EN ELEVATION LITHOLOGIQUE. 17
FIGURE II.7 : COURS D'EAU FRANCHI AU NIVEAU DE PK 33+300. 18

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

FIGURE III.1 : MORPHOLOGIE GENERALE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT. 19
FIGURE III.2 : NOTATION DES DIMENSIONS. 20
FIGURE III.3 : NOTATIONS DES DIMENSIONS. 24
FIGURE III.4 : PROFIL EN TRAVERS D'UN BIPOUTRE A PIECES DE PONT. 27
FIGURE III.5 : VARIATION DES EPAISSEURS. 28
FIGURE III.6 : MOMENT MAXIMAL DE LA VARIANTE N°01. 31
FIGURE III.7 : MOMENT MAXIMAL DE LA VARIANTE N°02 (PARTIE A HAUTEUR CONSTANTE). 32
FIGURE III.8 : MOMENT MAXIMAL DE LA VARIANTE N°02 (PARTIE A HAUTEUR VARIABLE). 32
FIGURE III.9 : MOMENT MAXIMAL DE LA VARIANTE N°03. 34
FIGURE III.10 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL DE LA VARIANTE 03 35

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

FIGURE IV.1 : LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN B.P. 44
FIGURE IV.2 : DECOUPAGE DES VOUSSOIRS. 45
FIGURE IV.3 : LA LARGEUR ROULABLE. 46
FIGURE IV.4 : CAS DE CHARGEMENT. 47
FIGURE IV.5 : SYSTEME DE CHARGEMENT BC. 49

FIGURE IV.6 : SYSTEME DE CHARGEMENT B_T. 50
FIGURE IV.7 : SYSTEME DE CHARGEMENT B_R. 50
FIGURE IV.8 : CONVOI DE CHARGE MC 120. 51
FIGURE IV.9 : CONVOI EXCEPTIONNEL D240 51

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER PARTIE VOUSSOIR

FIGURE V.1 : CHEMINEMENT DE LA REALISATION D'UN FLEAU. 54
FIGURE V.2 : SITUATION TEMPORAIRE DE CONSTRUCTION A CONSIDERER. 56
FIGURE V.3 : SITUATION ACCIDENTELLE A CONSIDERER. 56
FIGURE V.4 : SCHEMA DESCRIPTIF DE CLOUAGE. 58
FIGURE V.5 : TRACE DES CABLES DE CLOUAGE. 61
FIGURE V.6 : AMENAGEMENT DES TETES DES PILES EN PHASE DE CONSTRUCTION. 61
FIGURE V.7 : PHASES DE REALISATION DU TABLIER DE LA PARTIE VOUSSOIR. 62
FIGURE V.8 : MODELE DE CALCUL DE LA PARTIE VOUSSOIR. 63
FIGURE V.9 : MOMENT MAXIMUM A L'ELS. 64
FIGURE V.10 : EFFORT TRANCHANT MAXIMUM A L'ELS. 64
FIGURE V.11 : MOMENT MAXIMUM A L'ELU. 64
FIGURE V.12 : EFFORT TRANCHANT MAXIMUM A L'ELU. 64
FIGURE V.13 : DISPOSITION DES CABLES DE FLEAU AU NIVEAU DE VSP ET POSITION DES ANCRAGES. 67
FIGURE V.14 : TRACEE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU. 68
FIGURE V.15 : TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU. 68
FIGURE V.16 : POSITION DES CABLES C3. 69
FIGURE V.17 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DES FLEAUX. 70
FIGURE V.18 : DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE AU NIVEAU DE VC. 72
FIGURE V.19 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE. 73
FIGURE V.20 : DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE ET POSITION DES ANCRAGES. 74
FIGURE V.21 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE. 75
FIGURE V.22 : FROTTEMENTS LE LONG DU CABLE LORS DE LA MISE EN TENSION. 76
FIGURE V.23 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES A X = 42.6 M (FIN V03). 80
FIGURE V.24 : EFFORT DE PRECONTRAINTE. 81
FIGURE V.25 : VUE EN 3D DU CAISSON SUR PILE MODELISE SUR LE LOGICIEL. 84
FIGURE V.26 : VUE EN 3D DU CAISSON A LA CLE MODELISE SUR LE LOGICIEL. 84
FIGURE V.27 : SECTIONS A JUSTIFIER SELON LE GUIDE SETRA. 85
FIGURE V.28 : FERRAILLAGE DU VOUSSOIR SUR PILE. 88
FIGURE V.29 : FERRAILLAGE DU VOUSSOIR A LA CLEF. 88

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER PARTIE POUTRE

FIGURE VI.1 : MODELE DE CALCUL DE LA PARTIE POUTRE. 89
FIGURE VI.2 : MOMENT MAXIMAL A L'ELS. 89
FIGURE VI.3: EFFORT TRANCHANT MAXIMAL A L'ELS. 90
FIGURE VI.4 : MOMENT MAXIMAL A L'ELU. 90
FIGURE VI.5 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL A L'ELU. 90
FIGURE VI.6 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES DE PRECONTRAINTE. 92
FIGURE VI.7 : SECTIONS DE VERIFICATIONS. 96
FIGURE VI.8 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES ET FERRAILLAGE A MI- TRAVEE. 99
FIGURE VI.9 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE. 99

FIGURE VI.10 : LA CONTRE-FLECHE DE LA POUTRE SEULE AVANT LE COULAGE DE LA DALLE (G_{POUTRE} + P)..... 100
FIGURE VI.11 : LA FLECHE MAXIMALE DU TABLIER EN SERVICE (G + D240 + P)..... 100
FIGURE VI.12 : POSITION DES VERINS..... 101
FIGURE VI.13 : MODELE DE CALCUL. 101
FIGURE VI.14 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS G A L'ELS..... 101
FIGURE VI.15 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS G A L'ELU. 102
FIGURE VI.16 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS G A L'ELU. 102
FIGURE VI.17 : FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE. 102
FIGURE VI.18 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS G + 1.2 BT2 A L'ELS..... 103
FIGURE VI.19 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS 1.35G + 1.6 BT2 A L'ELU. 103
FIGURE VI.20 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS G + 1.2 BR A L'ELS. 103
FIGURE VI.21 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS 1.35G + 1.6 BR A L'ELU. 104
FIGURE VI.22 : FERRAILLAGE DE LA DALLE (COUPE TRANSVERSALE). 104

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

FIGURE VII.1 : DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI. 105
FIGURE VII.2 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN EFFORT NORMAL. 113
FIGURE VII.3 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN EFFORT HORIZONTAL. 113
FIGURE VII.4 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN MOMENT D'AXE HORIZONTAL. 114
FIGURE VII.5 : MODELE DE CALCUL MULTIMODAL. 116
FIGURE VII.6 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE HORIZONTALE. 117
FIGURE VII.7 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE VERTICALE. 117
FIGURE VII.9 : JOINT DU TYPE WD. 124

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

FIGURE VIII.1 : DIMENSIONS DES PILES LES PLUS HAUTES. 126
FIGURE VIII.2 : MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L). 128
FIGURE VIII.3 : MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L). 128
FIGURE VIII.4 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L). 128
FIGURE VIII.5 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L). 129
FIGURE VIII.6 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE (COUPE TRANSVERSALE). 129
FIGURE VIII.7 : FERRAILLAGE DES COLONNES. 130
FIGURE VIII.8 : ABAQUES DE WALTHER. 131
FIGURE VIII.9 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DE LA PILE 08. 132
FIGURE VIII.10 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL DE LA PILE 08. 132
FIGURE VIII.11 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DE LA PILE 11. 132
FIGURE VIII.12 : DIMENSIONS DE LA CULEE C01. 134
FIGURE VIII.13 : DIMENSIONS DE LA CULEE C02. 134
FIGURE VIII.14 : CULEE SOUS SEISME. 137

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIO SUR LA VULNERABILITE SISMIQUE DES PILES

TABLEAU I.1 : DESCRIPTION QUALITATIVE DES ETATS DE DOMMAGES AUX PONTS SELON HAZUS- 1997 4
TABLEAU I.2 : ETATS DE DOMMAGES EN FONCTION DE LA DEMANDE EN DUCTILITE POUR LES PILES DE PONT 4
TABLEAU I.3 : RAPPORT ENTRE L'INDICE DE DOMMAGE DI ET LA CLASSE DE DOMMAGE DR..... 5

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

TABLEAU III.1 : RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1. 20
TABLEAU III.2 : RECAPITULATION DE DECOUPAGE DES VOUSSOIRS. 23
TABLEAU III.3 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU VSP ET DU VSC. 24
TABLEAU III.4 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES METALLIQUES SELON CALGARO ET SETRA. 28
TABLEAU III.5 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES PIECES DE PONT SELON CALGARO. 28
TABLEAU III.6 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES 3 VARIANTES. 38
TABLEAU III.7 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE TABLIER DES 3 VARIANTES. 39

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

TABLEAU IV.1 : CARACTERISTIQUES DE BETON. 42
TABLEAU IV.2 : CARACTERISTIQUES DES CABLES DE PRECONTRAINTE. 43
TABLEAU IV.3 : CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON. 44
TABLEAU IV.4 : CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES. 44
TABLEAU IV.5 : ESTIMATION DU POIDS DU AUX CCP. 45
TABLEAU IV.6 : POIDS DU TABLIER VOUSSOIRS. 45
TABLEAU IV.7 : POIDS PROPRE D'UNE POUTRE. 46
TABLEAU IV.8 : POIDS DU TABLIER POUTRES. 46
TABLEAU IV.9 : COEFFICIENT A_1. 48
TABLEAU IV.10 : VALEURS DE A(L) POUR LE TABLIER VOUSSOIRS. 48
TABLEAU IV.11 : VALEURS DE A(L) POUR LE TABLIER POUTRES. 48
TABLEAU IV.12 : LES VALEURS DE B_C. 49
TABLEAU IV.13 : LES VALEURS DE B_C. 49
TABLEAU IV.14 : LES VALEURS DE B_T. 50
TABLEAU IV.15 : VALEURS DE B_T. 50
TABLEAU IV.16 : COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE POUR LE TABLIER VOUSSOIRS. 52
TABLEAU IV.17 : COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE POUR LE TABLIER POUTRES. 52
TABLEAU IV.18 : L'EFFORT DE FREINAGE F(KN) DE SYSTEME A POUR LE TABLIER VOUSSOIRS. 53
TABLEAU IV.19 : L'EFFORT DE FREINAGE F(KN) DE SYSTEME A POUR LE TABLIER POUTRES. 53

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER PARTIE VOUSSOIR

TABLEAU V.1 : EVALUATION DE POIDS PROPRE DE CHAQUE DEMI-FLEAU. 55
TABLEAU V.2 : RECAPITULATION DES COMBINAISONS D'ACTION. 57
TABLEAU V.3 : EVALUATION DES MOMENTS FLECHISSANTS (KN.M) DE DEMI-FLEAU MAJORE. 57
TABLEAU V.4 : EVALUATION DES EFFORTS TRANCHANTS (KN) DE DEMI-FLEAU MAJORE 58
TABLEAU V.5 : EVALUATION DES REACTIONS. 58
TABLEAU V.6 : CALCUL DE NOMBRE DE CABLES DE CLOUAGE. 59
TABLEAU V.7 : VALEURS DE F_{BU}. 60
TABLEAU V.8 : CALCUL DE DIMENSIONS DE CALES. 60
TABLEAU V.9 : COMBINAISONS DE CHARGE EN PHASE DE SERVICE. 63
TABLEAU V.10 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DU FLEAU POUR CHAQUE SECTION. 66
TABLEAU V.11 : VERIFICATION DE NOMBRE DE CABLES DE FLEAU AU VSP POUR CHAQUE PHASE. 66

TABLEAU V.12 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU. 69
TABLEAU V.13 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU. 69
TABLEAU V.14 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE P9-P10. 71
TABLEAU V.15 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE..... 72
TABLEAU V.16 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DU CABLE DE CONTINUITE C12 DE TRAVEE PRINCIPALE..... 72
TABLEAU V. 17 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE POUR LA TRAVEE DE RIVE..... 74
TABLEAU V.18 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE..... 75
TABLEAU V.19 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DU CABLE DE CONTINUITE C6 DE TRAVEE DE RIVE..... 75
TABLEAU V.20 : POURCENTAGES (%) DES PERTES DE TENSION MOYENNES DES CABLES DE FLEAU. 78
TABLEAU V.21 : CONTRAINTES DES FIBRES EXTREMES DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION. 79
TABLEAU V.22 : EFFORTS EXTREMES DANS LE VOUSSOIR SUR PILE. 85
TABLEAU V.23 : MOMENTS EXTREMES DANS LE VOUSSOIR A LA CLEF. 85
TABLEAU V.24 : FERRAILLAGE PASSIF DU VSP. 87
TABLEAU V.25 : FERRAILLAGE PASSIF DU VC. 87

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER PARTIE POUTRE

TABLEAU VI.1 : DONNEES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES ET RESULTATS DE LOGICIEL. 91
TABLEAU VI.2 : RESULTATS DE VERIFICATION DES CONTRAINTES. 92
TABLEAU VI.3 : POSITION DES CABLES. 93
TABLEAU VI.4 : CARACTERISTIQUES DU TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE DES POUTRES. 94
TABLEAU VI.5 : VALEURS DES PERTES DUES AUX FROTTEMENTS. 95
TABLEAU VI.6 : VALEURS DES PERTES PAR RECUL D'ANCRAGE. 95
TABLEAU VI.7 : CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS DE VERIFICATION. 96
TABLEAU VI.8 : CARACTERISTIQUES DE CHAQUE PHASE DE VERIFICATION. 97
TABLEAU VI.9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR CHAQUE PHASE. 97
TABLEAU VI.10 : RESULTATS DE CALCUL DE FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE. 102
TABLEAU VI.11 : RESULTATS DE CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA DALLE. 104

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

TABLEAU VII.1 : EVALUATION DES REACTIONS R (KN) SUR CHAQUE APPUI DE LA PARTIE VOUSSOIR. 106
TABLEAU VII.2 : EVALUATION DES REACTIONS R(KN) POUR UN SEUL APPAREIL D'APPUI D'UNE POUTRE. 106
TABLEAU VII.3 : EVALUATION DES EFFORTS VERTICAUX SUR CHAQUE APPAREIL D'APPUI. 106
TABLEAU VII.4 : DIMENSIONNEMENT EN PLAN DES APPAREILS D'APPUI. 107
TABLEAU VII.5 : EVALUATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX MAXIMALES (PHASE DE DIMENSIONNEMENT). 108
TABLEAU VII.6 : DIMENSIONNEMENT DE LA HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE. 108
TABLEAU VII.7 : DIMENSIONNEMENT DES FRETTES 109
TABLEAU VII.8 : DIMENSIONS DES APPAREILS D'APPUI RETENUS. 109
TABLEAU VII.9 : EVALUATION DES RAIDEURS LONGITUDINALES STATIQUES ET DYNAMIQUES DES APPUIS. 110
TABLEAU VII.10 : EVALUATION EXACTE DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX. 111
TABLEAU VII.11 : VERIFICATION DE LA STABILITE AU FLAMBEMENT DES APPAREILS D'APPUI. 111
TABLEAU VII.12 : VERIFICATION DE LA TRACTION DANS LES FRETTES METALLIQUES. 112
TABLEAU VII.13 : VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON GLISSEMENT. 112
TABLEAU VII.14 : VERIFICATION DE LA DEFORMATION DES APPAREILS D'APPUI. 114
TABLEAU VII.15 : VERIFICATION DE LA STABILITE EN ROTATION DES APPAREILS D'APPUI. 115
TABLEAU VII.16 : RAIDEURS HORIZONTALES DES APPAREILS D'APPUIS DANS LE CAS SISMIQUE. 115
TABLEAU VII.17 : MODES PROPRES. 118
TABLEAU VII.18 : ANGLE EN PLAN ENTRE L'AXE LONGITUDINAL DU TABLIER PAR RAPPORT AU REPERE GLOBAL. 119

TABLEAU VII.19 : VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SELON RPOA 2008. 120
TABLEAU VII.20 : VERIFICATION DE LA STABILITE AU FLAMBEMENT SELON RPOA 2008. 120
TABLEAU VII.21 : VERIFICATION EN TENANT COMPTE LA COMPOSANTE VERTICALE DE SEISME. 121
TABLEAU VII.22 : VERIFICATION DE LA DISTORSION SELON RPOA 2008..... 121
TABLEAU VII.23 : VERIFICATION DE NON GLISSEMENT SELON RPOA 2008. 122
TABLEAU VII.24 : DIMENSIONNEMENT DES DES D'APPUI. 122
TABLEAU VII.25 : FRETTAGE DES DES D'APPUIS. 123
TABLEAU VII.26 : CALCUL DU SOUFFLE TOTAL. 123

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

TABLEAU VIII.1 : IMPLANTATION ET HAUTEURS DES PILES. 125
TABLEAU VIII.2 : VERIFICATION DU FLAMBEMENT DES PILES LES PILES HAUTES. 126
TABLEAU VIII.3 : EVALUATIONS DES EFFORTS STATIQUES DES PILES LES PLUS SOLLICITEES. 127
TABLEAU VIII.4 : REACTIONS ET MOMENTS DUS AU SEISME A LA BASE DE CHAQUE FUT. 127
TABLEAU VIII.5 : COMBINAISON DES EFFORTS A LA BASE DE CHAQUE FUT. 128
TABLEAU VIII.6 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE. 129
TABLEAU VIII.7 : FERRAILLAGE DES FUTS DE LA PARTIE POUTRE. 129
TABLEAU VIII.8 : VERIFICATION DES PARAMETRES DE LA SECTION CREUSE. 130
TABLEAU VIII.9 : FERRAILLAGE DES PILES DE LA PARTIE VOUSSOIR (SECTIONS RECTANGULAIRES CREUSES). ... 131
TABLEAU VIII.10 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES PILES EN SECTION CREUSE. 132
TABLEAU VIII.11 : CALCUL DES COEFFICIENTS DE POUSSEE POSSIBLES. 135
TABLEAU VIII.12 : EVALUATION DES CHARGES STATIQUES DUES AU REMBLAI. 135
TABLEAU VIII.13 : CALCUL DES POUSSEES DYNAMIQUES GLOBALES DUES AUX TERRES 135
TABLEAU VIII.14 : EVALUATION DES EFFORTS DUS A SURCHARGE SUR REMBLAI. 136
TABLEAU VIII.15 : CALCUL DES EFFORTS DUS AU POIDS PROPRE DES CULEES. 136
TABLEAU VIII.16 : EFFORTS SISMIQUES PROVENANT DE L'ACCELERATION PROPRE DE LA CULEE 136
TABLEAU VIII.17 : EVALUATION DES CHARGES STATIQUES ET DYNAMIQUES ISSUES DU TABLIER. 136
TABLEAU VIII.18 : EFFORTS SISMIQUES TOTALES. 137
TABLEAU VIII.19 : CONDITIONS A VERIFIER POUR LA STABILITE DE LA CULEE. 138
TABLEAU VIII.20 : VERIFICATION DE STABILITE AU GLISSEMENT ET RENVERSEMENT AUX ETATS NORMALES. .. 138
TABLEAU VIII.21 : VERIFICATION DE STABILITE AU GLISSEMENT ET RENVERSEMENT A L'ELA. 138
TABLEAU VIII.22 : FERRAILLAGE DES SOMMIERS. 139

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CPA : Ciment Portland Artificiel.
CQC : Combinaison Quadratique Complète.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
$\mathbf{E_p}$: Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
$\mathbf{E_s}$: Module d'Elasticité de l'acier.
$\boldsymbol{f_{c28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
$\boldsymbol{f_e}$: Limite d'Elasticité de l'acier.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
$\boldsymbol{f_{prg}}$: Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
$\boldsymbol{f_{t28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PGA : (Pic Ground Acceleration) Accélération maximale du sol.
PGV : (Pic Ground Velocity) Vitesse maximale du sol.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de Compression admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Contrainte de Traction admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{Inf}}$: Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte limite de l'acier.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\Delta T}$: Variation uniforme de la température
$\boldsymbol{\Delta\theta}$: Gradient thermique.
$\boldsymbol{\Delta P}$: Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,..), artificiel (barrages,…) ou une autre voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socio-économique et même stratégique.

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à son propre expérience.

L'étude doit également être complète, pointue, détaillée et non contradictoire, non seulement pour pouvoir dimensionner un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuel dus à la circulation ou aux caprices de dame nature, mais aussi pour le construire avec le plus faible coût possible.

La conception et l'étude d'un pont qui répond aux spécifications citées précédemment, fait l'objet de ce présent mémoire de fin d'étude réalisé pendant presque six mois, durant un confinement mondiale vis-à-vis l'épidémie de corona, et au sein de la base de vie de groupement chargé de la réalisation de la pénétrante reliant Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia, la liaison autoroutière dans laquelle se situe mon viaduc n°18 à concevoir et à étudier. Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail.

D'abord, il est intéressant de mentionner les caractéristiques de la route portée par ce viaduc ; c'est une liaison autoroutière non urbaine de 2x3 voies, dont la largeur ne peut être supportée que par deux tabliers (tablier gauche et tablier droite). Le tracé présent des paramètres mixtes (courbure en plan et en élévation, clothoïde en plan, alignement en plan et élévation), ceci est dû à la longueur importante de la vallée à traverser qui dépasse 800 m.

Malgré ces difficultés posées par le tracé, ceci ne m'a pas empêché de relever le défi et choisir une variante constituée de deux types différents de tabliers ; un à l'entrée de l'ouvrage à poutres VIPP, et l'autre continu en caisson à hauteur variable coulée en place et construit par encorbellements successifs. En se basant sur ce qu'il précède, notre travail est devisé sur les axes principaux suivants :

- Le premier est une initiation à la recherche et concerne la fragilité des piles sous séisme.
- Le deuxième consiste à présenter l'ouvrage et proposer des variantes de conception.
- Après avoir retenir une variante, on passe à l'évaluation des charges et des surcharges.
- La pénultième partie a été focalisée en l'étude des deux types de tablier.
- Un autre difficile axe concerne l'étude sismique et le dimensionnement des équipements.
- Et en dernier on entame l'étude de l'infrastructure et on conclut notre travail.

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA VULNERABILITE SISMIQUE DES PILES



I.1. INTRODUCTION

Vu le caractère vital, socio-économique et stratégique des ponts, leurs fonctions ne devraient pas être interrompues par des séismes modérés, et ne devraient en aucun cas se rompre complètement lors d'un séisme majeur.

Malgré les ajustements considérables apportés dans les normes de conception des ponts construits dans des zones de forte sismicité, ces ouvrages continuent d'être vulnérables aux séismes. En effet, leur réponse est très complexe et dépend de plusieurs paramètres relatifs à la nature de l'ouvrage, de ses fondations et de l'excitation sismique.

La majorité des chercheurs supposent que les piles ou colonnes de ponts sont les seules composantes vulnérables ; en d'autre termes, la vulnérabilité des piles ou colonnes est équivalente à la vulnérabilité du système tout entier du pont (Dutta et Mander, 1998 ; Hwang et al.. 2000 ; Mander et Basoz, 1999 ; Shinozuka et al. 2000a ; Shinozuka et al.. 2000b ; Nielson, 2003).

I.2. HISTORIQUE

Les dommages occasionnés au niveau des ponts suite aux séismes majeurs de Northridge, USA (1994), de Kobe, Japon (1995), de Chi- Chi, Taiwan (1999), ou encore de Kocaeli et Duzce, Turquie (1999), ont mis en évidence une fois de plus, la vulnérabilité de ces ouvrages sous des mouvements de sol extrêmes.

Le séisme de Hyogo-ken nanbu, dans la région de Kobe en 1995, considéré comme étant l'un des séismes les plus désastreux connu par le Japon, a causé des dommages considérables au niveau des ponts à cause de l'insuffisance de la résistance au cisaillement et de la ductilité des piles ou colonnes construites en béton armé et de la conception en « pendule inverse ».



Figure I.1 : Ruine des piles de pont en béton armé durant le séisme de Kobe 1995.

L'investigation des dommages de ce séisme a mis en évidence le besoin d'une révision sérieuse des philosophies de conception parasismique existante et la nécessité de mener des activités de recherche approfondies sur les méthodes de renforcement pour le cas des ponts existants.

L'analyse de ces dommages a conduit à l'évaluation de la vulnérabilité des ponts et à la dérivation des « courbes de fragilité » correspondantes. Cette étape essentielle et importante dans l'évaluation du risque sismique permettra aux autorités compétentes de prendre les décisions idoines quant à l'adaptation ou la mise à niveau parasismique de ces ouvrages.

I.3. FONCTION DE VULNERABILITE

I.3.1. Définition d'une fonction de vulnérabilité

Les fonctions de vulnérabilité ou les courbes de fragilité, sont définies comme des fonctions représentant une probabilité conditionnelle. Elles expriment la probabilité pour qu'une structure rencontre ou excède le niveau de dommage spécifié pour un paramètre de mouvement du sol donné, tel que l'accélération maximale du sol (Pic Ground Acceleration - PGA), la vitesse maximale du sol (Pic Ground Velocity - PGV) ou l'accélération spectrale (Sa).

Cette probabilité conditionnelle exprimée sous forme d'une distribution log-normale (loi de probabilité dont les paramètres sont la moyenne et le log de l'écart type) est donnée par :

$$\textbf{Vulnérabilité} = P[S > LS \mid IM = y]$$

Avec :

S : la réponse mesurée du pont ou une de ses composantes.
LS ou EL : l'état limite ou le niveau de dommage du pont ou une de ses composantes.
IM : l'unité de la mesure de l'intensité de mouvement du sol.
y : la réalisation de la mesure de l'intensité de mouvement du sol choisi.

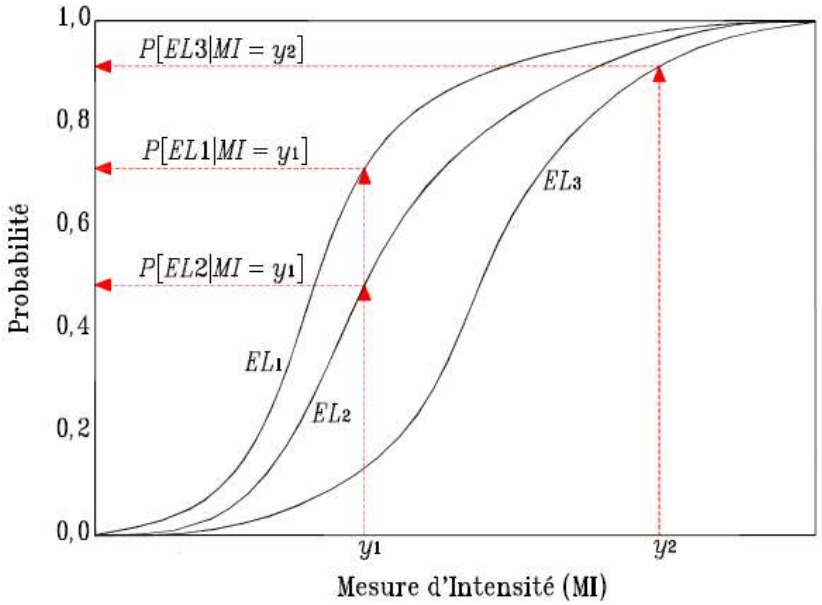


Figure I.2 : Exemples de courbes de fragilité.

I.3.2. Définition des niveaux de dommages

Pour le développement des fonctions de vulnérabilité, les rapports des enquêtes post-sismiques sur les dommages survenus sont exploités pour établir la relation entre « l'intensité du mouvement du sol » et le « niveau de dommages » de chaque pont.

Au Japon, le rapport de l'enquête post-sismique sur les dommages, liés aux piles de pont en béton armé, résultant du séisme de Kobe, établie par le Hanshin Expressway Public Corporation's (HEPC's) sur un échantillon de 770 cas de piles, de géométrie et ferraillage identique, a été considéré pour définir cinq classes de dommages. Ces états de dommages répertoriés en classe As, A, B, C et D sont schématisés par des illustrations correspondant à quatre modes de ruine ou de rupture (voir **Annexe E**).

Alors que HAZUS a défini cinq états de dommages comme il montre le tableau suivant :

Tableau I.1 : Description qualitative des états de dommages aux ponts selon HAZUS- 1997.

États de Dommages	Description	État de service du pont
Aucun Dommage (N)	Pas de dommage sur le pont.	Ouvert au trafic
Dommage Léger (S)	Légères fissures aux appuis ou au tablier. Ces dommages exigent de petites réparations.	Opérationnel sans réparation
Dommage Modéré (M)	Fissures de cisaillement aux piles / colonnes. Un déplacement modéré du tablier.	Opérationnel après réparation
Dommage Étendu (E)	Piles / colonnes dégradées sans effondrement. Déplacement important dans les joints. Déplacement du tablier. Tassement au niveau des culées.	Fermé au trafic (réparation coûteuse ou remplacement).
Dommage total (C)	Effondrement de n'importe quelle pile/colonne. Perte d'appui pouvant entraîner la rupture du tablier. Inclinaison de la structure (rupture de fondation).	Rupture (remplacement).

Les descriptions quantitatives sont aussi nécessaires dans la construction des modèles analytiques des fonctions de vulnérabilité. Ces derniers ont été exprimés en termes de demande en ductilité. Dans cette perspective, Deodatis et Shinozuka (2000), ont défini cinq états différents de dommage pour les piles de ponts montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2 : Etats de dommages en fonction de la demande en ductilité pour les piles de pont.

États de Dommages	Description	Demande en ductilité
Aucun Dommage	Non dépassement de la première limite élastique	1.0
Dommages Légers	Fissuration, éclatement	1.4
Dommages Modérés	Perte d'ancrage	3.0
Dommages Étendus	Dégradation des piles de pont	5.0
Effondrement total	Effondrement des piles de pont	9.9

Ghobarah et al., (1997) avaient proposé une méthode pour le calibrage des indices de dommages obtenus à partir des données d'entrée (input) du mouvement de sol sélectionné, afin d'obtenir une relation entre l'indice de dommage (Damage Index - DI) et la classe de dommage (Damage Rank - DR) comme montré le Tableau suivant :

Tableau I.3 : Rapport entre l'indice de dommage DI et la classe de dommage DR.

Définition	Classe de Dommage (DR)	Indice de Dommage (DI)
Aucun Dommage	D	$0.00 < DI \leq 0.14$
Dommages Légers	C	$0.00 < DI \leq 0.40$
Dommages Modérés	B	$0.00 < DI \leq 0.60$
Dommages Étendus	A	$0.00 < DI \leq 1.00$
Dommages Complets	As	$1.00 \leq DI$

I.3.3. Paramètres de vulnérabilité

Les paramètres de fonction de distribution log-normale, désignés sous le nom de paramètres de vulnérabilité, sont estimés par deux méthodes distinctes :

La première, emploie le procédé de probabilité maximale de vraisemblance (the maximum likelihood procedure) qui consiste à traiter chaque événement d'état de dommages au niveau du pont comme étant une réalisation d'expérience de Bernoulli.

La deuxième méthode quant à elle, permet d'évaluer simultanément les paramètres de vulnérabilité d'une famille de fonctions de vulnérabilité où chacune représente un état de dommages particulier lié à une population de ponts.

I.3.4. Approches principales

Il convient de mentionner qu'il n'existe pas de méthode de calcul universelle pour générer les fonctions de vulnérabilité. Les différentes méthodes peuvent être préférées les unes par rapport aux autres selon les exigences et la disponibilité des données. Il y en a trois :

I.3.4.1. Approche empirique

La première approche est basée sur des données de dommages obtenues à partir des champs d'observations in-situ survenus après l'occurrence de séismes. Dans le cas où ces fonctions sont générées à partir de ces données, l'intensité correspondante du mouvement sismique doit être déterminée localement.

Les fonctions de vulnérabilité ainsi obtenues sont appelées « fonctions de vulnérabilité empiriques » ou bien « fonctions de vulnérabilité basées sur le jugement des experts ».

Cette méthode est particulièrement utilisée pour caractériser la performance sismique des structures « identiques ».

Les descriptions qualitatives des états de dommage (voir **tableau I.1**) fournissent des critères fiables pour la construction de ce type de fonctions.

I.3.4.2. Approche analytique

La deuxième approche basée sur une analyse numérique de la structure, consiste à déterminer pour une structure donnée ou un de ses éléments, sa réponse exprimée en termes de déplacement ou de ductilité par le biais d'une analyse temporelle non linéaire intégrant des enregistrements accélérométriques réels ou synthétiques.

Les fonctions de vulnérabilité déduites à partir de cette méthode sont appelées « fonctions de vulnérabilité analytiques ».

Cette méthode est utilisée lorsque les fonctions de vulnérabilité doivent être développées pour un système structurel « particulier » avec des « états limites bien spécifiés ».

Les fonctions de vulnérabilité analytiques peuvent être construites en utilisant la relation entre DI et DR (voir **tableau I.3**). Pour ce faire, chacune des valeurs de l'indice de dommage (DI) est associée à une classe de dommage (DR) et la fréquence d'occurrence de chaque classe de dommages, correspondant à chaque niveau d'excitation est évaluée. La **figure I.3** montre un exemple de fonctions de vulnérabilité des piles de ponts construites pour chacune des cinq classes d'état de dommage, en fonction du PGA et PGV dus au séisme de Kobe :

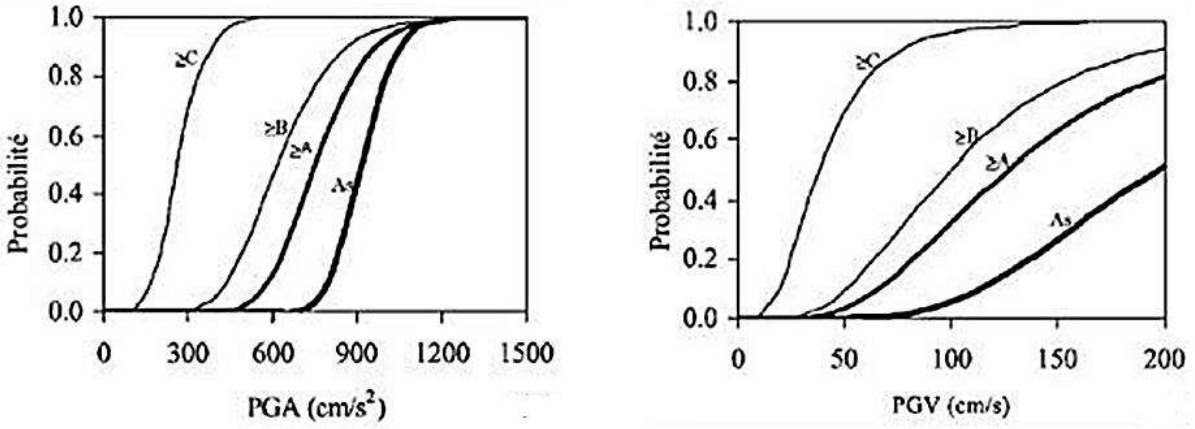


Figure I.3 : Fonctions de vulnérabilité pour des piles à partie des enregistrements du Kobe.

I.3.4.3. Approche expérimentale

La troisième approche est basée sur une démarche expérimentale qui vient en complément à l'approche analytique.

Celle-ci nécessite des spécimens reproduisant le modèle réel à des échelles réduites.

Les tests sur modèles réduits se font de plus en plus sur des prototypes d'ouvrages à des échelles assez grandes.



Figure I.4 : Institut national de la technologie, USA.

I.3.5. Comparaison entre les méthodes de développement des fonctions de fragilité

Les méthodes basées sur une approche empirique jouent un rôle indispensable dans le développement des fonctions de vulnérabilité. Ces méthodes peuvent servir à calibrer les fonctions de vulnérabilité développées analytiquement ou même expérimentalement.

A titre de comparaison entre l'approche empirique et l'approche analytique, la figure ci-après montre les fonctions de vulnérabilité développées par :

Yamazaki et al., (2000), selon une approche empirique, pour le cas des piles de ponts en béton armé, en utilisant les observations post-sismiques, sur 216 structures de ponts, recueillies suite au séisme de Kobe en 1995.

Karim et Yamazaki (2000 ; 2001), selon une approche analytique basée sur des simulations numériques, en évaluant les dommages au niveau des piles de ponts, pour chaque classe de dommage DR (voir **tableau I.3**) dus aux données d'entrée (input) de mouvement du sol sélectionné. Ces dommages ont été quantifiés par l'indice de dommages DI obtenu en utilisant le modèle de Park-Ang (Park et Ang, 1985).

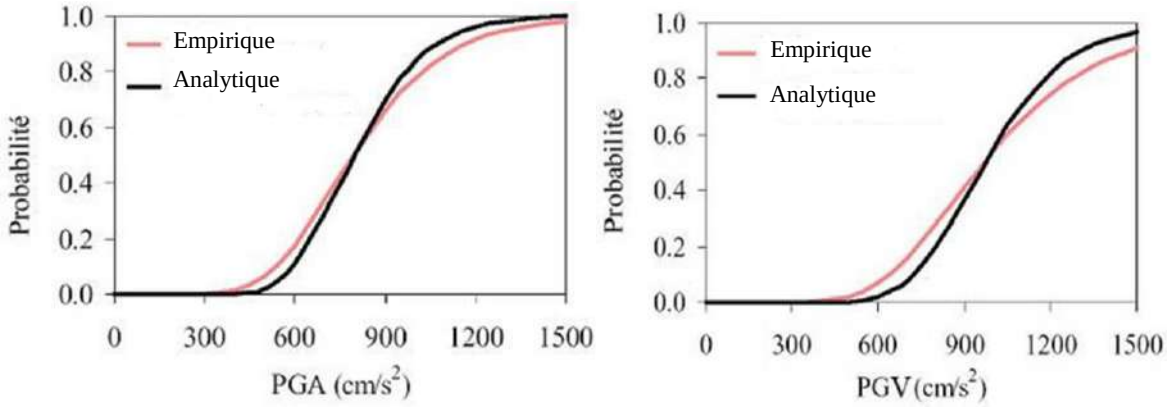


Figure I.5 : Comparaison entre les fonctions de vulnérabilité, empiriques et analytiques.

Paradoxalement à l'approche empirique, l'approche numérique peut être utilisée lorsque les données sur les enregistrements de séismes n'existent pas, ou lorsque l'expérimentation serait d'un coût excessif. Les analyses peuvent être répétées pour différents mouvements de sol et de configurations structurelles pour des prix relativement peu coûteux.

Et enfin, les méthodes expérimentales ont montré leurs limites du fait des problèmes posés par la similitude « modèle réduit-modèle réel », et également à cause de leur coût qui est relativement onéreux.

I.3.6. Comparaison entre les courbes de fragilité des piles et du pont entier

Comme on a mentionné dans l'introduction, que la majorité des chercheurs supposent que les piles de ponts sont les seules composantes vulnérables, autres chercheurs comme Padgett et DesRoches ont montré que ça sous-estime la fragilité globale, étant donné que certaines composantes étaient plus fragiles que les colonnes

Les courbes de la **figure I.6**, montrent non seulement cette différence, mais aussi la fragilité de structures réhabilitées par rapport aux structures neuves).

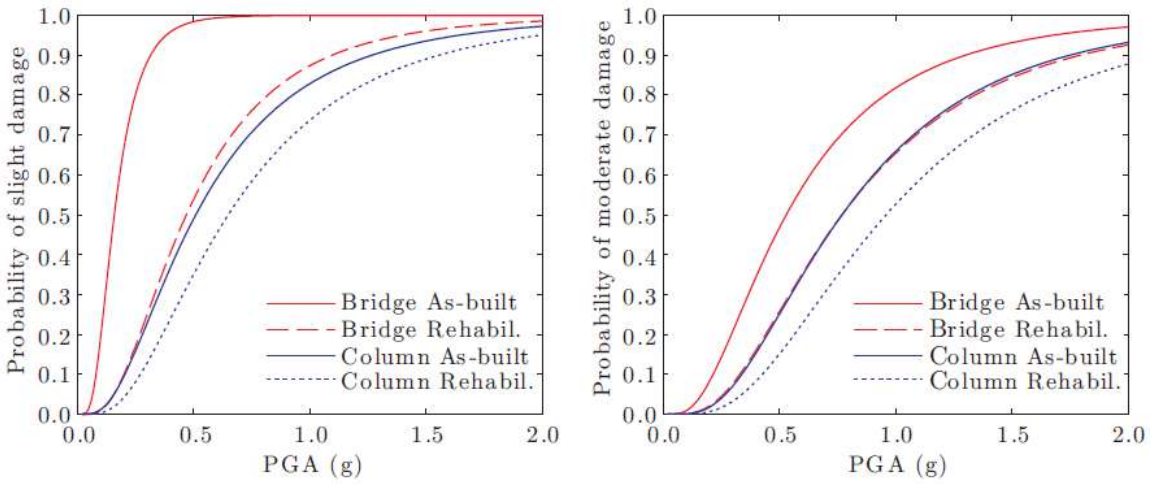


Figure I.6 : Comparaison des courbes de fragilité d'une composante et du système.

I.3.7. Exemple de la méthode analytique de Nielson (2003)

En utilisant une fonction de distribution cumulative log-normale, la probabilité conditionnelle peut être présentée comme suit (Nielson, 2003) :

$$P_f = \Phi\left[\frac{\ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}}\right]$$

Avec :

$\mathbf{S_c}$: valeur moyenne de la capacité structurelle définie pour l'état de dommage.
$\boldsymbol{\beta_c}$: dispersion ou l'écart type log-normale de la capacité structurelle.
$\mathbf{S_d}$: demande sismique en termes de paramètre de l'intensité de mouvement du sol.
$\boldsymbol{\beta_d}$: l'écart type logarithmique pour la demande.
Φ : la fonction standard de distribution normale.

A travers cette équation, une méthodologie intéressante décrite par Nielson (2003) se basant sur la méthode d'analyse non-linéaire de la réponse temporelle, peut être employée pour développer les fonctions de vulnérabilité analytiques des piles de pont, à condition que la capacité structurelle soit modélisable.

Cette méthodologie est illustrée dans l'**Annexe E**, et détaillée dans les étapes suivantes :

- Générer des accélérations de sol fiables, appropriées et représentatives de la zone géographique concernée, de l'aléa sismique du site et des lois d'atténuation.
- Générer N échantillons de ponts nominalement identiques (mêmes propriétés géométriques et mécaniques) mais statistiquement différents (manière probabiliste).
- Une analyse non-linéaire de la réponse temporelle du pont sera ensuite réalisée en introduisant à la base, les accélérations de sol précédemment choisis.
- Pour chaque simulation, les réponses structurelles maximales seront rassemblées et utilisés pour générer un modèle sismique probabiliste de demande via une analyse de régression des paramètres de mouvement du sol et des réponses maximales.
- La capacité sismique est combinée avec la demande correspondante dans l'équation ci-dessus pour générer les fonctions de vulnérabilité.

I.4. PATHOLOGIE DES PILES EN ZONE SISMIQUE

L'observation et l'interprétation des dégâts survenus aux piles dus aux séismes anciens ou récents ont permis, d'une part, de mieux comprendre la nature de leur comportement sous des sollicitations sismiques et, d'autre part, d'identifier les causes de leur fragilité classique et récurrente liée probablement à certains défauts de conception. Une telle investigation fournit aussi des données très fiables pour le développement des courbes de fragilité empiriques.

I.4.1. Dommages constatés sur les piles

Les dommages observés sur des ponts lors des événements sismiques dépendent de façon générale, du système structural, de la sismicité du site d'implantation et des conditions spécifiques du sol. De manière générale, ces dommages sont reliés au degré de vulnérabilité des piles et à l'ampleur des secousses.

Ils peuvent être dus à des dégradations de matériaux, à des erreurs de conception ou d'exécution ainsi qu'à certaines modifications des conditions d'exploitation. On se limitera à la description des dommages illustrés au panorama photographique suivant :

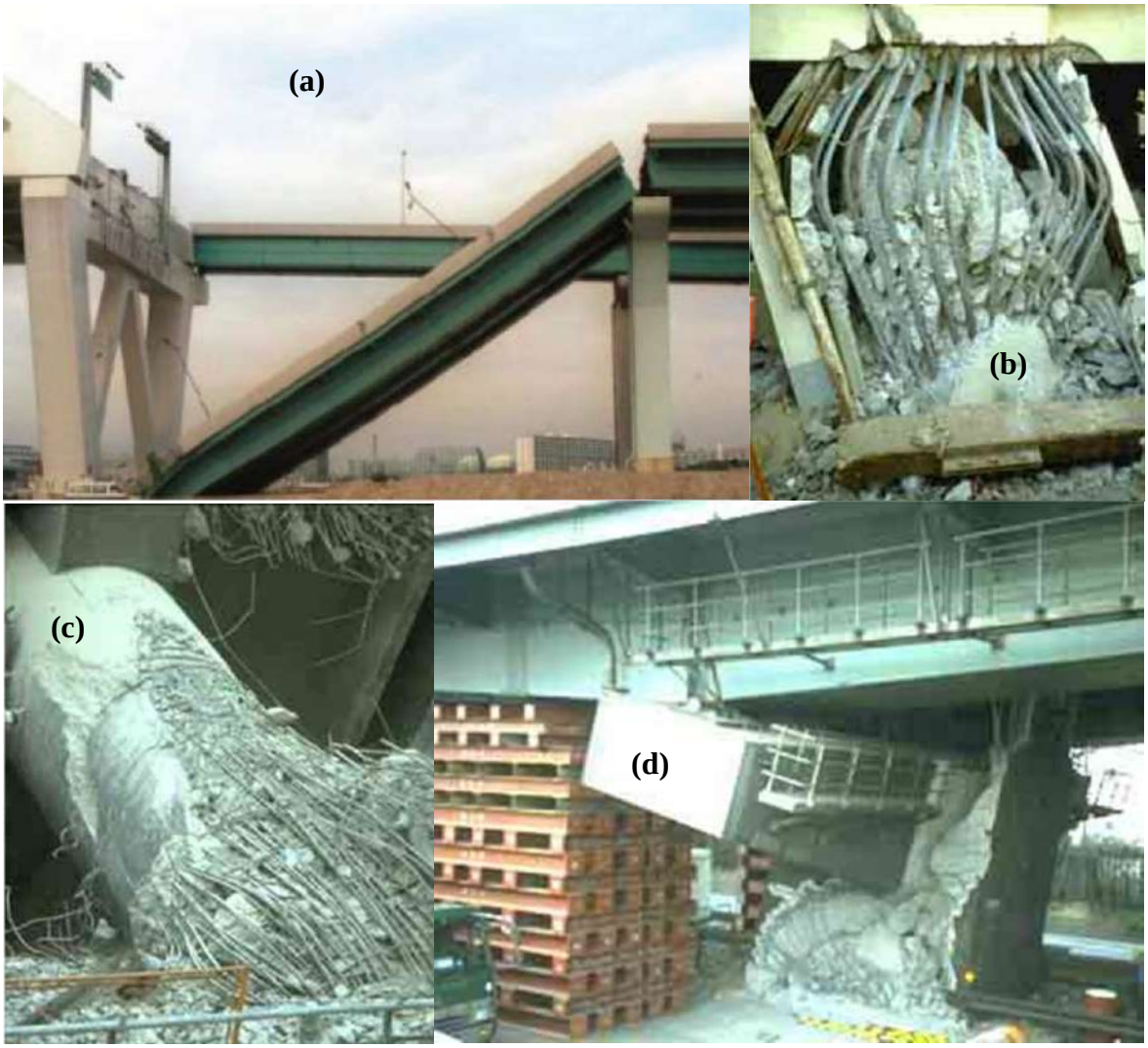


Figure I.7 : Quelques dégâts enregistrés issus du séisme de Kobe (Japon-1995).

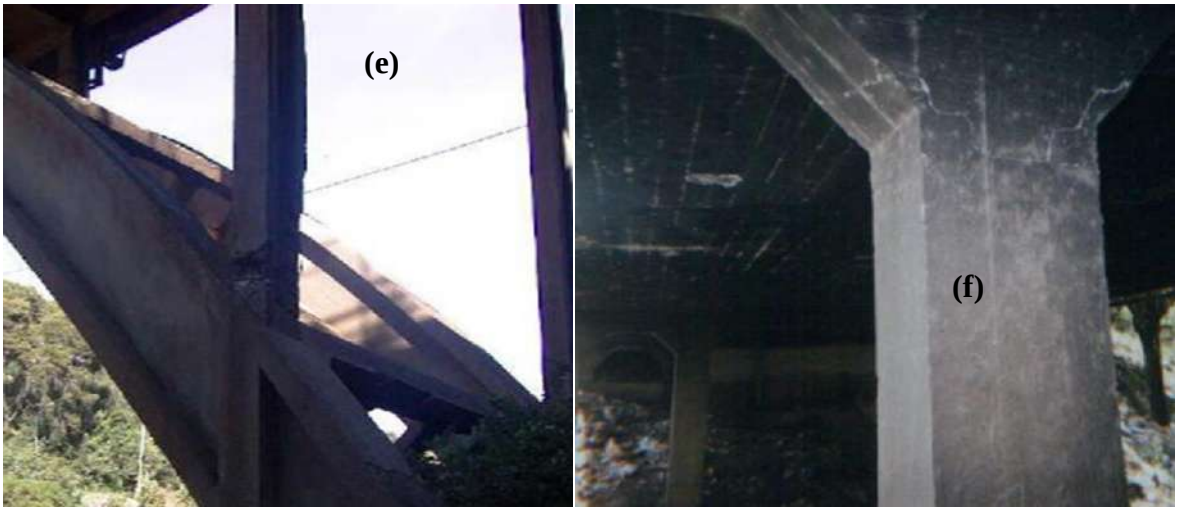


Figure I.8 : Dégâts constatés à Hydra et Reghaia suite au séisme de Boumerdès (2003).

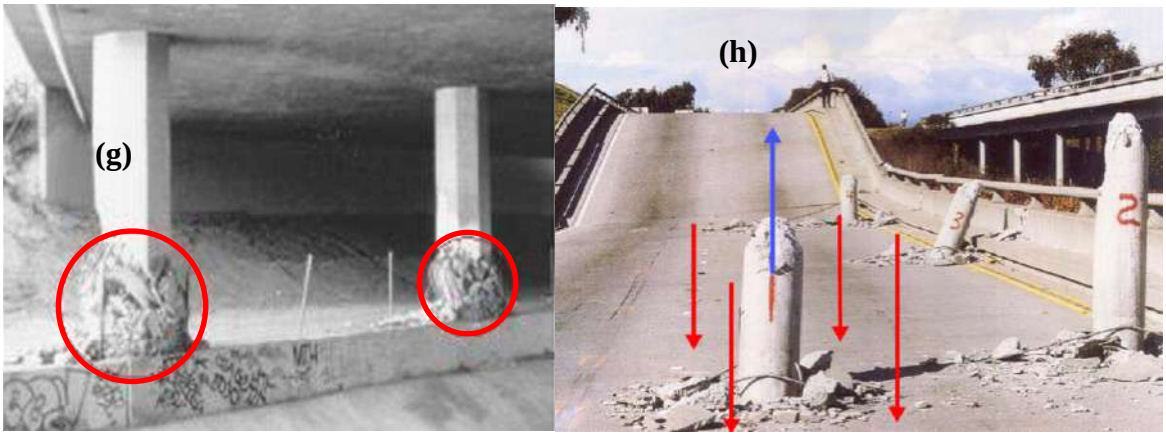


Figure I.9 : Ruptures constatées à USA ; Northridge (1994) et Loma Prieta (1995).

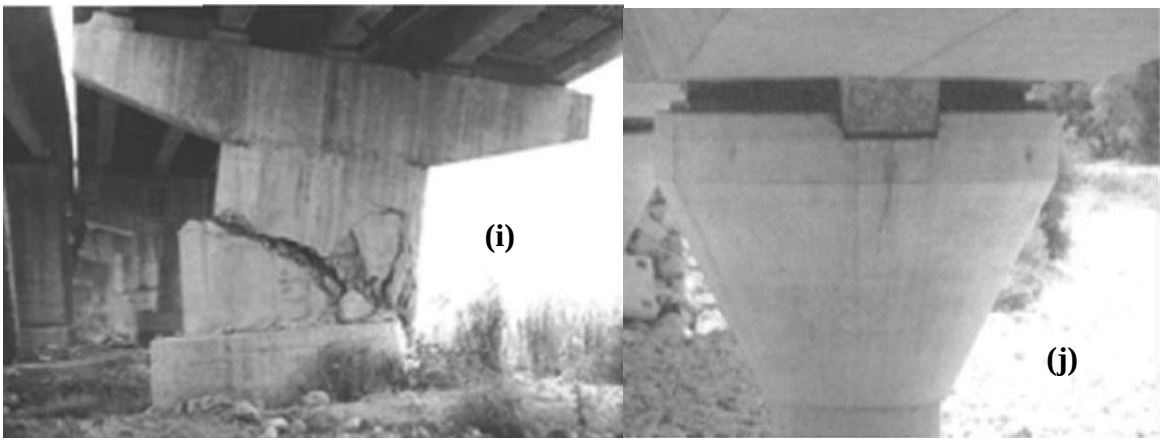


Figure I.10 : Rupture des piles lors du séisme de Chi-Chi (Taiwan, 1999)

I.4.2. Causes des dommages et recomandations

a) La chute du tablier est en raison de la faible dimension de la largeur d'appui dans le sens longitudinal. Lorsque les distances de repos d'appui sont insuffisantes, le déplacement relatif entre le tablier et ses appuis peut entraîner un phénomène d'échappement.

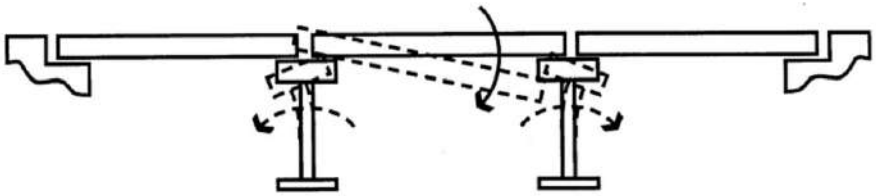


Figure I.11 : Phénomène d'échappement de tablier des ponts à travées indépendantes.

b) Les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec des armatures transversales de faibles espacements, n'assurant pas un confinement adéquat du béton. C'est pourquoi cet espacement est limité dans les règlements parasismiques (RPOA ; 20 cm).

c) La conception en pendule inverse induit des amplitudes importantes de vibration transversale, d'où la formation d'une rotule plastique à la base des piles, et la propagation des fissures dues à la flexion engendre un éclatement de béton et un cisaillement des armatures.

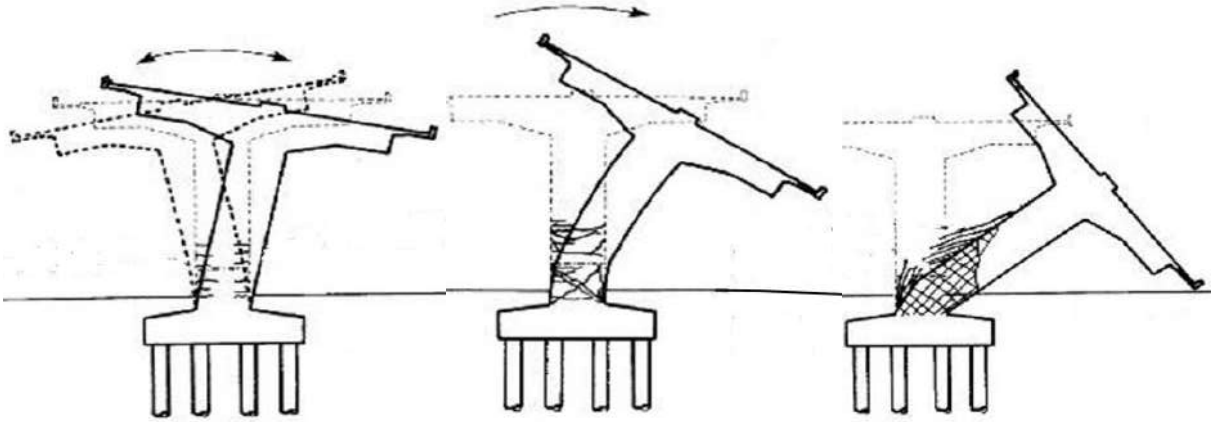


Figure I.12 : Les étapes de ruine des ponts à piles en pendule inverse.

d) Ruine dû à l'effort tranchant au niveau de la pile, car elle est relativement courte, donc exposée aux sollicitations de cisaillement en raison de leur grande rigidité qui lui fait reprendre des forces horizontales importantes. De plus, elle présente de par son faible élancement, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduisent souvent à une rupture fragile par cisaillement.

e) Eclatement du poteau de liaison tablier-arc dû à un sous dimensionnement et à une sous-estimation de l'effort sismique horizontal transversal.

f) Dégradation des poteaux est dû à une variation brusque de la section en tête et à la concentration des efforts induit par le moment d'encastrement avec le tablier.

g) La formation de rotules plastiques dans un élément de structure (fût, poutre, poteau, voile,…) peut entraîner des déformations capables de dissiper de l'énergie sismique sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, ces rotules se comportent comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. La cause d'éclatement est le manque de confinement des chevauchements d'armature entre la pile et la semelle.

h) C'est un effondrement par poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale de séisme. Il est recommandé d'augmenter la section des poteaux ou les équiper par des chapiteaux.

i) Rupture des piles par cisaillement ; Ceci est dû à l'augmentation des efforts dans les piles à grandes rigidité. Ces efforts sont alors susceptibles de provoquer des ruptures fragiles dans les piles notamment si leur résistance est insuffisante (manque de ductilité ou de confinement du béton, insuffisance d'ancrage ou de recouvrement des aciers passifs,…).

j) La présence de butées latérales supprime généralement le risque d'échappement transversal. Toutefois, les butées comme toute autre connexion rigide du tablier sur ses appuis (encastrement, appareils d'appuis à pot monodirectionnels, etc…), peuvent conduire à une forte augmentation des efforts dans ces derniers, d'où l'apparition des fissures de type IV au sommier. Ces fissures peuvent être à cause d'une insuffisance des armatures de chainage.

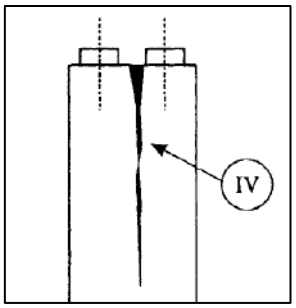


Figure I.13 : Fissuration de sommier des piles sous l'effet des efforts horizontaux.

I.5. CONCLUSION

En tout état de cause, cette recherche représente une petite contribution par rapport à un thème de recherche aussi vaste que compliqué.

Le développement des fonctions de vulnérabilité pour des piles de ponts existants a permis de mettre en évidence leur fragilité et ainsi de prévoir des solutions de renforcement. Notons également que grâce à ces fonctions, la non-fiabilité de certaines recommandations réglementaires adoptées dans la conception des piles de pont en béton armé a été mise en évidence. Ainsi, il a été recommandé de faire une révision sur certaines méthodologies de dimensionnement et de ferraillage pour les piles de pont.

On a vu aussi une synthèse des principaux cas de pathologies liées à la vulnérabilité sismique des piles, et qui constituent une source très fiable pour le développement des courbes de fragilité basées sur le jugement des experts. L'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts, reste donc, un outil important de protection contre un événement sismique désastreux.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET



II.1. INTRODUCTION

Pour bien atteindre ses objectifs de franchissement et de service, la conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences fonctionnelles (données de tracé routier) et naturelles (données de son environnement) et les concilier avec celles du maître de l'ouvrage.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Situation du Projet

Notre viaduc V18 à concevoir et étudier, fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia (Bouira) sur 48km. Le V18 se situe à la fin du tronçon 3 de Draa-el-Mizane du PK 32+700 au PK 33+500, à côté du village de Boufhima et juste avant l'échangeur RN68.

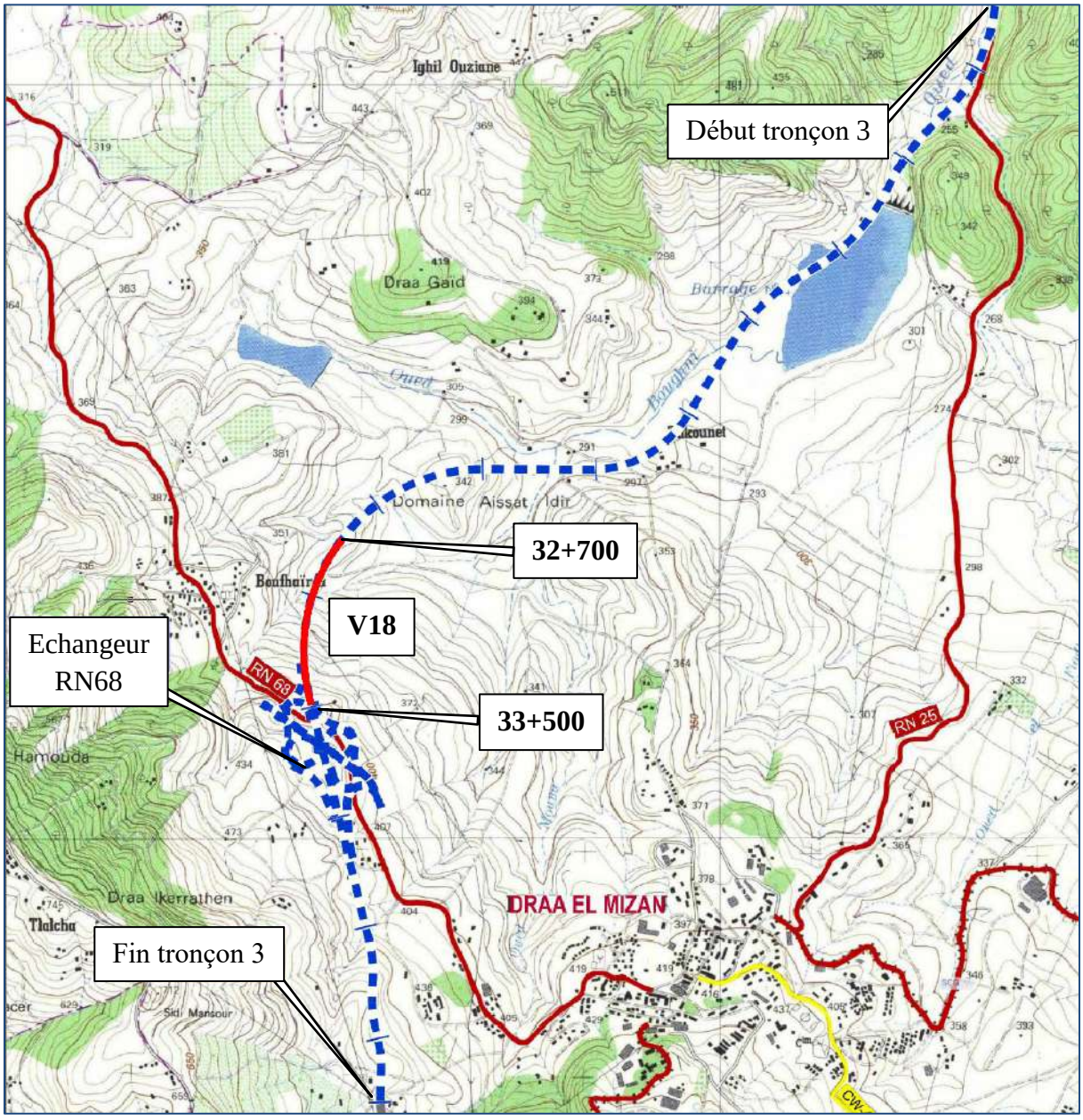


Figure II.1 : Implantation du projet sur la carte d'état-major.

II.2.2. Composantes de la pénétrante

Vu la morphologie accidentée du massif de Djurdjura, la pénétrante a été dotée de :

- 23 viaducs.
- 14 ouvrages d'art.
- 7 échangeurs.
- 2 tunnels d'une longueur totale de 1 610 ml.
- 101 ouvrages hydrauliques.
- 15.8 million m^3 volume de terrassement.

L'autoroute traverse deux wilayas : Tizi-Ouzou sur 36 Km et Bouira sur 12 Km. On distingue : tronçon 1 de Tizi-Ouzou, tronçon 2 de Djebahia et le tronçon 3 de Draa-el-Mizane.

II.2.3. Objectif du projet

L'objectif principal du pont, fait objet de mon projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle envisagé. Mais il répond aussi aux objectifs de la pénétrante, qui sont :

- Relier Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.
- Assurer un aménagement équilibré et rationnel de territoire.
- Modernisation et élargissement de la chaussée et assurer une bonne fluidité du trafic.
- Répondre à la demande du trafic et aux besoins en matière de transport.
- Gain du temps, de sécurité et du confort pour les usagers.
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules.
- Créer un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.

II.2.4. Obstacles à Franchir :

Le viaduc V18 permet de franchir les obstacles naturels suivants :

- PK 32+820 : vallée moyennement profonde (16 m) contenant un ruisseau (Assif Tiarrat).
- PK 33+300 : vallée de 30 m en profondeur contenant un ruisselet (petit cours d'eau).

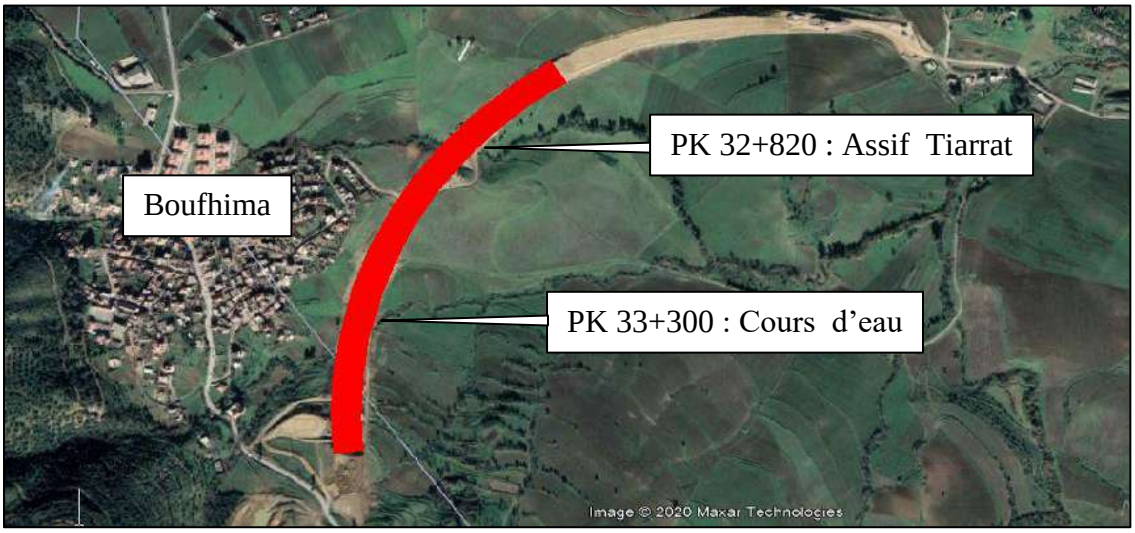


Figure II.2 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire prise en 2019.

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 :

- Du PK 32+700 au PK 33+409 : Arc de rayon R=820 m et de longueur L=709 m.
- Du PK 33+409 au PK 33+500 : Clothoïde de paramètre A=273 m et de L=91 m.

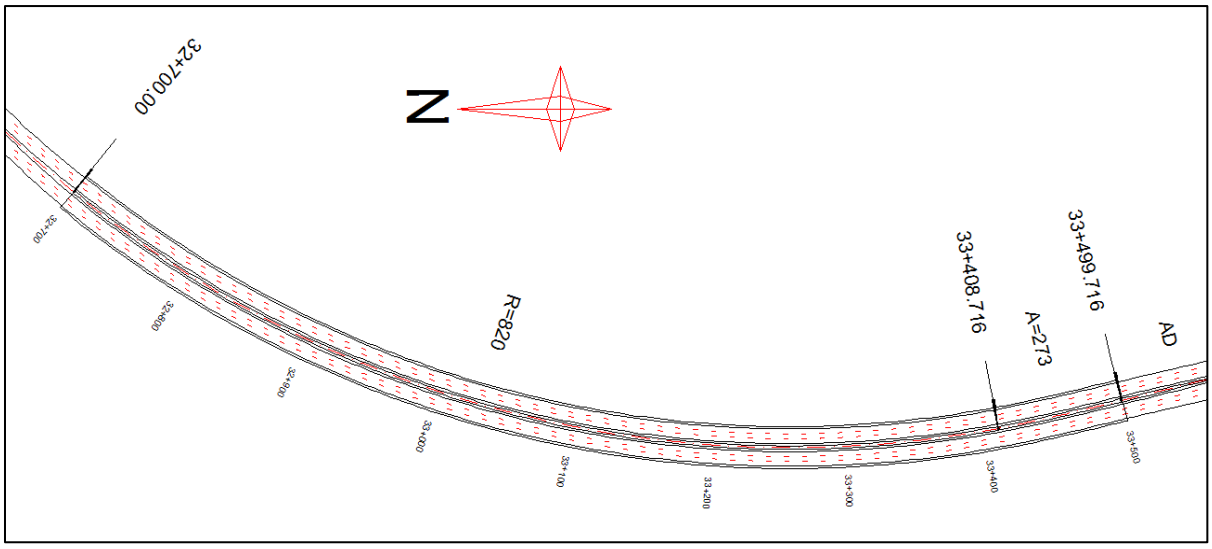


Figure II.3 : Tracé en plan V18.

II.3.1.2. Profil en long

L'axe de roulement présente :

- De PK 32+700 au PK 33+041 : Un rayon concave de 10 000 m.
- De PK 33+041 au PK 33+500 : Un alignement droit de pente +5.96 %

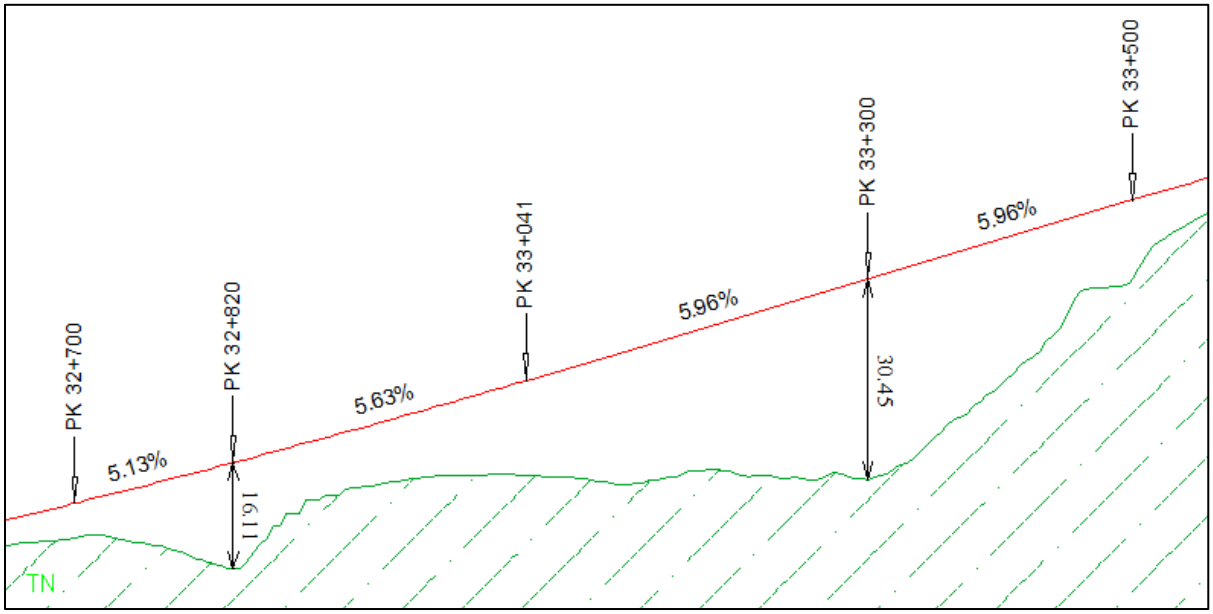


Figure II.4 : Profil en long V18 (EV = 5×EH).

II.3.1.3. Profil en travers

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

La largeur du tablier est de 13.8 m, comprend :

- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Deux (2) sur-largeurs de 1 m chacun.
- Deux (2) barrières de 0.65 m.

Avec un dévers de 2.5%.

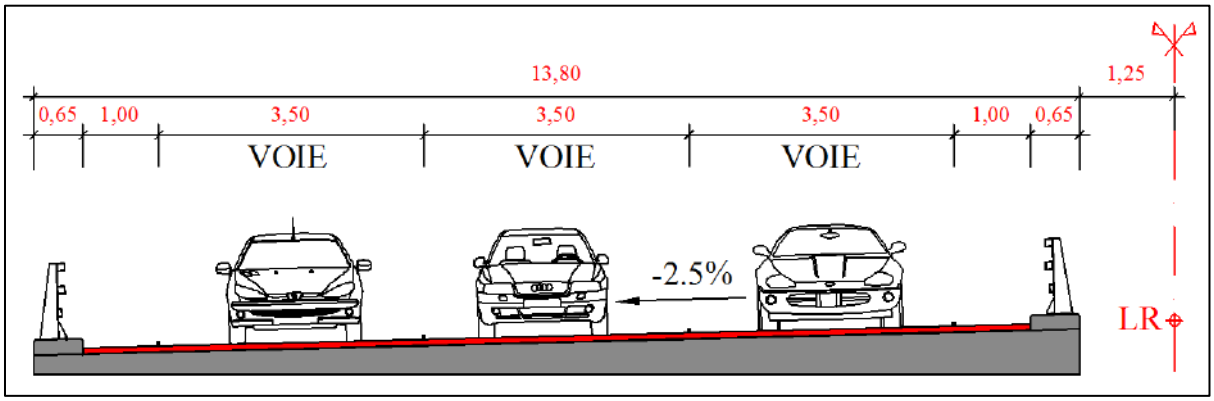


Figure II.5 : Profil en travers V18.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

II.3.2.2. Sismicité du site

Selon RPOA 2008, Draa-el-Mizane (Tizi Ouzou) est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa). L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est A = 0.2 (RPOA, tableau 3.1).

II.3.2.3. Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

- Tizi-Ouzou, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

II.3.2.4. Vent

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

II.3.2.5. Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation, elles doivent donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tels que :

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

L'implantation des essais de reconnaissance géotechnique est donnée dans le plan lithologique ci-dessous. Les résultats sont donnés à l'**Annexe A**.

Le sol a été classifié selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, et d'après les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométrique, dans la catégorie S2 (site ferme).

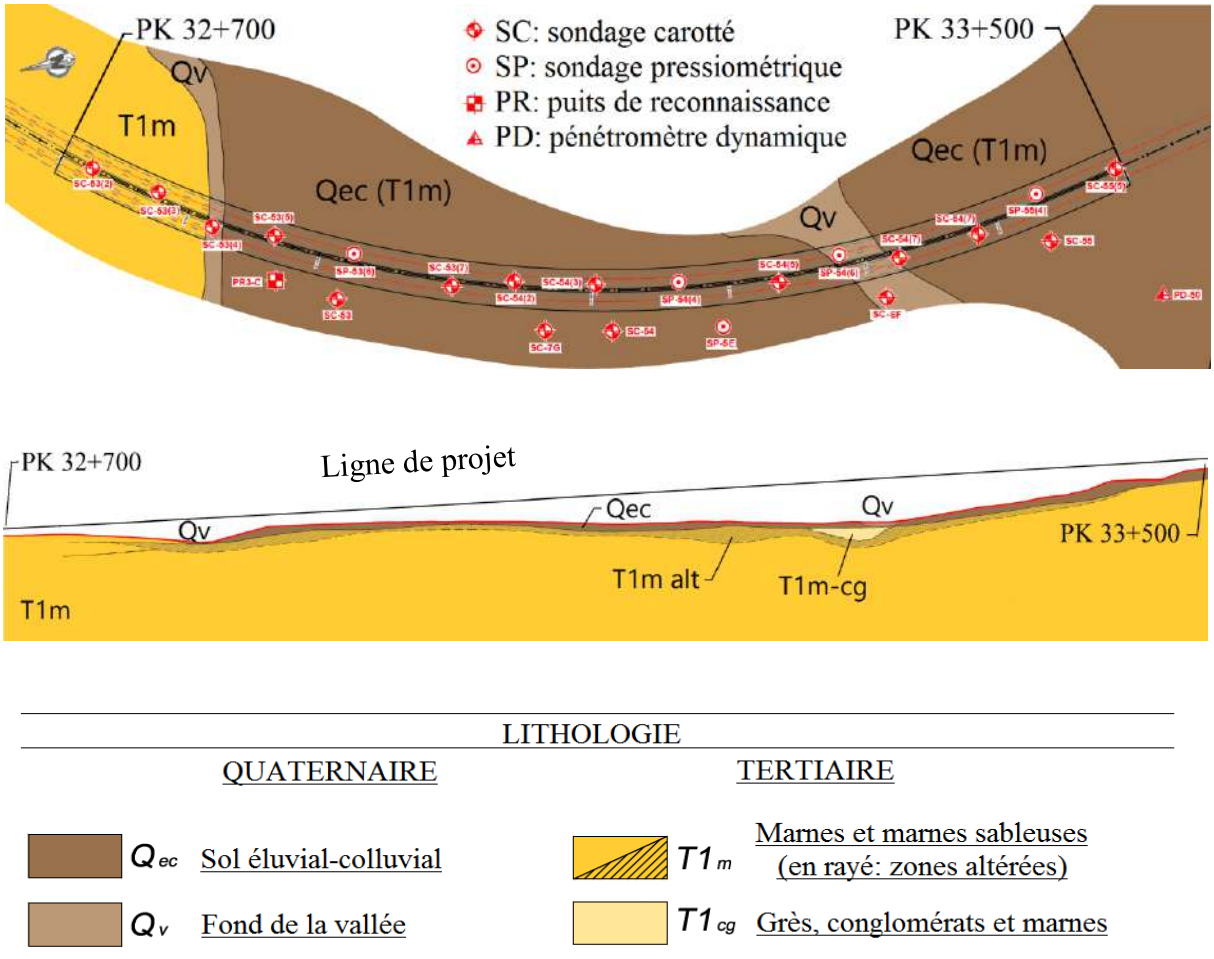


Figure II.6 : Vue en plan et en élévation lithologique.

II.3.2.6. Hydrologie

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

- La hauteur de Cours d'eau.
- La précipitation annuelle.
- La profondeur de la nappe phréatique.

Pour notre ouvrage, et d'après la visite du site, les deux cours d'eau franchis ont un débit modéré.



Figure II.7 : Cours d'eau franchi au niveau de PK 33+300.

II.4. CONCLUSION

La récolte des données relatives à l'ouvrage (données naturelles et fonctionnelles) et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer l'étude d'un pont. Cette description sommaire est en partie basée sur les documents donnés par l'organisme d'accueil de stage.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



III.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui le constituent, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction.

Dans le cas de cet ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le domaine de portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de profil en long.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- Le bilan économique : coût de l'ossature + coût des appuis.
- L'esthétique.

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

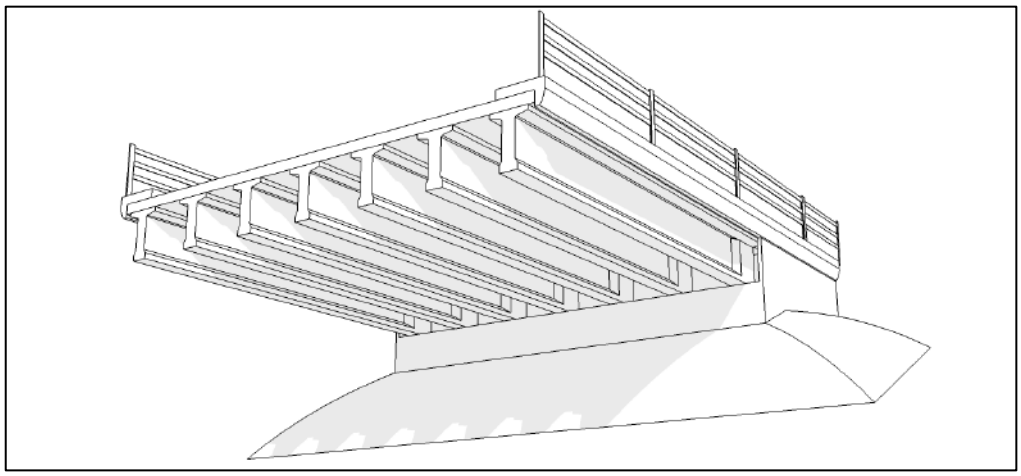


Figure III.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.2.1.1. Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on évite les 2 cours d'eau, ce qu'il nous permet d'éviter leur sol médiocre, éviter le changement de leurs itinéraires et d'économiser les hauteurs de piles adjacentes. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 805 m.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Donc on propose une variante de 22 travées égales de 36.63 m de longueur. D'où une poutre de 36.5 m de longueur et une portée L = 35.5 m

III.2.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau III.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 - 40	36.50
La hauteur totale du tablier	L/20 < Ht < L/17	2.05 m
L'épaisseur de la dalle	20 ≤ e ≤ 30	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.80 m
Entraxe des poutres	En pratique : 1.40 m < λ < 2.00 m	1.525 m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12.2 m
Nombre des poutres	$N= L_a / \lambda +1$	9
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.10 m
Épaisseur de la table de compression	12 cm ≤ e_1 ≤ 15 cm	15 cm
La largeur du talon	60 cm ≤ L_t ≤ 90 cm	60 cm
Épaisseur du talon	10 cm ≤ E_t ≤ 20 cm	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	35 × 140 cm^2

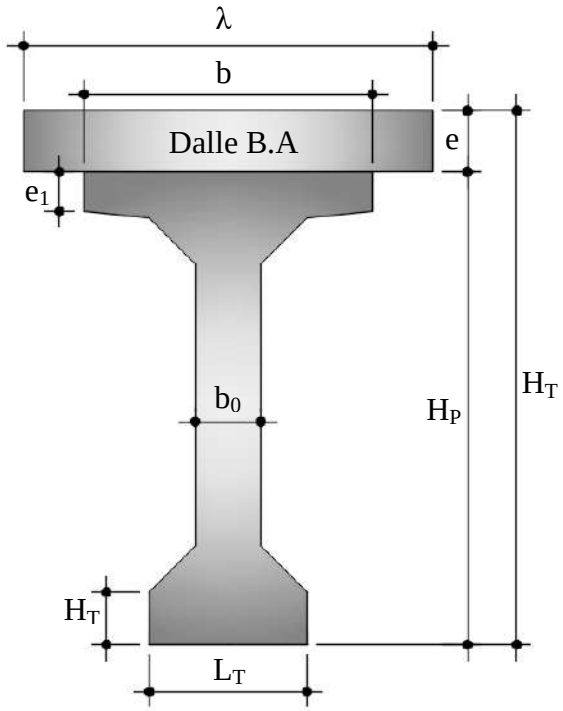
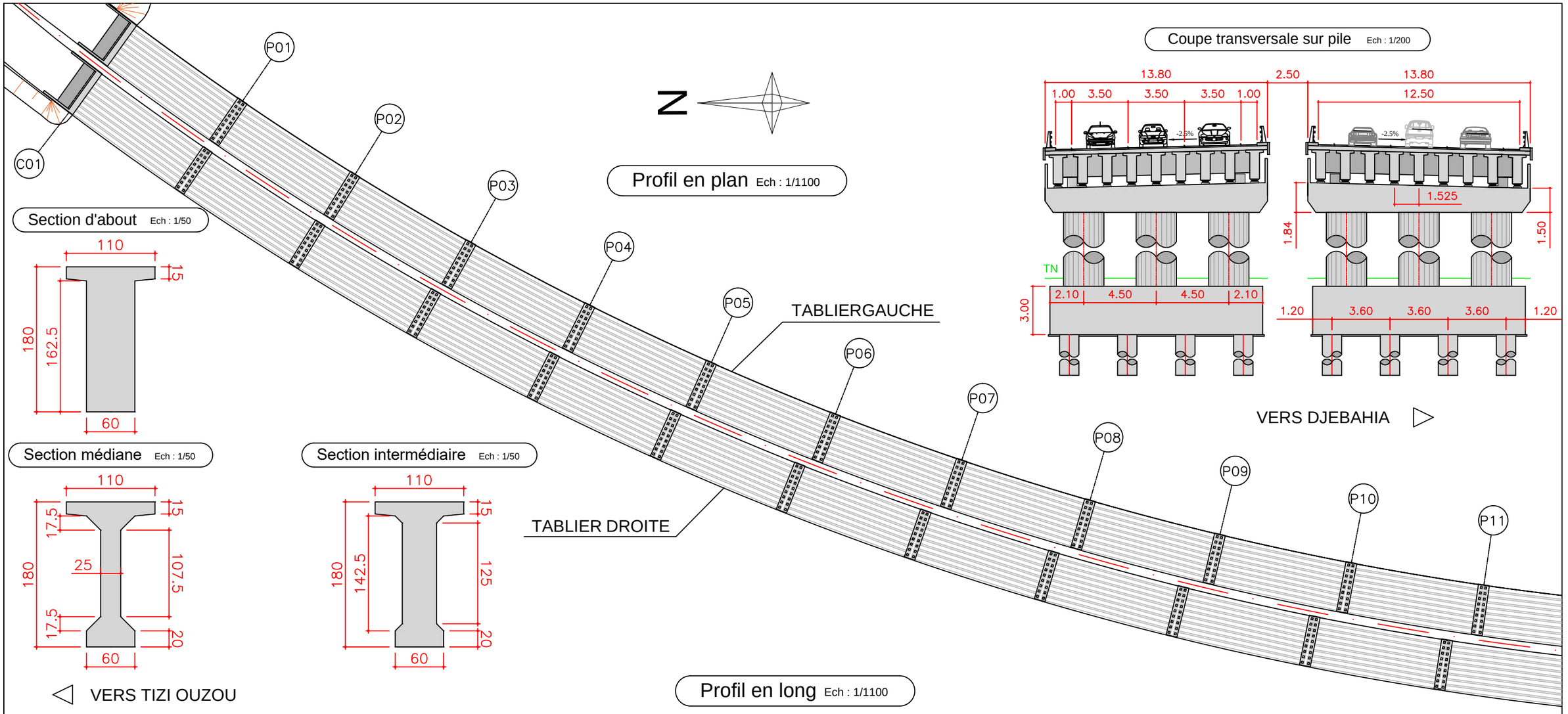


Figure III.2 : Notation des dimensions.

Profil en plan Ech : 1/1100



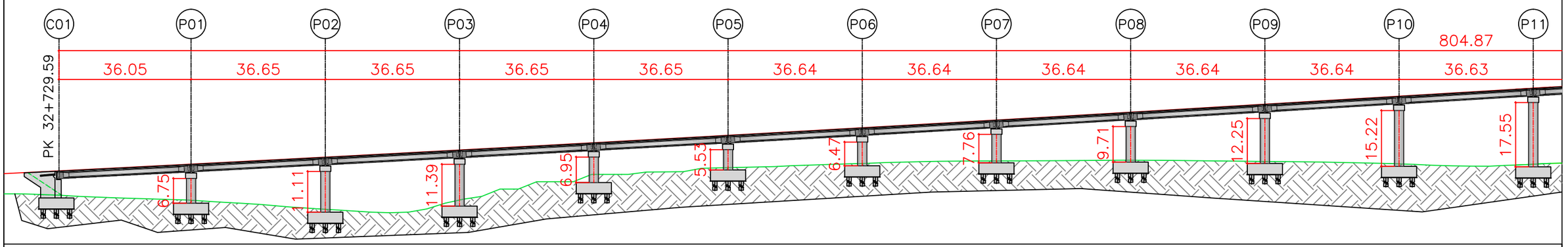
Coupe transversale sur pile Ech : 1/200

Section d'about Ech : 1/50

Section médiane Ech : 1/50

Section intermédiaire Ech : 1/50

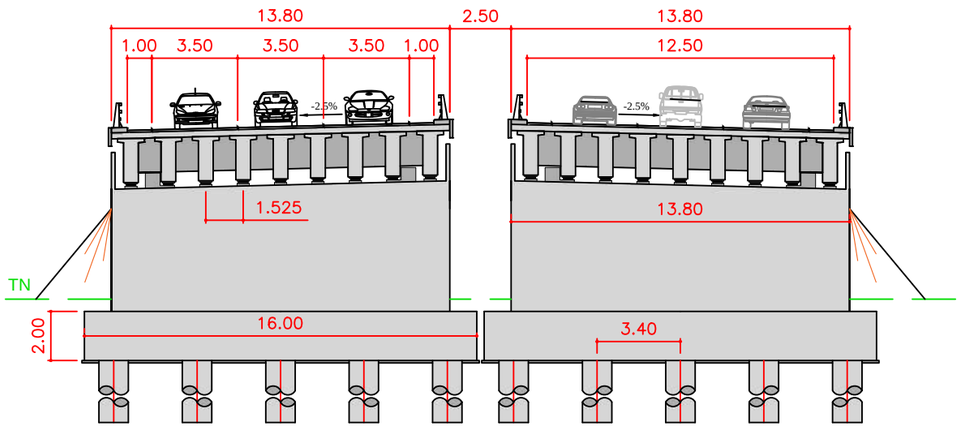
Profil en long Ech : 1/1100



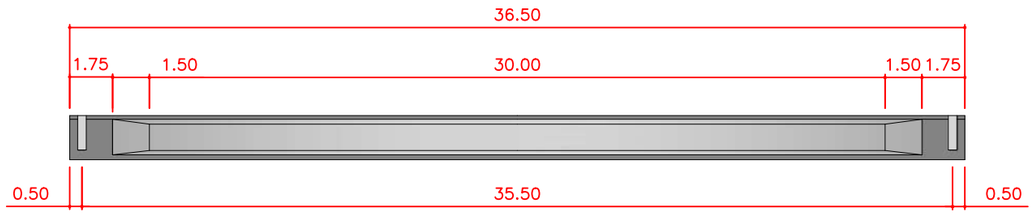
Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre III	Variante N°1	N° Planche	Page
CHAMI SAID	Conception et étude du Viaduc V18 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 32+700 au PK 33+500	Conception et Pré-dimensionnement	Pont à poutres précontraintes du type VIPP	1/2	21

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

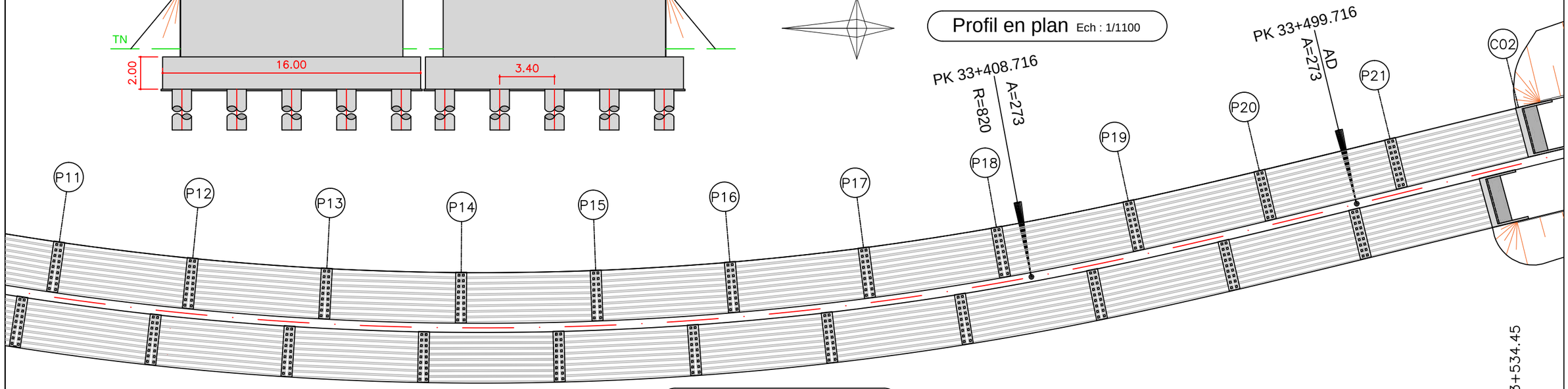
Coupe transversale sur culée Ech : 1/200



Vue en long de la poutre Ech : 1/200



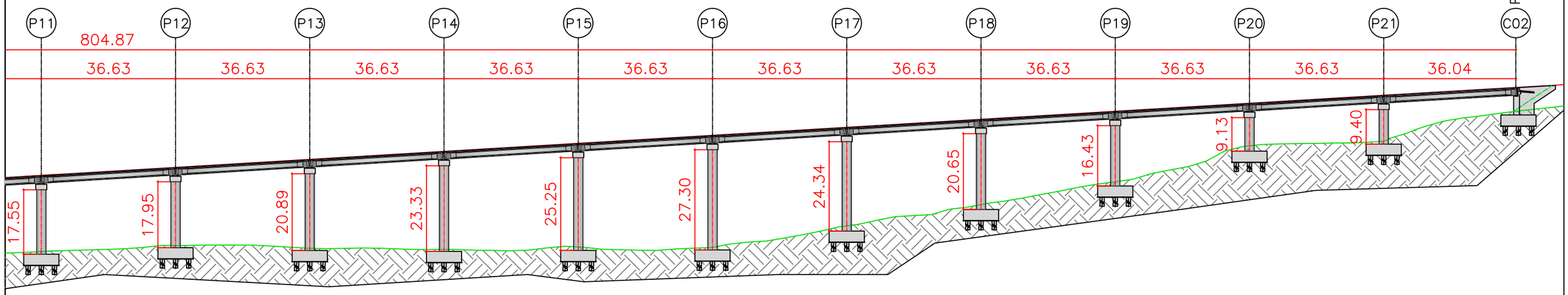
Profil en plan Ech : 1/1100



VERS TIZI OUZOU

Profil en long Ech : 1/1100

VERS DJEBAHIA



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre III	Variante N°1	N° Planche	Page
CHAMI SAID	Conception et étude du Viaduc V18 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 32+700 au PK 33+500	Conception et Pré-dimensionnement	Pont à poutres précontraintes du type VIPP	2/2	22

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

III.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

III.2.2.1. Conception longitudinale

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur :

- Constante entre PK 32+720.467 et PK 33+034.567 (vallée d'une hauteur modeste) :
  - Quatre travées principales de **62 m.**
  - Une travée de rive de 34.1 m (55% de la travée principale).
- Variable entre PK 33+034.567 et PK 33+535.367 (vallée plus importante) :
  - Quatre 4 travées principales de **98 m.**
  - Une travée de rive de 58.8 m (60% de la travée principale).
- La travée intermédiaire est la moyenne des deux travées principales, ce qui donne **80 m**.

Donc la longueur totale du pont égale à **812.9 m.** Et en ajoutant 1 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 814.9 m en longueur.

III.2.2.2. Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

Tableau III.2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Partie à hauteur	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	7.2 m	Constante	5
		8 m	Variable	5
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2 m	Constante	4
			Variable	4
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	4.4 m	Constante	5 × (2 × 6) = 60
			Variable	5 × (2 × 10) = 100
Partie coulée sur cintre	≥ 0.05L	5.1 m	Constante	1
		11.8 m	Variable	1

En utilisant le découpage précédent et en ajoutant le voussoir de clavage de la travée intermédiaire, on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 181**.

III.2.2.3. Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un **caisson à section fermé**.

Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

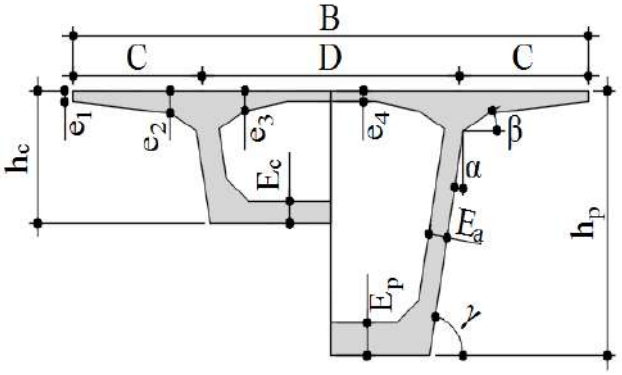
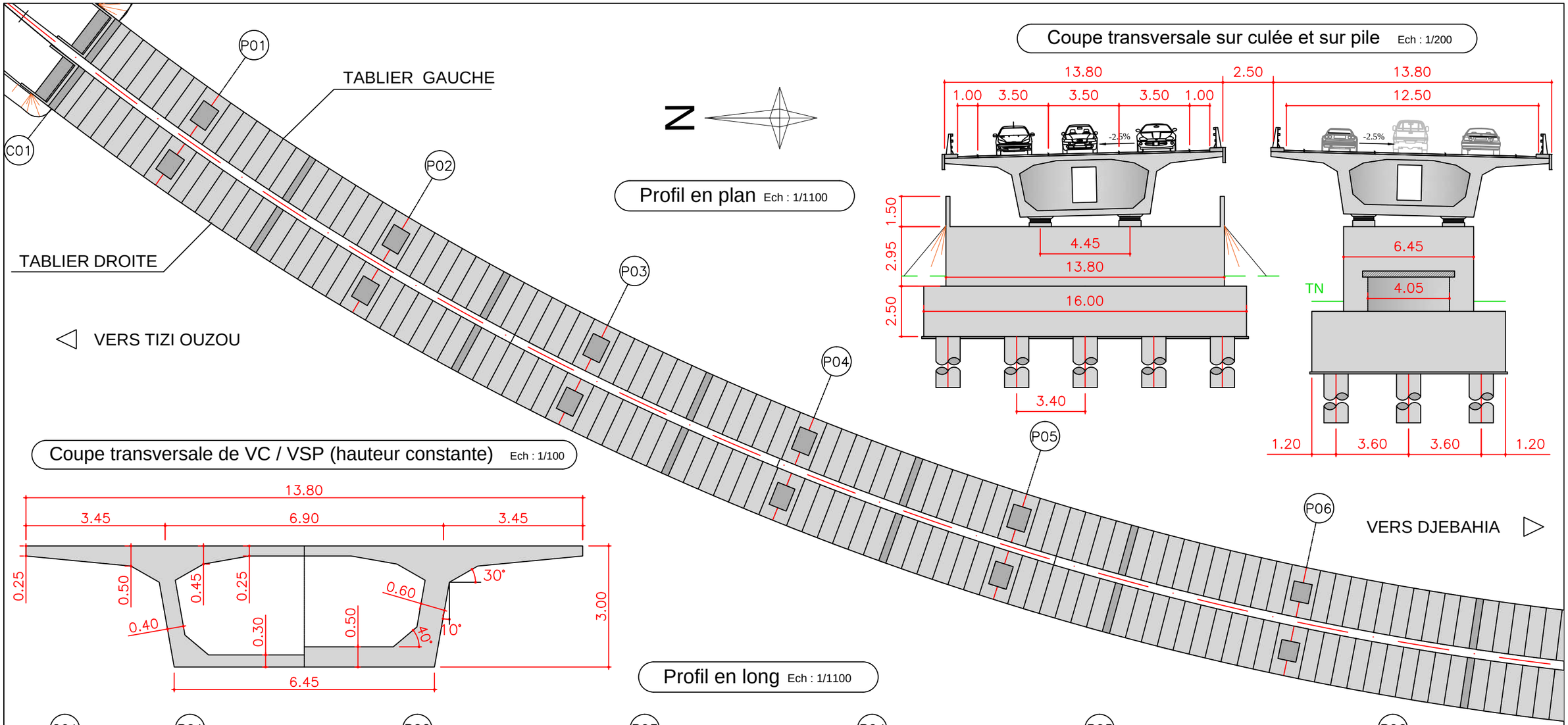


Figure III.3 : Notations des dimensions.

Tableau III.3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	1 380 cm
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	345 cm
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	690 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25 cm
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	50 cm
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5\ e_4$)	45 cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	22.22% (10°)
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	30°
Gousset inférieur		(jusqu'à 10°) $40° \leq \gamma \leq 45°$	40°
Loi de variation (parabolique)		$y(x) = y_p - 2\times\left(y_p - y_c\right).\left(\frac{x}{L}\right) + \left(y_p - y_c\right).\left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Partie à hauteur variable (**L = 98.00 m**)			
Hauteur du voussoir	Sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	600 cm
	A la clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	300 cm
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/500$	50 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80$ cm	75 cm
	A la clef	$Ec \geq$ 18 à 22 cm	30 cm
Partie à hauteur constante (**L = 62.00 m**)			
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$	300 cm
Epaisseur de l'âme	Sur pile	$E_a \geq 26 + L/500$	60 cm
	A la clef		40 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80$ cm	50 cm
	A la clef	$E_c \geq$ 18 à 22 cm	30 cm

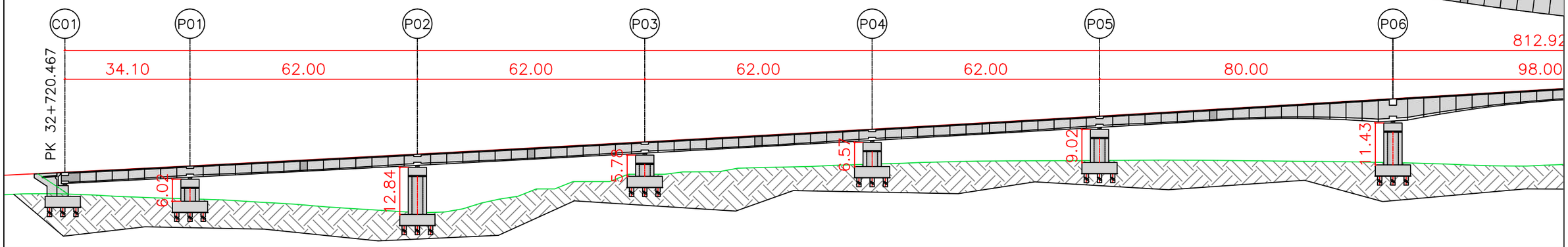
Profil en plan Ech : 1/1100



Coupe transversale sur culée et sur pile Ech : 1/200

Coupe transversale de VC / VSP (hauteur constante) Ech : 1/100

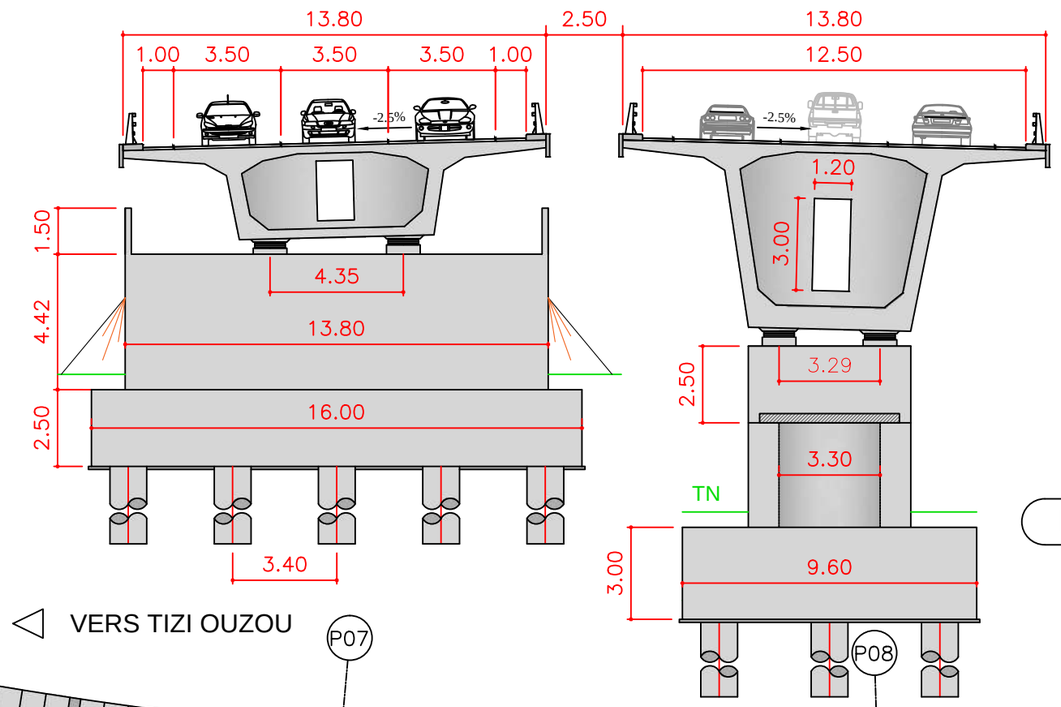
Profil en long Ech : 1/1100



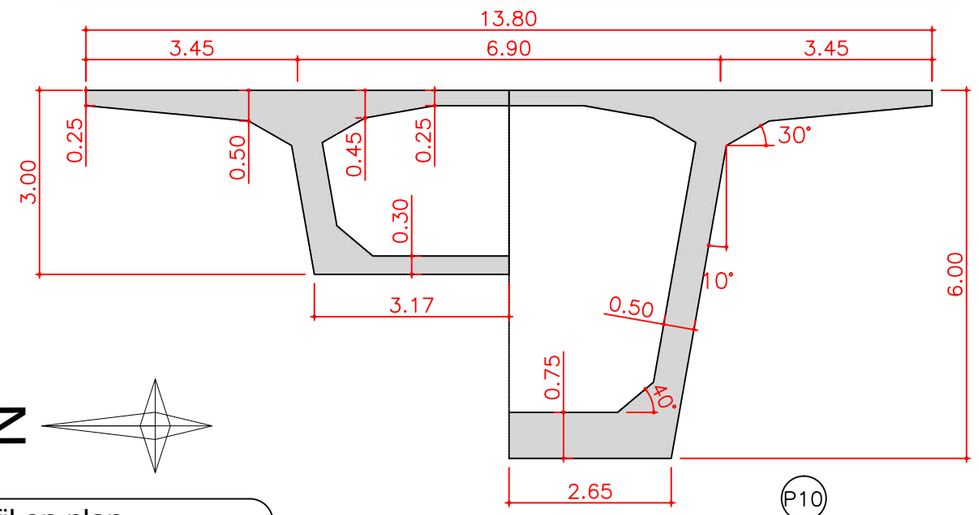
Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre III	Variante N°2	N° Planche	Page
CHAMI SAID	Conception et étude du Viaduc V18 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 32+700 au PK 33+500	Conception et Pré-dimensionnement	Pont Voussoirs construit par encorbellements successifs	1/2	25

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

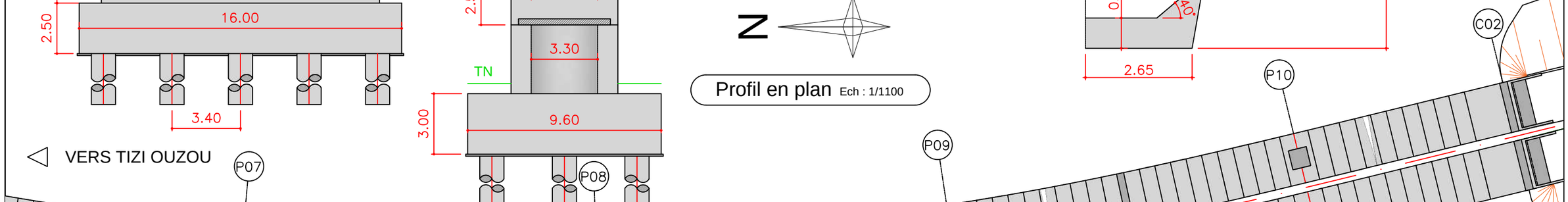
Coupe transversale sur culée et sur pile Ech : 1/200



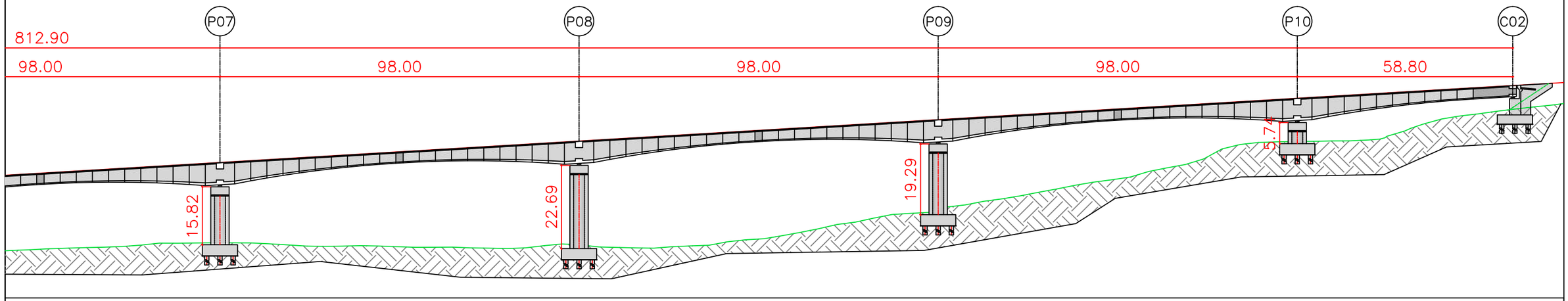
Coupe transversale de VC / VSP (Partie à hauteur variable) Ech : 1/100



Profil en plan Ech : 1/1100



Profil en long Ech : 1/1100



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre III	Variante N°2	N° Planche	Page
CHAMI SAID	Conception et étude du Viaduc V18 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 32+700 au PK 33+500	Conception et Pré-dimensionnement	Pont Voussoirs construit par encorbellements successifs	2/2	26

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

III.2.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont construits par des profilés métalliques continus (travaillant à la flexion longitudinale) solidarisés par des entretoises (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Les ponts mixtes en caissons sont plus adéquats aux ouvrages très élancés ou très courbés. Les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés lorsque l'ouvrage est très large et peu long. D'où la justification du choix de **bipoutre,** qui est aussi le plus économique.

III.2.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés courbes et à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 821 m. Donc on projette 13 travées principales de **57 m** (L) et deux travées de rives de **40 m** (0.7 L).

III.2.3.2. Conception transversale

Puisque le tablier est assez large (> 12 m), alors la dalle est appuyée longitudinalement aux deux poutres et transversalement à des **pièces de pont** espacées de **4 m**.

La dalle est en dévers unique, alors on prévoit des pièces de ponts **inclinées** suivant ce dévers pour maintenir une hauteur constante de renformis de **10 cm**, d'où une réduction du poids de l'ouvrage.

Dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante et comprise entre 20 et 24 cm. On choisit **e = 25 cm.**

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type **goujons** de diamètre **d = 22 mm** ($16 \leq d \leq 22$ mm), et la hauteur **h = 150 mm** ($h > 4d$), disposés en **5 files** espacés transversalement de $\mathbf{e_t = 150\ mm}$ ($e_t > 2.5d$) et longitudinalement de $\mathbf{e_L = 125\ mm}$ ($5d < e_L < 80$ cm)

On opte pour la largeur d'encorbellement **a = 2 m**, d'où l'entraxe des poutres **b = 9.8 m.**

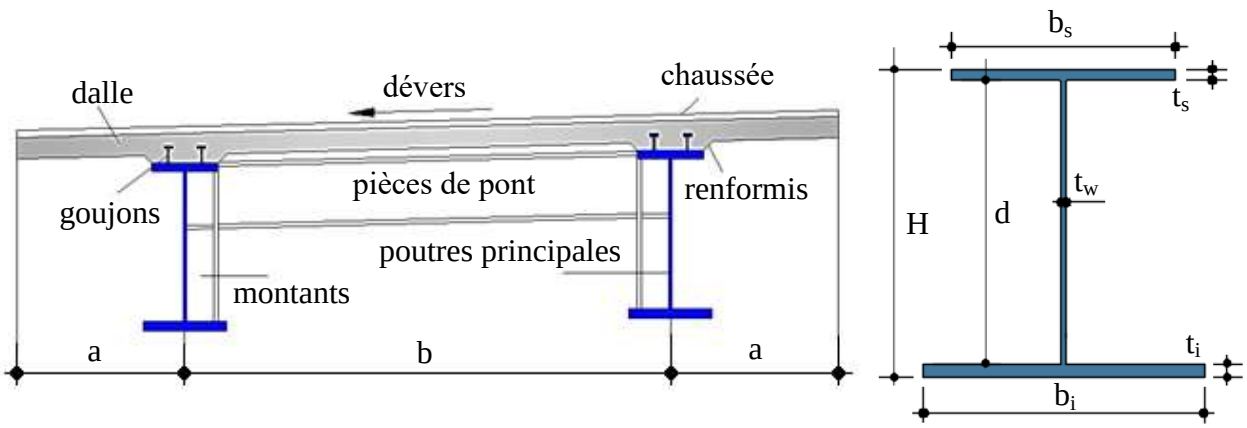


Figure III.4 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

III.2.3.3. Conception des poutres principales

La poutre est de forme **I**, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité **S355 N**. Son pré-dimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)		
Hauteur constante de la poutre	H = L/28	2 000		
Largeur de la Semelle supérieure	400 mm ≤ b_s ≤ 800 mm	800		
Largeur de la Semelle inférieure	500 mm ≤ b_i ≤ 12 00 mm	1 000		
La variation des épaisseurs	2 à 4 tronçons successifs d'épaisseurs différentes variant vers l'intérieur de la poutre	T1	T2	T3
Longueur de chaque tronçon	L_{min} = 5 m et L_{moy} ≈ 20 m	23 000	11 000	12 000
Epaisseur de la semelle supérieure	20 ≤ t_s ≤ 150 et b_s/t_s ≤ 21 à 22	40	70	100
Epaisseur de la semelle inférieure	20 ≤ t_i ≤ 150 et b_i/t_i ≤ 21 à 22	50	80	110
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	1 910	1 850	1 790
Epaisseur de l'âme	$d/t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12$ mm	20	26	32

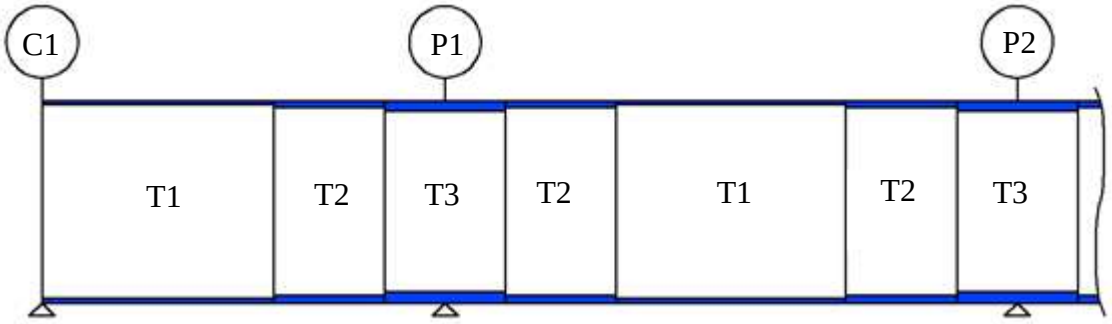


Figure III.5 : Variation des épaisseurs.

III.2.3.4. Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des profilées en **I** à âme pleine généralement composée de tôles soudées, qui portent directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales et en résistant aux efforts de torsion.

Tableau III.5 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	10 mm ≤ t_W ≤ 12 mm	12
Hauteur de l'âme	L_{pp} / 15 ≤ d ≤ L_{pp} /10	760
Largeur de la semelle	220 mm ≤ b ≤ 300 mm	300
Epaisseur de la semelle	t_f ≈ 20 mm	20
Hauteur totale	$H_{pp} = d + 2 \times t_f$	800

VERS TIZI OUZOU

P01

TABLIER GAUCHE

P02

TABLIER DROITE

P03

P04

P05

P06

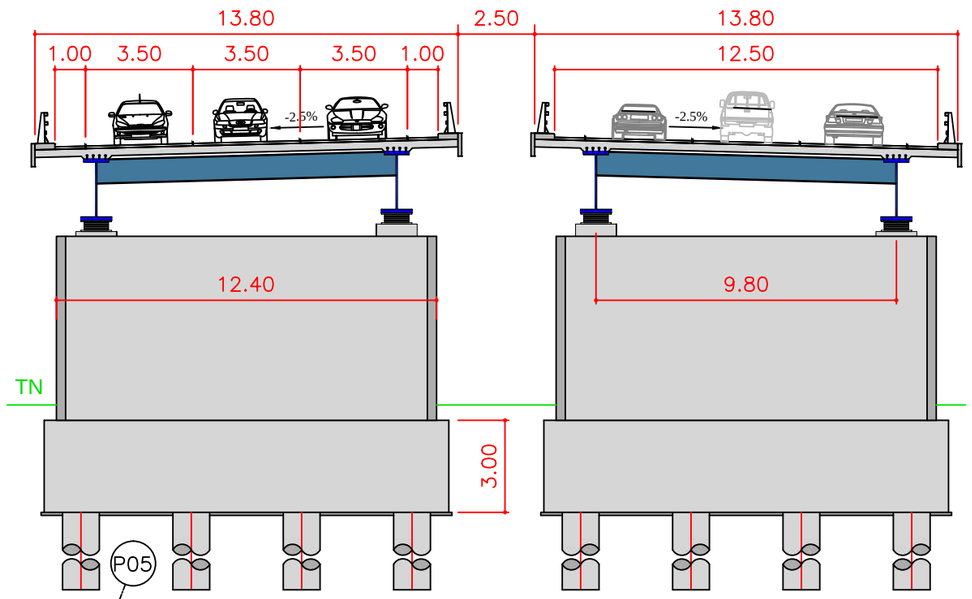
P07

VERS DJEBAHIA

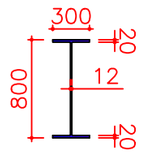
N

Profil en plan Ech : 1/1100

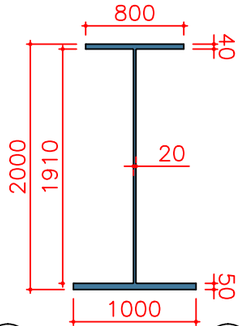
Coupe transversale sur pile Ech : 1/200



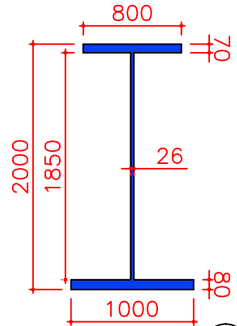
Pièce de pont Ech : 1/50



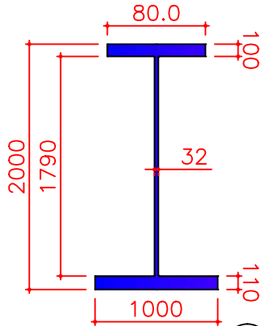
Section T1 Ech : 1/50



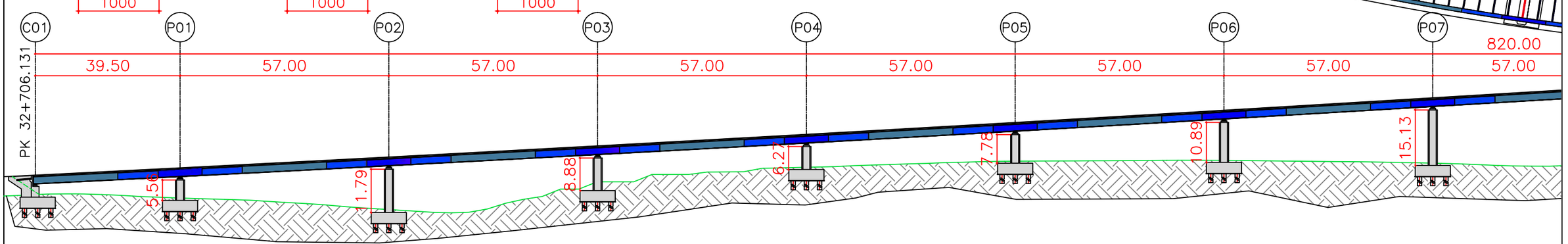
Section T2 Ech : 1/50



Section T3 Ech : 1/50



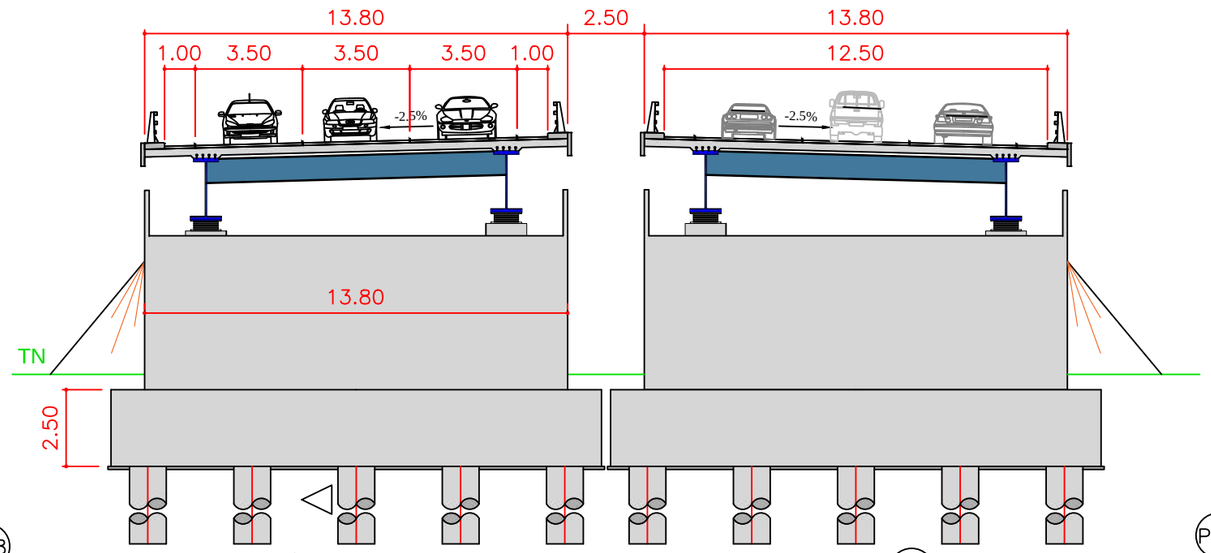
Profil en long Ech : 1/1100



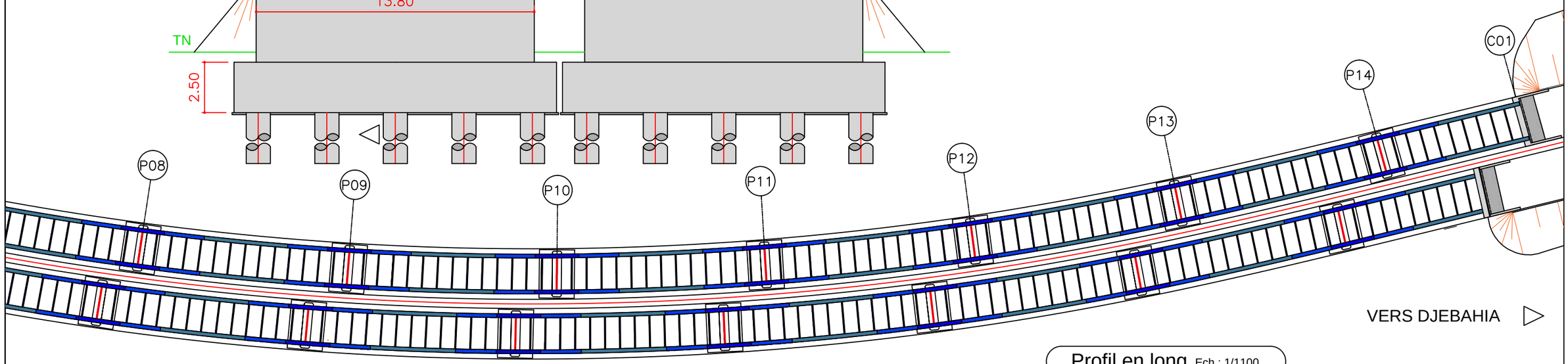
Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre III	Variante N°3	N° Planche	Page
CHAMI SAID	Conception et étude du Viaduc V18 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 32+700 au PK 33+500	Conception et Pré-dimensionnement	Pont Mixte Bipoutre	1/2	29

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

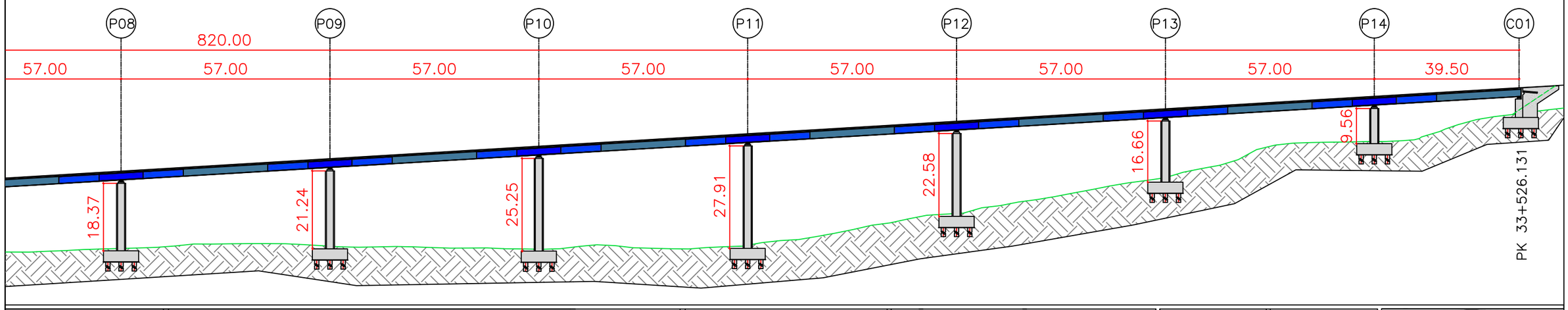
Coupe transversale sur culée Ech : 1/200



Profil en plan Ech : 1/1100



Profil en long Ech : 1/1100



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre III	Variante N°3	N° Planche	Page
CHAMI SAID	Conception et étude du Viaduc V18 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 32+700 au PK 33+500	Conception et Pré-dimensionnement	Pont Mixte Bipoutre	2/2	30

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

III.3. VERIFICATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT

III.3.1. Méthode de calcul

Afin de vérifier le pré-dimensionnement des variantes proposées, et à ce stade seulement, nous effectuerons une modélisation rectiligne et horizontale avec un calcul automatique selon une seule combinaison de charge identique à toutes les variantes pour pouvoir les comparer, qui est **G + Q**. Cette combinaison tient compte des charges permanentes et une seule surcharge roulante d'un convoi du type D240 (**Q = 2 400 KN**).

III.3.2. Vérification de la variante 01

III.3.2.1. Sollicitations

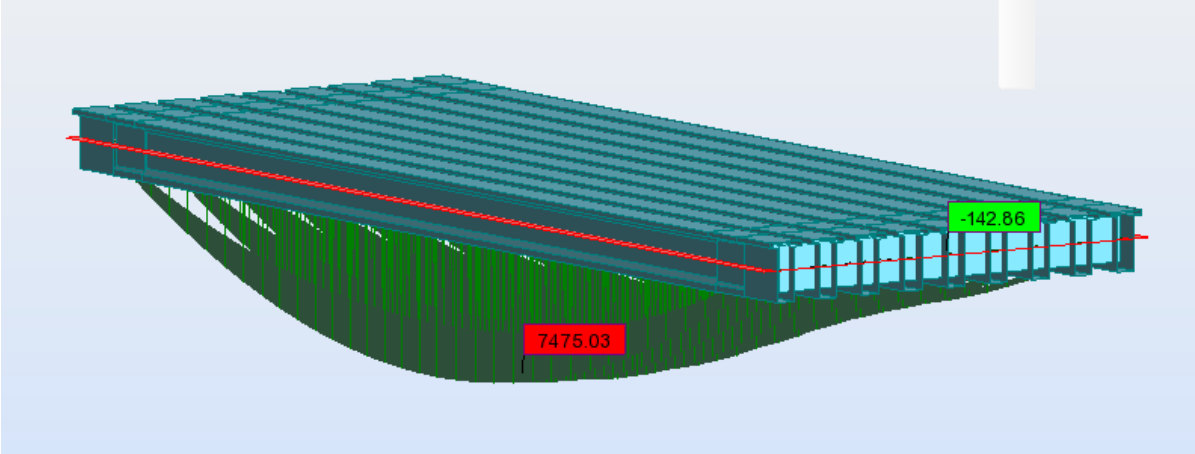


Figure III.6 : Moment maximal de la variante N°01.

III.3.2.2. Estimation de la section de précontrainte

La section de précontrainte est estimée à mi- travée, les caractéristiques géométriques utilisées sont ceux de la section médiane + dalle, et les câbles de précontrainte sont du **12T15**.

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p}$$

$$n = \frac{A_p}{(1 - \Delta P) \times A_0}$$

A_P : section de précontrainte à déterminer.
M_{ext} : moment maximal retenu qui est égale à 7.47 MN.m.
σ_{p0} : sa tension à l'origine qui est égale à 1 416 MPa (toron T15, classe 1 770 Mpa).
$Z_p = 0.9\ d_p = 0.9 \times (0.9 \times 2.05) = 1.66$ m.
n : nombre de câbles 12T15 à déterminer.
ΔP : perte de tension, elle est estimée dès le début à 25%.
A_0 : section de précontrainte d'un câble, égale à 1680 mm^2 pour un câble de 12T15.

Application Numérique :

$A_p = 3\ 179.135\ mm^2$ ➔ $n \geq 2.52$. On prend : **n = 3 câbles 12T15.**

III.3.2.3. Vérification des contraintes

On vérifie les contraintes que subit la section médiane à mi- travée. Les conditions à vérifier sont:

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05 \text{ MPa} \text{ (Hors section d'enrobage).}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \text{ (Section d'enrobage).}$$

Application Numérique :

B = 1.11 m^2 ; I = 0.51 m^4 ; υ = 0.74 m ; υ' = 1.31 m
d = 0.23 m ; e_0 = 1.08 m ; P = 5.35 MN ; M = 7.47 MN.m
$\overline{\sigma_{bt2}} = -2.7 \leq \sigma_{inf} = 0.48 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ (MPa) ✓
$\overline{\sigma_{bt1}} = -4.05 \leq \sigma_{sup} = 7.31 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ (MPa) ✓

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

III.3.3. Vérification de la variante 02

III.3.3.1. Sollicitations

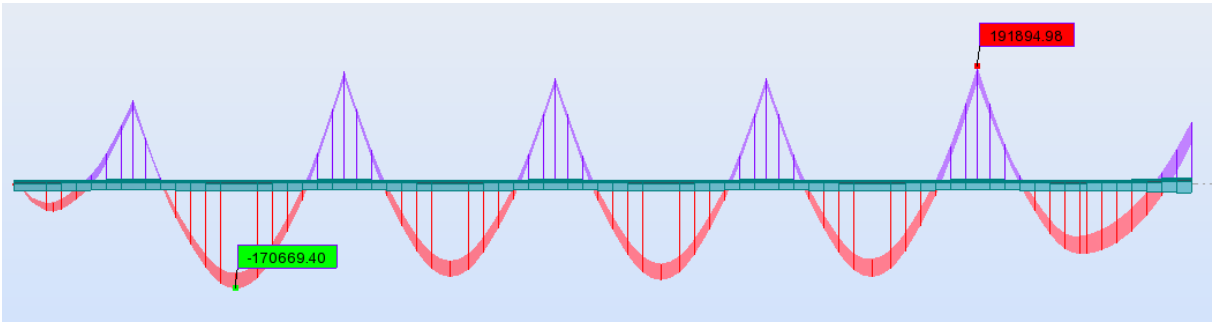


Figure III.7 : Moment Maximal de la variante N°02 (partie à hauteur constante).

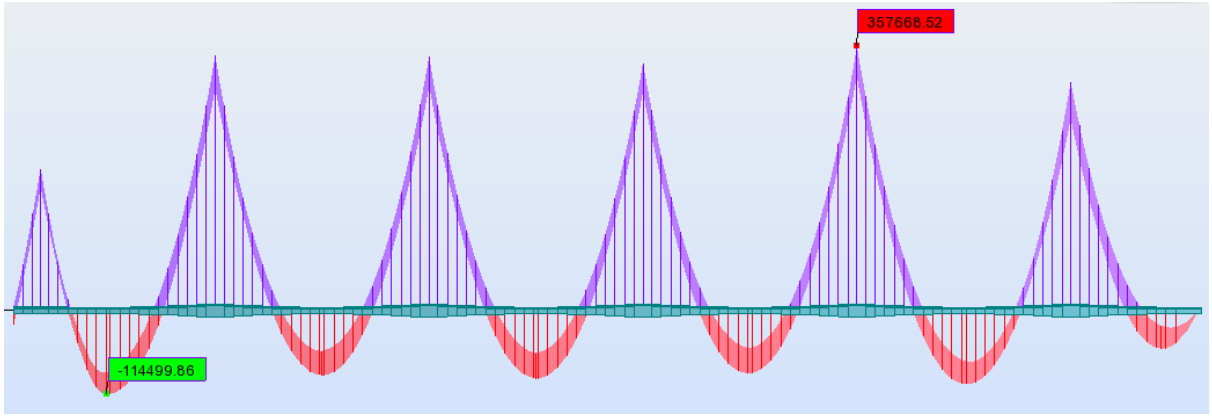


Figure III.8 : Moment maximal de la variante N°02 (partie à hauteur variable).

III.3.3.2. Estimation de la section de précontrainte

Les sections de précontraintes sont estimées sur les appuis, en basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, et les armatures passives sont des armatures de construction.

Les sections de précontraintes sont estimées, en basant sur la même approche de ferraillage évoquée au préalable.

On utilise des câbles **19T15**, dont la section est $\mathbf{A_0 = 2\ 660\ mm^2}$

Application Numérique :

❖ **Partie à hauteur constante :**

Sur pile :

M = 191.90 MN.m ; Z_p = 2.43 m.
A_P = 55 769.16 mm² ➔ n ≥ 27.95. On prend : **n = 28 câbles 19T15.**

A mi-travée :

M = 170.67 MN.m ; Z_p = 2.43 m.
A_P = 49 600.51 mm² ➔ n ≥ 24.86. On prend : **n = 26 câbles 19T15.**

❖ **Partie à hauteur variable :**

Sur pile :

M = 357.67 MN.m ; Z_p = 4.86 m.
A_P = 51 973.41 mm² ➔ n ≥ 26.05. On prend : **n = 28 câbles 19T15.**

A mi-travée :

M = 114.50 MN.m ; Z_p = 2.43 m.
A_P = 33 276.33 mm² ➔ n ≥ 16.68. On prend : **n = 18 câbles 19T15.**

NB : *en se basant sur l'approche de ferraillage évoquée ci-dessus, les armatures passives sont des armatures de construction dans le sens longitudinal.*

III.3.3.3. Vérification des contraintes

On vérifier les contraintes sur pile et à mi- travée de la même façon que la variante 01 :

❖ **Sur pile :**

$\mathbf{e_0 = v - d}$; $\overline{\sigma_{bt1}} \le \sigma_{inf} \le \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt2}} \le \sigma_{sup} \le \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

❖ **A mi- travée :**

$\mathbf{e_0 = v' - d}$; $\overline{\sigma_{bt2}} \le \sigma_{inf} \le \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt1}} \le \sigma_{sup} \le \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

Application Numérique :

❖ **Partie à hauteur constante :**

Sur pile :

B = 11.76 m^2 ; I = 14.77 m^4 ; υ = 1.24 m ; υ' = 1.76 m

d = 12.5 cm ; e_0= 1.12 m ; P = 79.09 MN ; M = 191.89 MN.m

$\overline{\sigma_{bt1}}$ = -4.05 ≤ σ_{inf} = 19.05 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 (MPa) ✓

$\overline{\sigma_{bt2}}$ = -2.7 ≤ σ_{sup} = -1.98 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 (MPa) ✓

A mi- travée :

B = 9.69 m^2 ; I = 12.07 m^4 ; υ = 1.07 m ; υ' = 1.93 m

d = 15 cm ; e_0= 1.78 m ; P = 73.44 MN ; M = 170.67 MN.m

$\overline{\sigma_{bt2}}$ = -2.7 ≤ σ_{inf} = 1.16 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 (MPa) ✓

$\overline{\sigma_{bt1}}$ = -4.05 ≤ σ_{sup} = 11.7 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 (MPa) ✓

❖ **Partie à hauteur variable :**

Sur pile :

B = 14.91 m^2 ; I = 80.61 m^4 ; υ = 2.64 m ; υ' = 3.36 m

d = 12.5 cm ; e_0= 2.52 m ; P = 79.09 MN ; M = 357.67 MN.m

$\overline{\sigma_{bt1}}$ = -4.05 ≤ σ_{inf} = 11.91 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 (MPa) ✓

$\overline{\sigma_{bt2}}$ = -2.7 ≤ σ_{sup} = 3.19 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 (MPa) ✓

A mi- travée :

B = 10.17 m^2 ; I = 12.31 m^4 ; υ = 1.09 m ; υ' = 1.91 m

d = 15 cm ; e_0= 1.76 m ; P = 50.84 MN ; M = 114.50 MN.m

$\overline{\sigma_{bt2}}$ = -2.7 ≤ σ_{inf} = 1.13 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 (MPa) ✓

$\overline{\sigma_{bt1}}$ = -4.05 ≤ σ_{sup} = 7.19 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 (MPa) ✓

➔ On déduit que les contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire ✓

III.3.4. Vérification de la variante 03

III.3.4.1. Sollicitations

Les sollicitations obtenues sont représentées dans les deux figures suivantes :

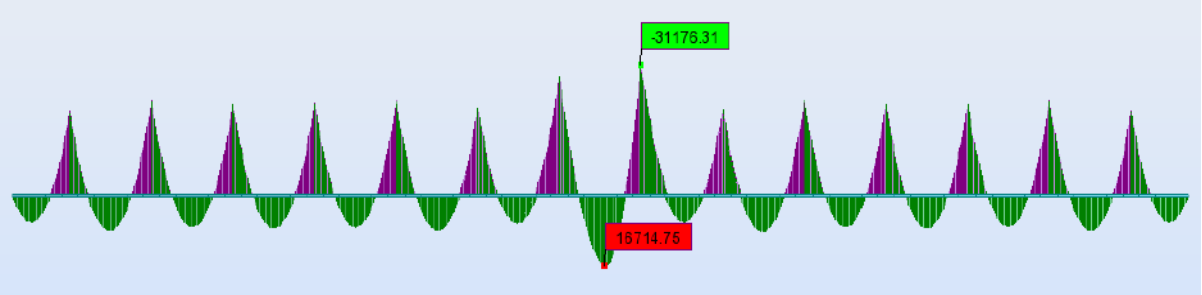


Figure III.9 : Moment maximal de la variante N°03.

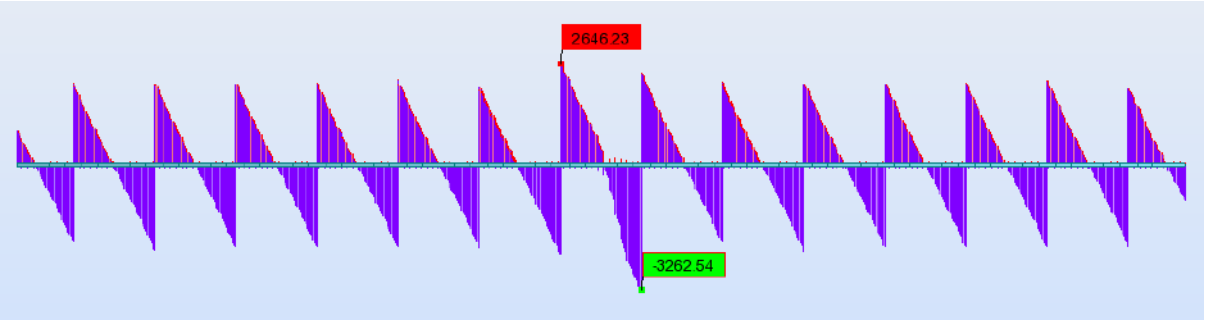


Figure III.10 : Effort tranchant maximal de la variante 03

III.3.4.2. Vérification des contraintes

❖ **Section sur pile :**

Vérification du voilement de l'âme :

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante : $\mathbf{h_{ceff} \leq h_c}$

$$\mathbf{h_{ceff} = 0.86 \times t_w \times \sqrt{K} \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{h_c}{h_f}} \; ; \; \mathbf{\psi = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}}} \; ; \; \mathbf{h_c = \frac{H}{1 + \frac{1}{\psi}}}$$

$$\mathbf{K = \frac{16}{1 + \psi \times \sqrt{(1+\psi)^2 + 0.112(1-\psi)^2}}}$$

Avec :

$\mathbf{h_c}$: la hauteur de l'âme comprimée de la section totale du profilé.
H : la hauteur de la section comprimée du profilé.
$\boldsymbol{\sigma}_{sup}$: contrainte sur la partie supérieure de la section (traction).
$\boldsymbol{\sigma}_{inf}$: contrainte sur la partie inférieure de la section (compression).
v : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section.
v' : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section.
$\mathbf{h_{ceff}}$: hauteur efficace de l'âme comprimée.
K : coefficient de voilement.
$\mathbf{h_f}$: hauteur de l'âme définie entre les deux plans moyens des semelles.

Application Numérique :

M = 31.18 MN.m ; I = 0.18 m^4 ; v = 1 111.8 mm ; v' = 888.2 mm.
h_f = 1 895 mm ; H = 888.2 mm ; f_y = 355 MPa ; E = 210 GPa ; t_w = 32 mm
Ψ = 0.80 ➔ K = 6.56 ➔ **h_{ceff} = 356.9 mm < h_c = 394.5 mm** ✓

➔ La condition de non-voilement est vérifiée ✓

Vérification de la stabilité au déversement :

Pour cette vérification, on compare la contrainte due au moment de flexion σ_f avec la contrainte critique de déversement σ_{crd}, sachant qu'elle est égale à la contrainte critique de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre σ_{crf}, la condition de non-déversement de la semelle : $\boldsymbol{\sigma_f \leq \sigma_{crd}}$

$$\sigma_{crd} = \sigma_{crf} = \frac{\pi^2 \times E}{\lambda_k^2} \; ; \; A_d = b_i \times t_i + t_w \times \frac{h_{ceff}}{2} \; ; \; I_d = \sqrt{\frac{I}{A_d}} \; ; \; l_k = \frac{I_d}{\sqrt{\eta}} \; ; \; \lambda_k = \frac{l_k}{l_d}$$

$\mathbf{A_d}$: section comprimée.
$\mathbf{l_d}$: longueur de déversement.
$\mathbf{t_w}$: épaisseur de l'âme.
$\boldsymbol{\lambda_K}$: élancement de la membrure comprimée.
$\mathbf{l_K}$: longueur de déversement réduite.

Application Numérique :

M = 31.18 MN.m ; I = 0.18 m^4 ; v' = 888.2 mm ➔ **σ_f = 151.31 MPa**
b_i = 1 000 mm ; t_i = 110 mm ; h_{ceff} = 356.9 mm; t_w = 32 mm
➔ **A_d = 115 713.12 mm^2**
η = 1.75 ➔ l_d = 1 257.57 mm ➔ l_k = 950.63 mm ➔ **λ_K = 0.76**
E = 210 GPa ➔ **σ_{crd} = 3 626.39 GPa** > **σ_f** ✓

➔ La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre ✓

❖ **Section à mi- travée :**

Calcul de la section équivalente :

Sur la section à mi- travée le moment de flexion comprime la partie supérieure de la section, donc la dalle en béton armé participe à la résistance à la compression, pour faire les vérifications sur cette section, on doit calculer d'abord une section équivalente mixte.

$$b_{eq} = \frac{b_{eff}}{n} \text{ et } h_{eq} = \frac{e_{dalle}}{n}$$

$\mathbf{b_{eq}}$: largeur équivalente de la dalle.
h_{eq} : hauteur équivalente de la dalle.
n : coefficient d'équivalence élastique, $\mathbf{n = E_a/E_c}$
$\mathbf{b_{eff}}$: largeur efficace de la dalle, $\mathbf{b_{eff} = b_0 + \sum bi}$
$\mathbf{b_0}$: distance entre les rangs extérieurs des goujons.
$\mathbf{b_i}$: distance entre les goujons extérieurs et le bord de la dalle avec $\mathbf{b_i < 0.7 \times L/8}$
$\mathbf{E_a}$: module d'élasticité de l'acier.
$\mathbf{E_c}$: module d'élasticité équivalent du béton, $\mathbf{E_b = 22\,000 \times \sqrt[3]{\frac{f_{c28}}{10}}}$

Application Numérique :

b_0 = 600 mm ; b_1 = 4 600 mm ; b_2 = 1 700 mm ➔ b_{eff} = 6 900 mm
E_a = 210 GPa ; f_{c28} = 35 MPa ➔ E_c = 33.4 GPa ➔ n =6.29 ➔ **b_{eq} = 1 097.5 mm**
e_{dalle} = 250 mm ➔ **t_{eq} = 39.76 mm**
➔ **v = 1 173.26 mm** ; **v' = 1 666.5 mm** ; **I = 0.13 m^4**

Vérification du voilement de l'âme :

On suit la même méthodologie utilisée pour la vérification de la section sur pile.

Application Numérique :

M = 16 714.75 KN.m ; I = 0.13 m^4 ; **ν** = 1 173.26 mm ; **ν'** = 1 666.5 mm
h_f = 1 975 mm ; H = 1 173.26 mm ; f_y = 355 MPa ; E = 210 GPa , t_w = 20 mm
➔ Ψ = 1.42 ➔ K = 3.6 ➔ **h_{ceff} = 276.67 mm** < **h_c = 688.44 mm** ✓

➔ La condition de non-voilement est vérifiée ✓

Vérification de la stabilité au déversement :

On suit la même méthodologie utilisée pour la vérification de la section sur pile.

Application Numérique :

M = 16 714.75 KN.m ; I = 0.13 m^4 ; **ν** = 1 173.26 mm , t_w = 20 mm
B_s = 800 mm; t_s = 40 mm; b_{eq} = 10 97.5 mm; t_{eq} = 39.76 mm; h_{ceff} = 276.67 mm
➔ A_d = 7 8403.3 mm^2 ➔ l_d = 1 291.62 mm ➔ l_k = 976.37 mm ➔ λ_K = 0.756
➔ **σ_{crd} = 3 642.3 GPa** > **σ_f = 149.92 MPa** ✓

➔ La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre ✓

III.3.4.3. Goujons

❖ **Calcul de la résistance élémentaire au cisaillement :**

La résistance de calcul au cisaillement d'un goujon est donnée par : $\mathbf{P_{Rd}} = \frac{\mathbf{0.8} \times f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi \times \mathbf{d}^2}{\mathbf{4}}$

f_u **:** la limite ultime nominale pour l'acier du goujon.
d : diamètre de fut de goujons.
γ_v **:** coefficient partiel de sécurité.

Application Numérique :

d = 22 mm ; f_u = 450 MPa ; γ_v = 1.25 ➔ **P_{Rd} = 109.5 KN**

❖ **Calcul de flux de cisaillement rasant :**

On vérifie la résistance des goujons à l'effort rasant donné par : $\mathbf{V_{L,Ed}} = \mathbf{1.1} \times \frac{\mathbf{V_{Ed}} \times \mathbf{m_s}}{\mathbf{I_{mixte}}}$

$\mathbf{m_s}$: moment statique de la dalle par rapport au centre de gravité de la section mixte.
$\mathbf{I_{mixte}}$: moment d'inertie de la section mixte sur pile.
$\mathbf{V_{Ed}}$: effort tranchant sous le cas de charge considéré (maximal au niveau de pile).

Application Numérique :

V_{Ed} = 3 262.54 KN; m_s = 0.31 m^3; I_{mixte} = 0.23 m^4 ➔ **$V_{L,Ed}$ = 4 369.15 KN/m**.

❖ **Vérification du nombre de goujons :**

Le nombre des goujons doit être inférieur au nombre des goujons résistants : $\mathbf{n_{y,L}} = \frac{\mathbf{V_{L,Ed}}}{\mathbf{P_{Rd}}}$

Application Numérique :

$V_{L,Ed}$ = 4 369.15 KN ; P_{Rd} = 109.5 KN ➔ **$n_{y,L}$ = 39.9 < n = 40 goujons /ml** ✓

➔ Le nombre des goujons disposés est suffisant pour résister à l'effort rasant ✓

III.4. ANALYSE MULTICRITERE

III.4.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements …).

Tableau III.6 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

VAR	Avantages	inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	**1**- Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. **2**- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. **3**- Une bonne réutilisation des coffrages **4**- coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. **6**- Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	**1**- La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. **2**- La difficulté de franchir en courbe **3**- L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. **4**- Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5**- Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint	**1**- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. **2**- Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **3**- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. **4**- Franchir des vallées très profondes **5**- Réduction et meilleure utilisation des coffrages. **6**- La facilité de franchir en courbe.	**1**- Le poids est très important. **2**- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. **3**- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). **4**- La difficulté de coulage sur place.
Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre	**1**- La possibilité de franchir des grandes portées. **2**- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3**- La rapidité de l'exécution.	**1**- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. **2**- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. **3**- Un coût très élevé. **4**- Entretien périodique. **5**- Dépense de transport et de levage des pièces. **6**- Sensibilité au gradient thermique.

III.4.2. Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers

Le devis estimatif et quantitatif des trois tabliers est donné dans le **tableau III.7** ci-après :

Tableau III.7 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes.

Variante 01 : pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	17 241	37 000.00	637 916 846.00
Acier passif	t	3 448.2	190 000.00	255 158 000.00
Acier Actif	t	568.74	450 000.00	255 931 196.00
Total				**1 149 006 042.00**
Variante 02 : pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	19 603	37 000.00	725 302 046.00
Acier passif	t	4 900.75	190 000.00	931 142 500.00
Acier Actif	t	809.01	450 000.00	**364 054 336.00**
Total				**2 020 498 882.00**
Variante 03 : pont mixte bipoutre				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	6 071	21 000.00	127 491 000.00
Acier passif	t	1 517.75	150 000.00	227 662 500.00
Acier PRS	t	5 054.06	400 000.00	2 021 625 949.00
Total				**2 376 779 449.00**

III.4.3. Analyse des variantes

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

Variante 01 (pont à poutres) : simple et rapide à réaliser, elle a le tablier le moins coûteux. Mais vu la longueur importante de l'ouvrage, elle présente un nombre d'appuis très important, qui nuit non seulement l'esthétique, mais aussi augmente le coût total de l'infrastructure. Sans oublier l'élancement important des piles de la deuxième vallée.

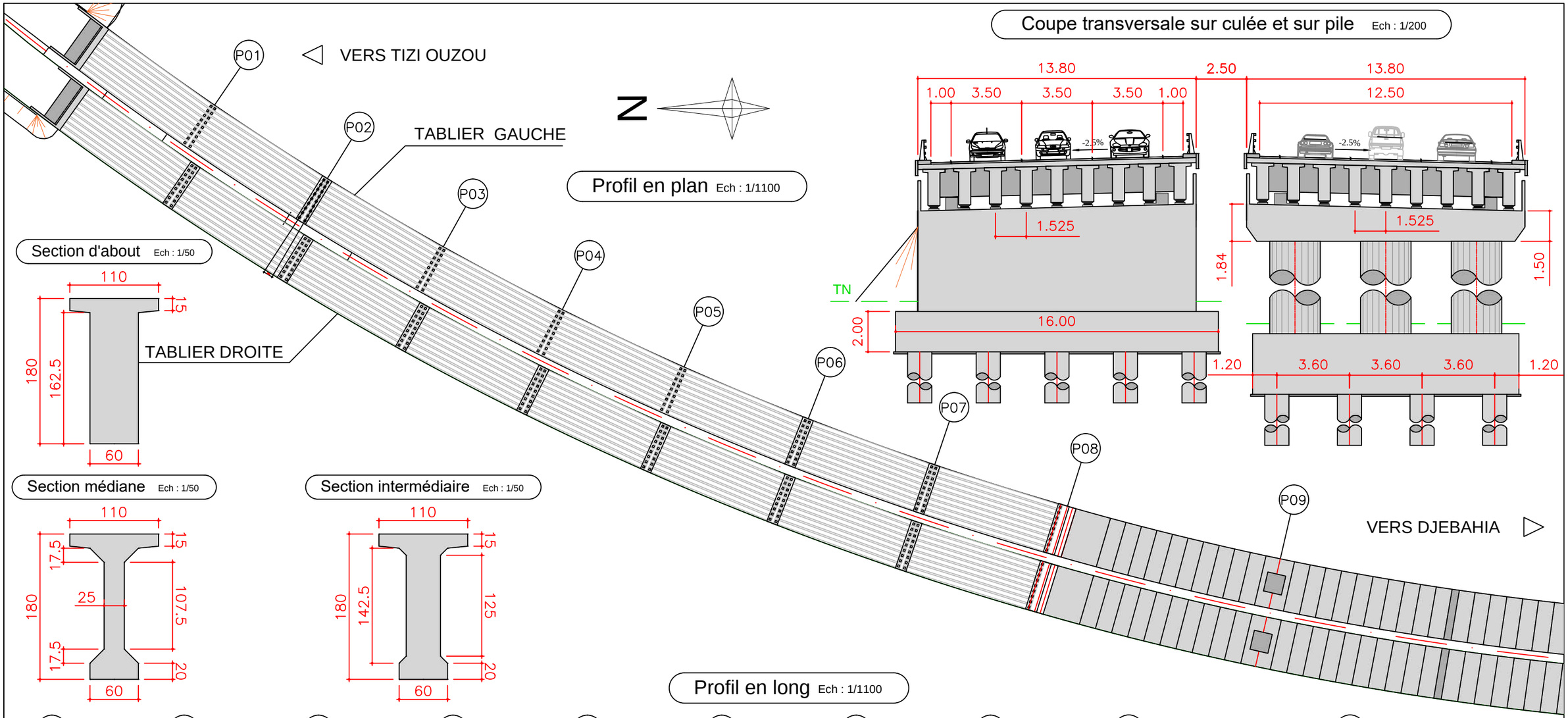
Variante 02 (pont voussoirs) : la variante la plus esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe, elle a un nombre d'appuis acceptable, et permettent de franchir parfaitement la deuxième vallée. Mais l'utilisation d'un pont voussoir pour la première vallée, qui présente une faible altitude, sera un gaspillage de précontrainte, et la construction sans toucher le sol n'est pas justifiée. Sans oublier qu'un ouvrage continu très long va induire des efforts horizontaux très importants, d'où un gaspillage en matière et en équipements.

Variante 03 (pont mixte bipoutre) : c'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse (volume d'acier important) et nécessite un entretien périodique.

III.5. CONCLUSION

D'après l'analyse multicritère, on opte pour un choix mixte « **Poutre-Voussoir** », en remplaçant la partie à hauteur constante de la variante 02 par les 8 premières travées de la variante 01 (voir le plan ci-après). Cette variante retenue sera l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

Profil en plan Ech : 1/1100



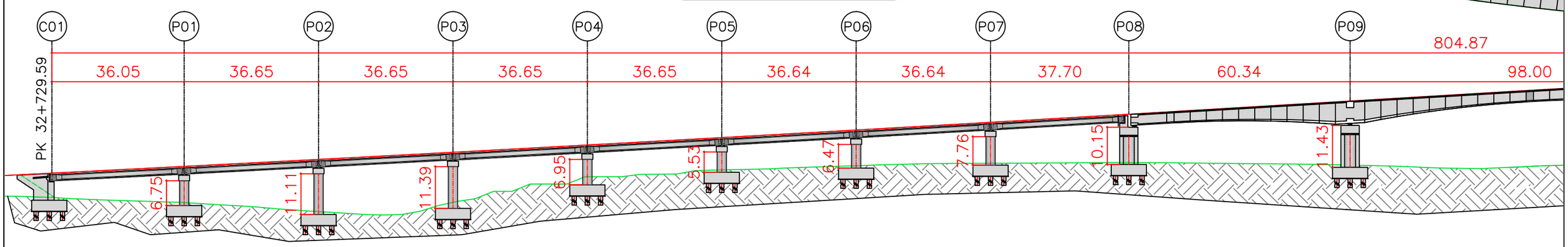
Coupe transversale sur culée et sur pile Ech : 1/200

Section d'about Ech : 1/50

Section médiane Ech : 1/50

Section intermédiaire Ech : 1/50

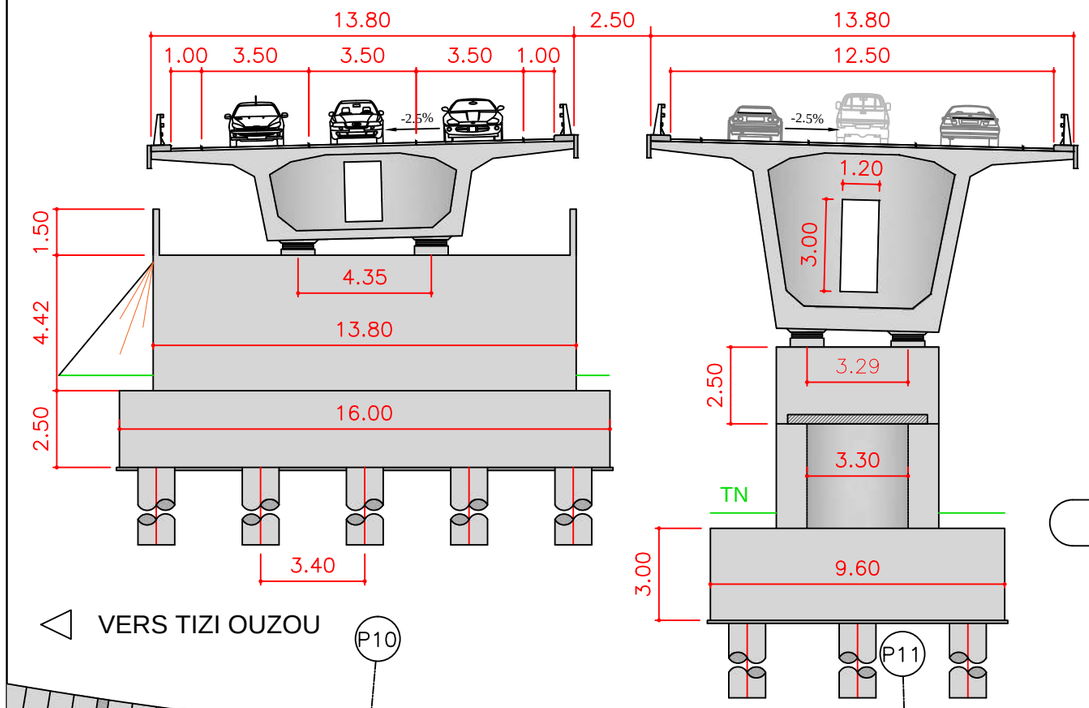
Profil en long Ech : 1/1100



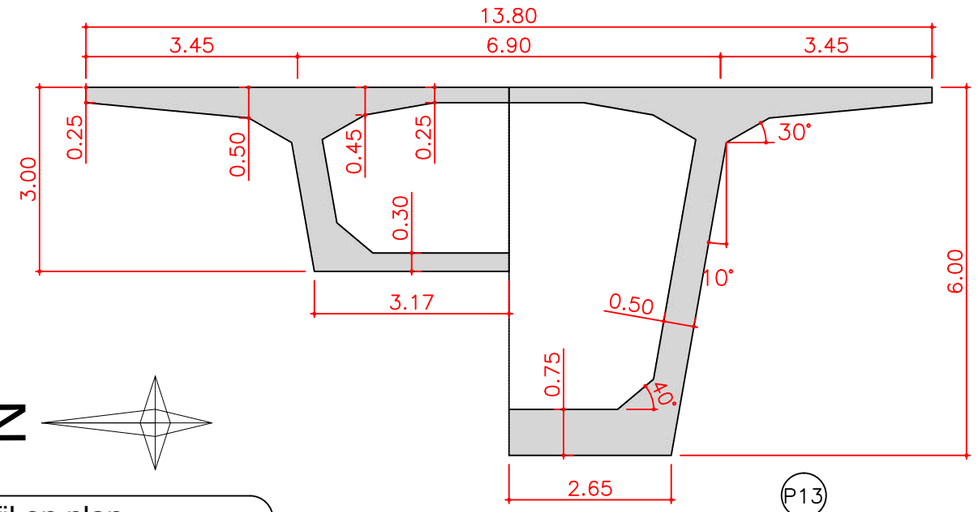
Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre III	Variante retenue	N° Planche	Page
CHAMI SAID	Conception et étude du Viaduc V18 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 32+700 au PK 33+500	Conception et Pré-dimensionnement	Pont poutre-voussoir	1/2	40

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Coupe transversale sur culée et sur pile Ech : 1/200

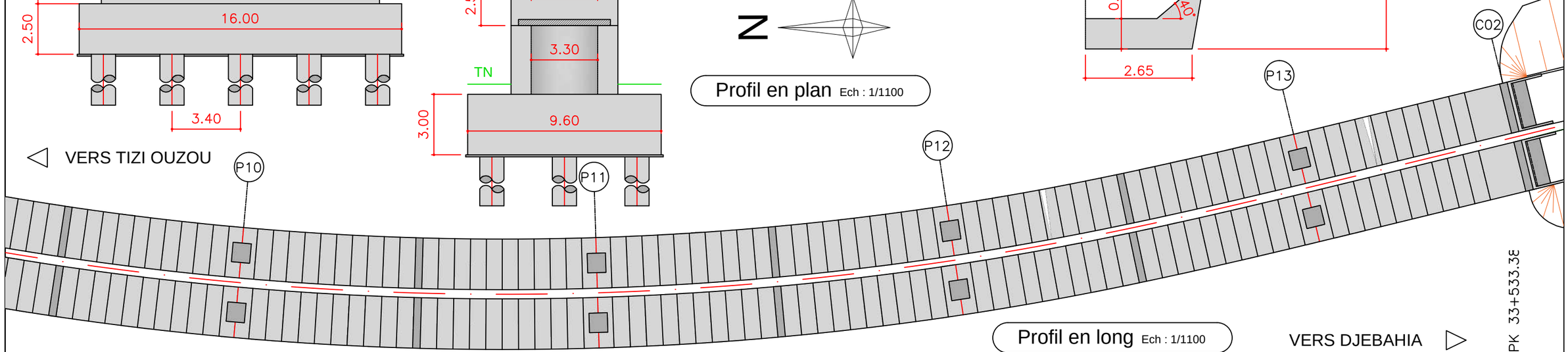


Coupe transversale de VC / VSP Ech : 1/100

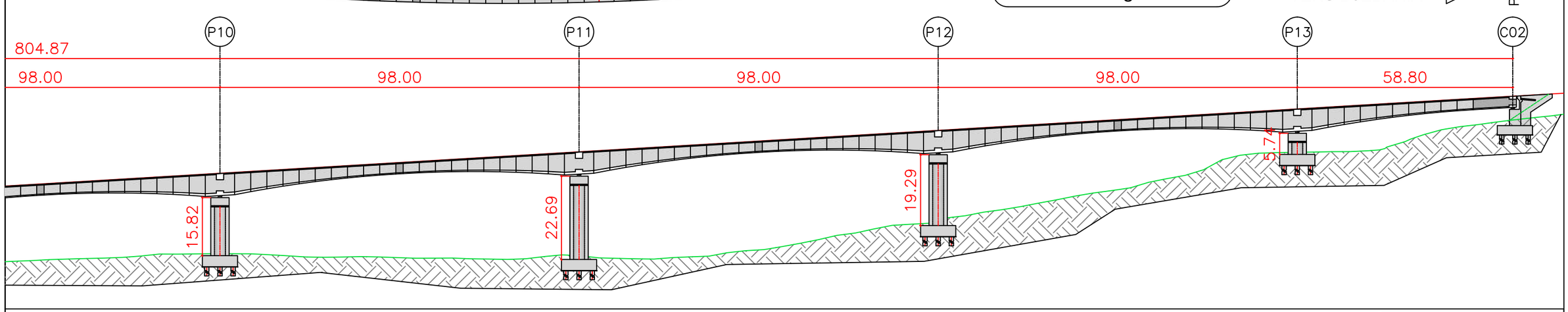


N

Profil en plan Ech : 1/1100



Profil en long Ech : 1/1100



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre III	Variante retenue	N° Planche	Page
CHAMI SAID	Conception et étude du Viaduc V18 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 32+700 au PK 33+500	Conception et Pré-dimensionnement	Pont poutre-voussoir	2/2	41

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

CHAPITRE IV

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL



IV.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage. Et puisque l'ouvrage a deux tabliers parallèles, de même longueur et presque de même courbure, alors on consacre notre étude à un seul tablier qui est le tablier à droite qui présente le cas le plus défavorable.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

1) **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2) **Règles B.P.E.L.91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
3) **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les 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) **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

IV.3.1. Béton

Tableau IV.1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
Densité de BA (KN/m^3)	25	25

IV.3.2. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- **Les aciers passifs** : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- **Les aciers actifs** : pour la précontrainte.

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
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont :

- De 12 ml pour les barres droites.

IV.3.2.2. Armatures de précontrainte

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau IV.2 ci-dessous

Tableau IV.2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristiques		Poutres	Clouage / fléau	Continuité
Toron	T	**T15**	**T15s**	**T15s**
Section d'un toron	A_P (mm²)	140	150	150
Nombre de torons par câble	n_T	12	15	19
Section d'un câble	S (mm²)	1 680	2 250	2 850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80	100	100
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1 770	1 860	1 860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1 593	1 674	1 674
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1 416	1 488	1 488
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})	0.002	0.003	
Coefficient de frott de courbure	f (rd^{-1})	0.18	0.20	
Module d'élasticité	Ep (MPa)	190 000		
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5		
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2		

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

❖ **Contraintes admissibles à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b \quad \text{(MPa)} ; \qquad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{à l'ELS}$$

Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1.0 lorsque la durée t > 24h.
- θ = 0.9 lorsque la durée 1h < t < 24h.
- θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.

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

Tableau IV.3 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} **(MPa)**	γ_b **= 1.5**	19.83	15.3
		γ_b **= 1.15**	25.87	19.96
ELS	f_{bc} **(MPa)**		21	16.2

❖ **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 :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) : $E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

IV.3.3.2. Armatures

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

Tableau IV.4 : 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	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n = 1.6		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ 0.4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n = 1.6		200	200

❖ **Classe de justification de la précontrainte :**

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

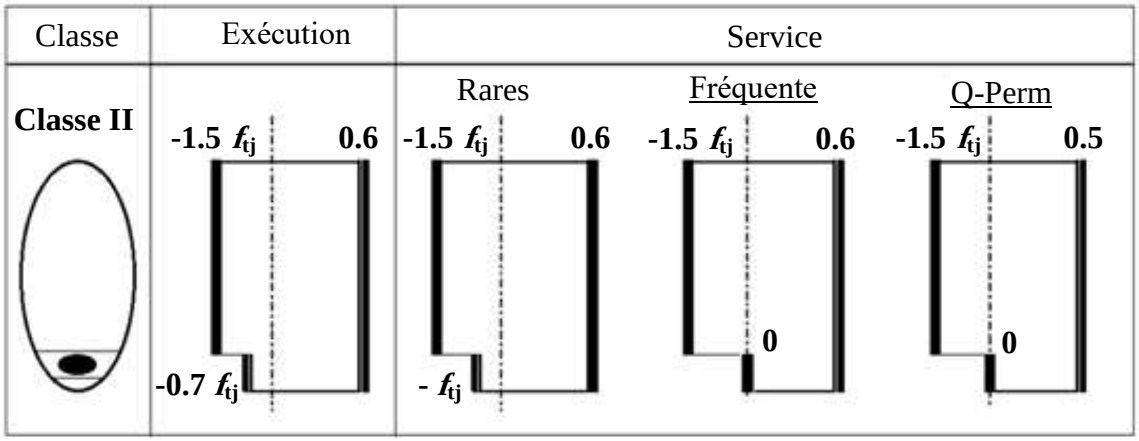


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Actions permanentes

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

Tableau IV.5 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	P_{CCP} (KN)	
			tablier voussoirs (L = 511.6 m)	tablier poutres (L = 36.5 m)
Corniches	25	2 × 2.25	2 302.20	164.25
Revêtement	24	24.00	12 278.40	876.00
Trottoirs	25	2 × 3.25	3 325.40	237.25
Barrière de Sécurité	/	2 × 0.65	665.08	47.45
Total	/	**36.30**	**18 571.08**	**1 324.95**

❖ **Poids des voussoirs :**

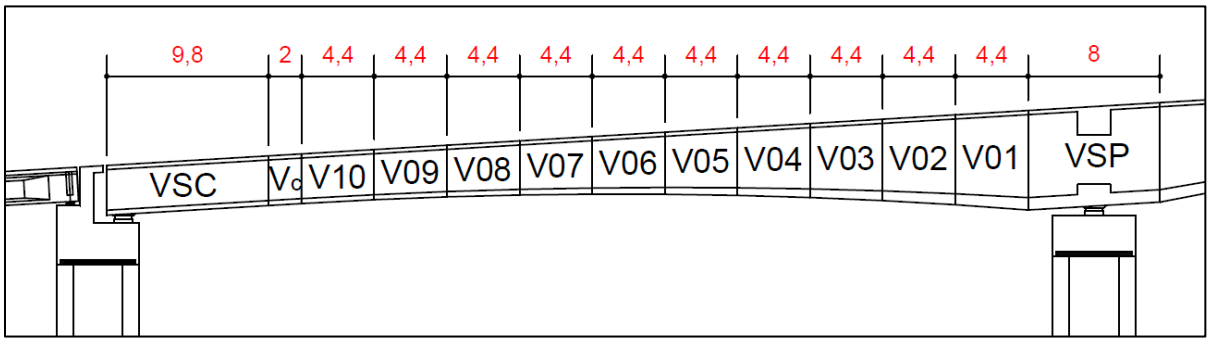


Figure IV.2 : Découpage des voussoirs.

Tableau IV.6 : Poids du tablier voussoirs.

N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m^3)	P(kN)
Vsp	0.0	14.91	8.0	119.29	2 982.18
V1	2.2	14.45	4.4	63.58	1 589.40
V2	6.6	13.60	4.4	59.82	1 495.61
V3	11.0	12.84	4.4	56.49	1 412.25
V4	15.4	12.18	4.4	53.57	1 339.31
V5	19.8	11.61	4.4	51.07	1 276.78
V6	24.2	11.13	4.4	48.99	1 224.68
V7	28.6	10.75	4.4	47.32	1 183.00
V8	33.0	10.47	4.4	46.07	1 151.74
V9	37.4	10.28	4.4	45.24	1 130.90
V10	41.8	10.19	4.4	44.82	1 120.48
Vc	/	10.17	2.0	20.35	508.72
Lvsc	/	10.17	9.8	99.67	2 491.65
Poids d'un demi-fléau					**14 669,59**
Poids propre total des voussoirs					**149 188.59**
Poids total du tablier (poids propre + CCP)					**167 759.67**

❖ **Poids du tablier poutres:**

Tableau IV.7 : Poids propre d'une poutre.

Elément	S (m²)	L (m)	V (m^3)	P (KN)
Section d'about	1.161	2 × 1.75	4.063	101.59
Section intermédiaire	0.927	2 × 1.5	2.781	69.53
Section médiane	0.724	30.0	21.720	543.00
Total	/	36.5	28.564	**714.11**

Tableau IV.8 : Poids du tablier poutres.

Elément	V(m^3)	Nombre	P (KN)
Poutre	28.56	9	6 427.012
Dalle	125.92	1	3 148.12
Entretoise	0.42	2 × 8	169.96
Poids propre total du tablier			**9 745.10**
Poids total du tablier (poids propre + CCP)			**11 070.05**
Poids total du tablier de la partie poutre (8 travées)			**88 984.98**

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 est **Δθ = ± 7°C** (RCPR; tableau 3.2).

On adopte une variation uniforme de température de : + 35°C / -15°C (climat tempérée). La valeur de calcul est pris égale à **ΔT = 30°**

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont :

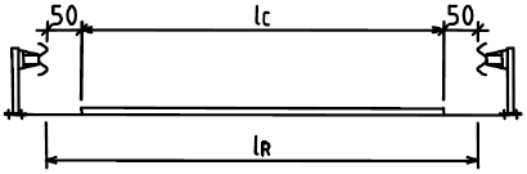


Figure IV.3 : La largeur roulable.

- Largeur roulable : **12.5 m**
- Largeur chargeable : **11.5 m**
- Sur-largeurs : **2** × **1 m**
- Largeur d'une voie : **3.5 m**
- Nombre de voies : **3**
- Classe de ponts : $L_r \geq 7$ m ➔ **Pont de 1ère classe.**

IV.4.2.3. Les cas de chargement :

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier voussoirs sont montrés dans la figure ci-dessous (le tablier poutre présente un seul cas de chargement sur le long d'une seule travée de 36.5 m).

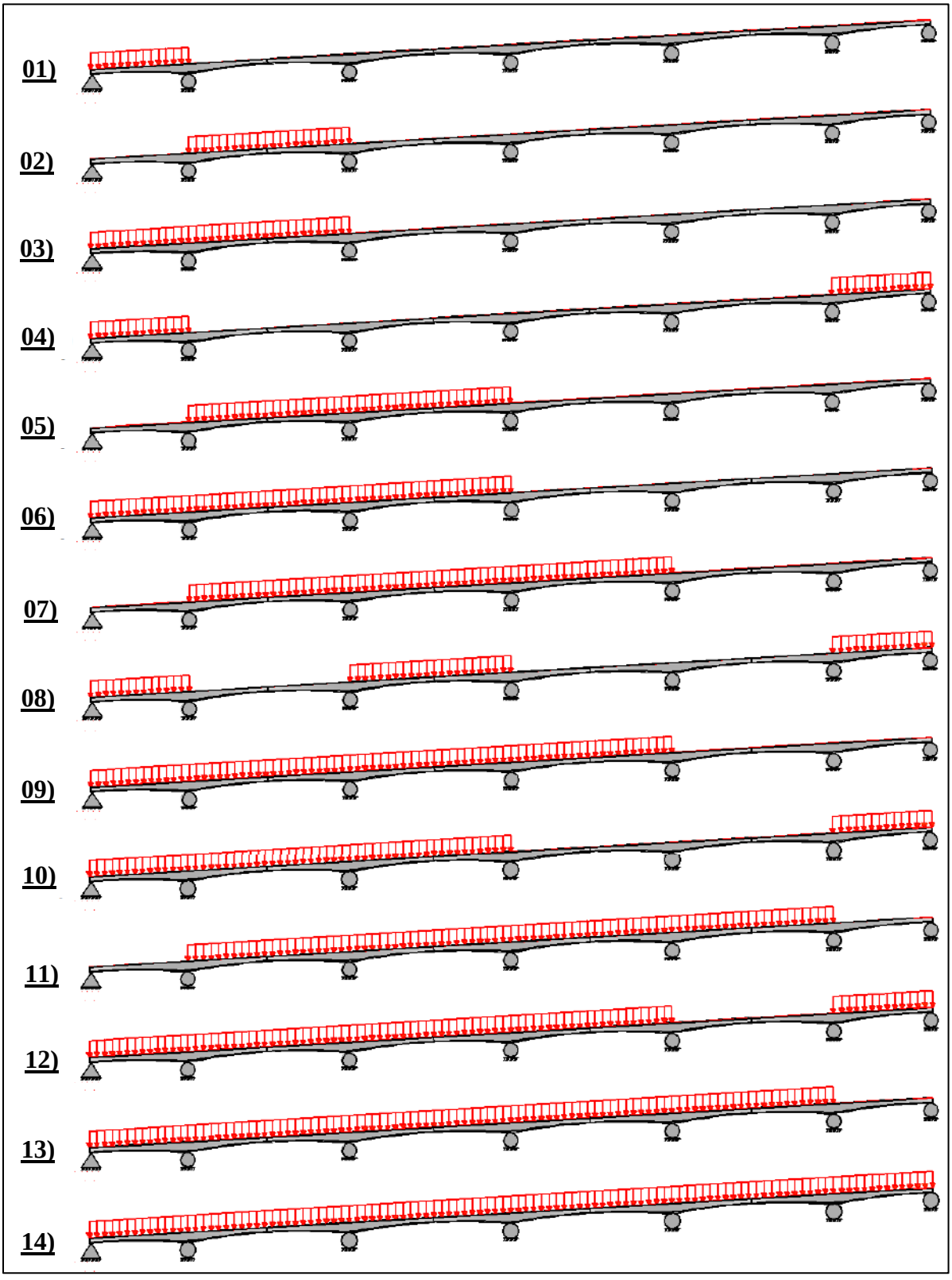


Figure IV.4 : Cas de chargement.

IV.4.2.4. Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}\ (KN/m^2);\ A = a_1 \times a_2 \times A(L);\ A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} (KN/m^2)$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients a_1.

Tableau IV.9 : 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	-	-	-

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie, et v_0 = 3.50 m. d'où $a_2 = 1$

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.10 : Valeurs de A(L) pour le tablier voussoirs.

Cas de charge	L	A(l)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
	(m)	(KN/m^2)	**1 voie**	**2 voies**	**3 voies**
Cas 1	59.80	7.31	25.60	51.20	69.12
Cas 2	98.00	5.57	19.51	39.01	52.66
Cas 3	157.80	4.42	15.47	30.94	41.77
Cas 4	119.60	5.04	17.62	35.25	47.59
Cas 5	196.00	4.03	14.11	28.22	38.09
Cas 6	255.80	3.64	12.76	25.51	34.44
Cas 7	294.00	3.48	12.17	24.34	32.85
Cas 8	217.60	3.87	13.54	27.08	36.55
Cas 9	353.80	3.65	12.79	25.58	34.53
Cas 10	315.60	3.40	11.90	23.79	32.12
Cas 11	392.00	3.19	11.17	22.34	30.16
Cas 12	413.60	3.15	11.01	22.02	29.73
Cas 13	451.80	3.08	10.77	21.53	29.07
Cas 14	511.60	2.99	10.46	20.91	28.23

Tableau IV.11 : Valeurs de A(L) pour le tablier poutres.

N des voies	A(L) (KN/m^2)	a_1	a_2	A(l)×a_1×a_2(KN/m^2)	A(l) (KN/ml)
1	9.72	1	1	9.72	34.03
2	9.72	1	1	9.72	68.06
3	9.72	0.9	1	8.75	91.88

IV.4.2.5. Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

❖ **Système de charges B_c / Article 4.5.3 RCPR :**

Le système $\mathbf{B_c}$ se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure IV.5.

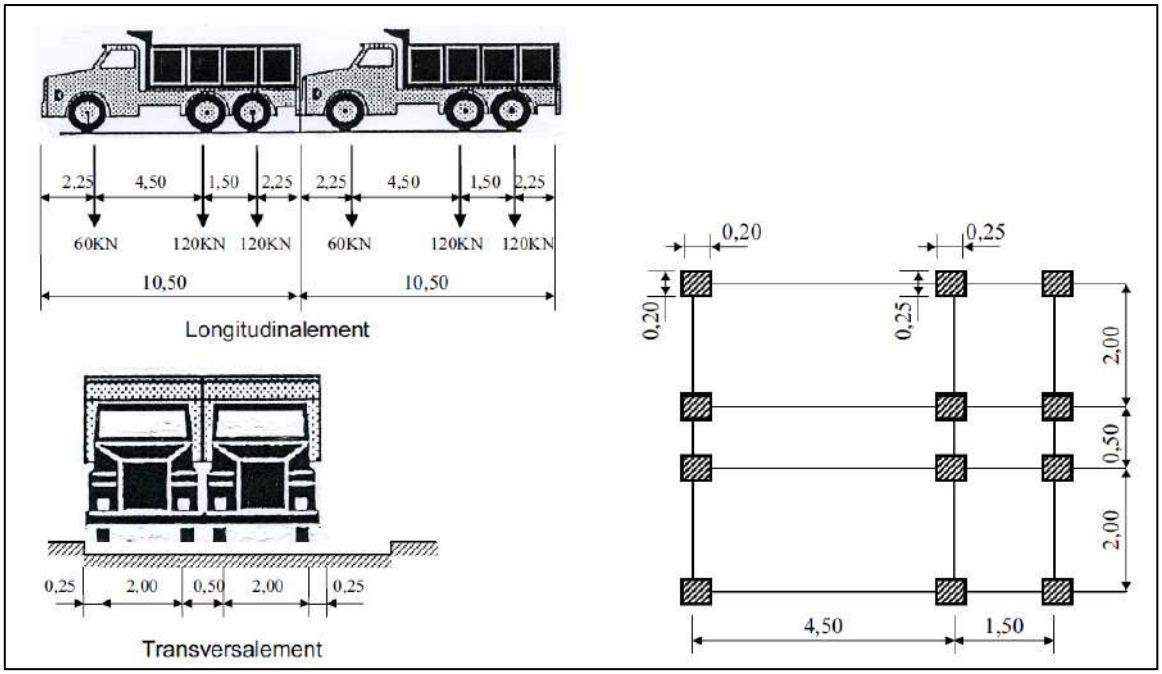


Figure IV.5 : Système de chargement Bc.

$$\mathbf{B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)}$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.12 : Les valeurs de b_c.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	**1.2**	**1.1**	**0.95**	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.13 : Les valeurs de B_c.

N° des voies	B_c (KN)	b_c	B_c x b_c (KN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320
3	1 800	0.95	1 710

❖ **Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR :**

Le système $\mathbf{B_t}$ se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN).

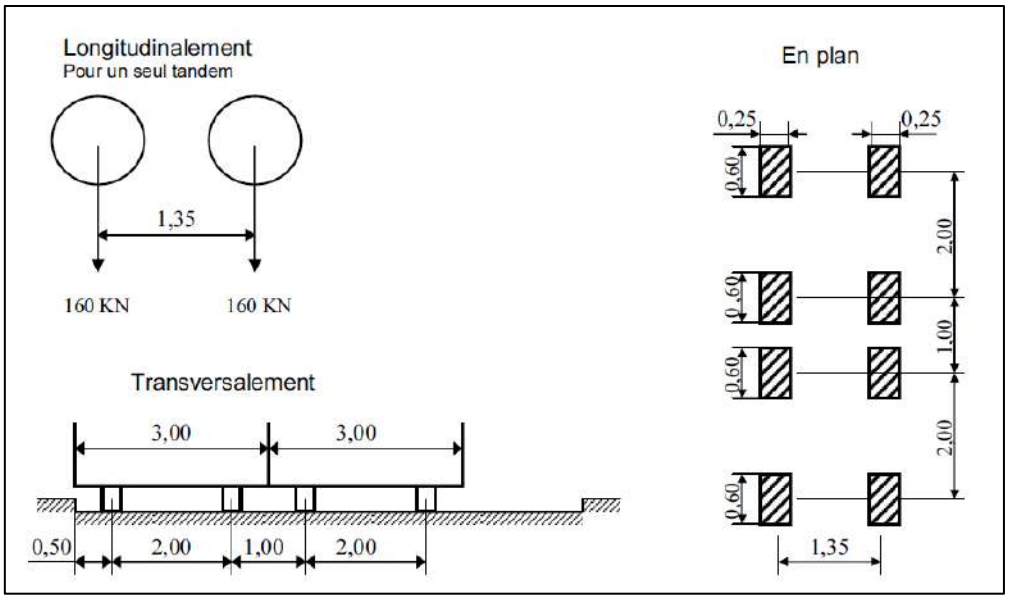


Figure IV.6 : Système de chargement B_t.

$$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.14 : Les valeurs de b_t.

	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Les valeurs à prendre alors sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.15 : Valeurs de B_t.

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3	640	1.2	768

❖ **Système de charges B_r / Article 4.5.2 RCPR :**

Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (100 KN).

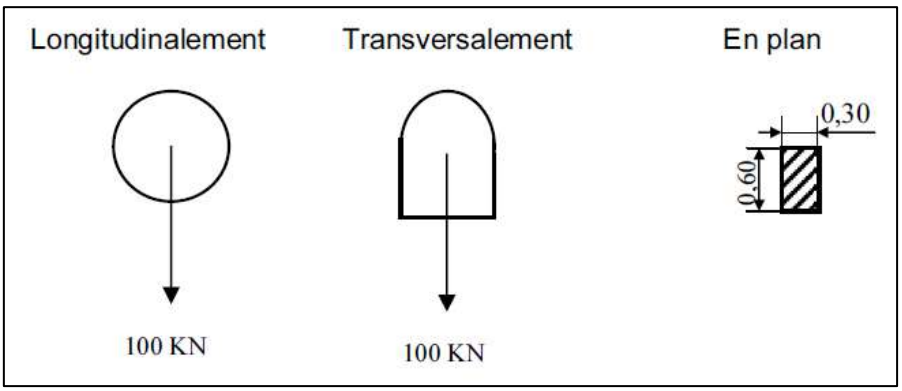


Figure IV.7 : Système de chargement B_r.

IV.4.2.6. Charges militaires : Mc 120

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules est limité avec un espacement de 30.5 m.

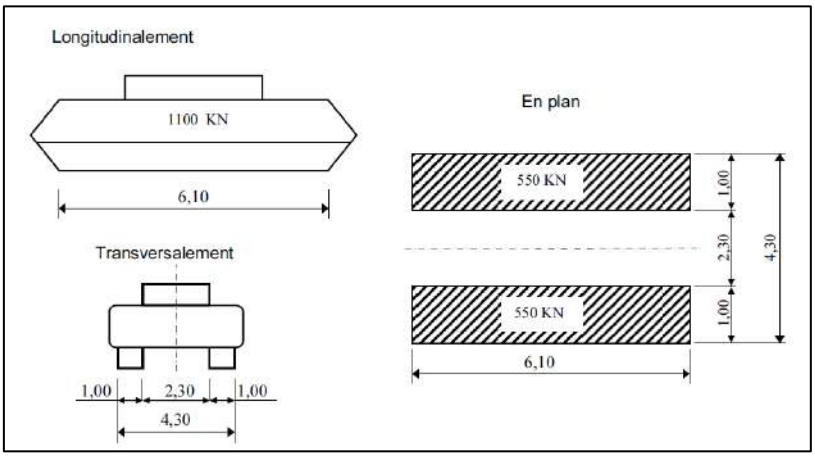


Figure IV.8 : Convoi de charge Mc 120.

IV.4.2.7. Charges exceptionnelles : D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément répartis qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

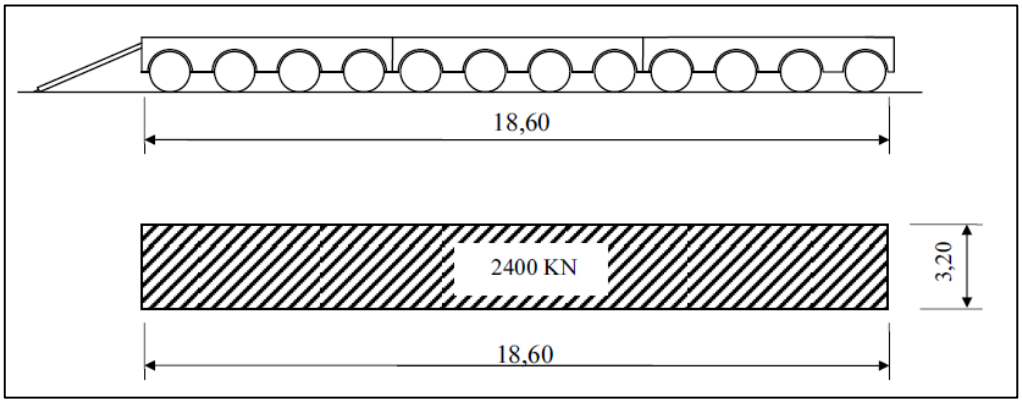


Figure IV.9 : Convoi exceptionnel D240

IV.4.2.8. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (**δ**) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

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

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente (Poids propre + CPP).
S : sa surcharge maximale.

Les 2 tableaux ci-après résument les valeurs de coefficient de majoration dynamique :

Tableau IV.16 : Coefficients de majoration dynamique pour le tablier voussoirs.

		S (KN) :	1710	768	100	1100
Cas de charge	L(m)	G (KN)	B_C	B_t	B_r	Mc120
Cas 1	59.8	19 609.1	**1.044**	**1.037**	**1.032**	**1.039**
Cas 2	98.0	32 135.4	**1.027**	**1.023**	**1.020**	**1.025**
Cas 3	157.8	51 744.5	**1.017**	**1.015**	**1.013**	**1.015**
Cas 4	119.6	39 218.3	**1.023**	**1.019**	**1.016**	**1.020**
Cas 5	196.0	64 270.7	**1.014**	**1.012**	**1.010**	**1.013**
Cas 6	255.8	83 879.8	**1.011**	**1.009**	**1.008**	**1.010**
Cas 7	294.0	96 406.1	**1.009**	**1.008**	**1.007**	**1.008**
Cas 8	217.6	71 353.6	**1.013**	**1.011**	**1.009**	**1.011**
Cas 9	353.8	83 224.0	**1.011**	**1.009**	**1.008**	**1.010**
Cas 10	315.6	10 3489.0	**1.009**	**1.007**	**1.006**	**1.008**
Cas 11	392	12 8541.4	**1.007**	**1.006**	**1.005**	**1.006**
Cas 12	413.6	13 624.3	**1.007**	**1.006**	**1.005**	**1.006**
Cas 13	451.8	14 8150.5	**1.006**	**1.005**	**1.004**	**1.005**
Cas 14	511.6	16 7759.7	**1.005**	**1.005**	**1.004**	**1.005**

Tableau IV.17 : Coefficients de majoration dynamique pour le tablier poutres.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
B_c	36.5	11 070.0	1 710	**1.071**
B_t			768	**1.058**
B_r			100	**1.049**
Mc120			1 100	**1.063**

IV.4.2.9. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et $\mathbf{B_c}$ sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

❖ **Système de charge B_c :**

$\mathbf{B_c}$ peut développer un effort de freinage égal à son poids **300 KN**.

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{A} \times \mathbf{S}}{\mathbf{20} + \mathbf{0.0035} \times \mathbf{S}}$$

S : est la surface chargée en (m^2).

Tableau IV.18 : L'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier voussoirs.

Cas de charge	L(m)	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	59.8	**73.84**	**142.63**	**202.03**
Cas 2	98.0	**90.16**	**170.66**	**236.06**
Cas 3	157.8	**111.30**	**204.58**	**273.95**
Cas 4	119.6	**98.20**	**183.85**	**251.20**
Cas 5	196.0	**123.44**	**222.97**	**293.19**
Cas 6	255.8	**141.04**	**248.43**	**318.47**
Cas 7	294.0	**151.57**	**263.01**	**332.31**
Cas 8	217.6	**129.97**	**232.58**	**302.91**
Cas 9	353.8	**140.47**	**247.63**	**317.70**
Cas 10	315.6	**157.31**	**270.76**	**339.49**
Cas 11	392.0	**176.53**	**295.78**	**361.87**
Cas 12	413.6	**181.67**	**302.25**	**367.47**
Cas 13	451.8	**190.50**	**313.13**	**376.71**
Cas 14	511.6	**203.66**	**328.85**	**389.71**

Tableau IV.19 : L'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier poutres.

N des voies	S (m^2)	A(l) (KN/m^2)	F (KN)
1	127.75	9.72	**60.75**
2	255.50	9.72	**118.89**
3	383.25	8.75	**157.14**

IV.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. Une bonne définition de chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU TABLIER PARTIE VOUSSOIR



V.1. INTRODUCTION

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée, ce que nous amène à considérer deux phases d'étude :

L'une avant l'achèvement des fléaux où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire, le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment à l'encastrement sur les piles est maximal.

Dans la seconde phase, le schéma statique est devenu hyperstatique après la réalisation de clavage entre les extrémités de fléaux adjacents et la mise en tension des câbles de continuité qui assurent la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

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

Les phases de construction d'un fléau à partir d'une pile sont illustrées dans le schéma ci-dessous :

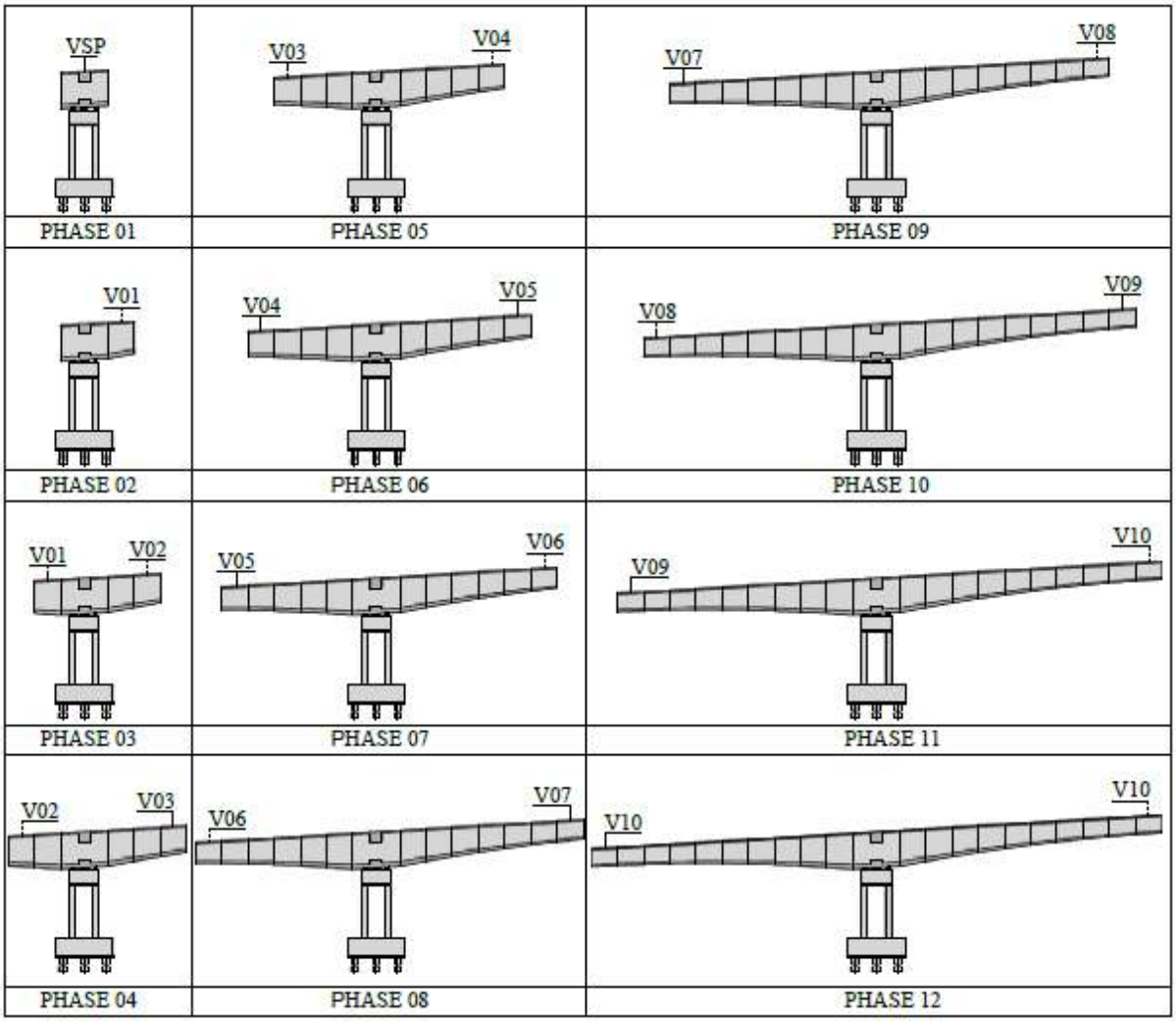


Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA. (poids propre, charges de chantier connues, charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles).

V.2.2.1. Poids propre du fléau

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m^3. Le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2% pour obtenir $\mathbf{G_{max}}$ et l'autre est minoré de 2% pour obtenir $\mathbf{G_{min}}$ d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$\mathbf{G_{max} = G \times 1.02}$ et $\mathbf{G_{min} = G \times 0.98}$

Tableau V.1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau.

Phase	Demi-fléau minoré		Demi-fléau majoré	
	G (KN)	**G_{min} (KN)**	**G (KN)**	**G_{max} (KN)**
Phase 1	1 491.09	1 461.27	1491.09	1 520.91
Phase 2	1 491.09	1 461.27	3080.49	3 142.10
Phase 3	3 080.49	3 018.88	4576.10	4 667.63
Phase 4	4 576.10	4 484.58	5988.35	6 108.12
Phase 5	5 988.35	5 868.59	7327.66	7 474.21
Phase 6	7 327.66	7 181.11	8604.44	8 776.53
Phase 7	8 604.44	8 432.35	9829.12	10 025.71
Phase 8	9 829.12	9 632.54	11012.12	11 232.37
Phase 9	11 012.12	10 791.88	12163.86	12 407.14
Phase 10	12 163.86	11 920.58	13294.76	13 560.65
Phase 11	13 294.76	13 028.86	14415.23	**14 703.54**
Phase 12	14 415.23	**14 126.93**	14415.23	**14 703.54**

V.2.2.2. Charge due au vent

L'action du vent est négligeable à cause du poids important de l'ouvrage et de la faible élévation.

V.2.2.3. Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté $\mathbf{Q_{PRC1}}$. On considère que le poids de l'équipage est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on l'a représenté par une force concentrée au milieu de dernier voussoir.

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

$\mathbf{Q_{PRC1\ max}} = (P_{VSP}/2) \times 1.06 = \mathbf{1\ 580.55\ KN}$
$\mathbf{Q_{PRC1\ min}} = (P_{VSP}/2) \times 0.96 = \mathbf{1\ 431.44\ KN}$

V.2.2.4. Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- Une charge répartie notée $\mathbf{Q_{PRA1} = 0.2\ KN/m^2}$ appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

  Largeur de tablier : B = 13.8 m ➔ $\mathbf{Q_{PRA1} = 2.76\ KN/ml}$

- Une charge concentrée notée $\mathbf{Q_{PRA2} = 50 + 5B\ (KN)}$ appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

  Largeur de tablier : B = 13.8 m ➔ $\mathbf{Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 119\ KN.}$

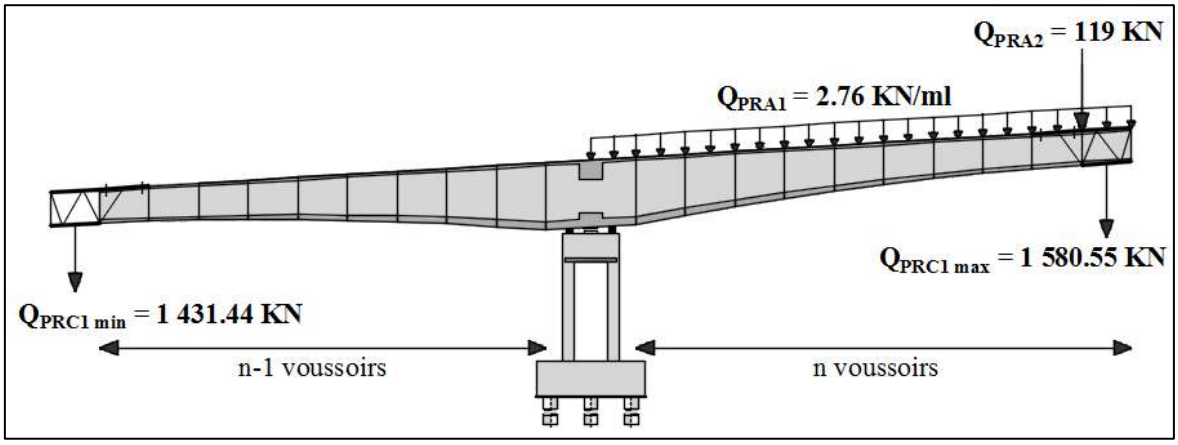


Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

V.2.2.5. Actions accidentelles

Pour les voussoirs coulés sur place, elle constitue la chute de l'équipage mobile vide est majoré avec un coefficient dynamique égal à deux (2) pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation de demi-fléau concerné par la chute, cela revient à inverser le poids de l'équipage $\mathbf{Q_{PRC1\ max}}$.

$$\mathbf{F_A = - Q_{PRC1\ max} = - 1\ 580.55\ KN}$$

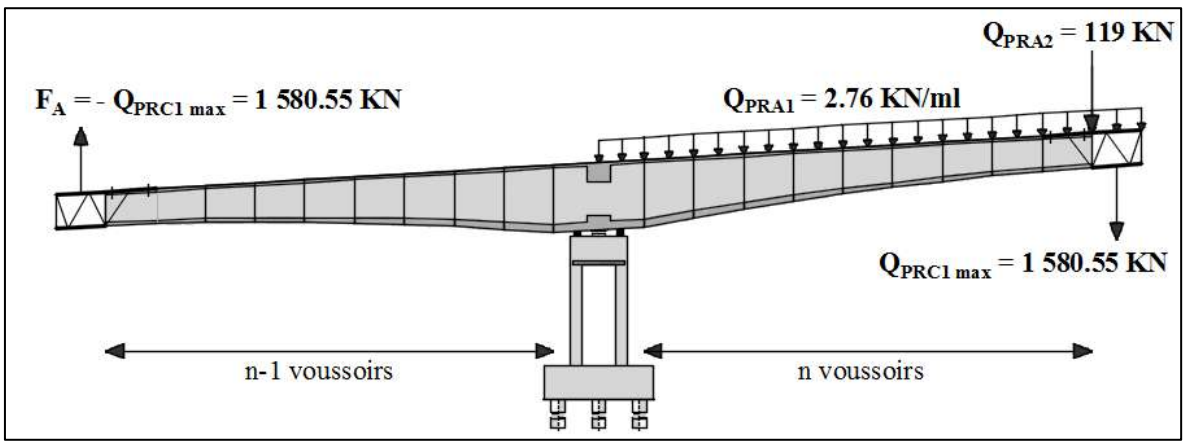


Figure V.3 : Situation accidentelle à considérer.

V.2.3. Combinaisons d'action

On peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoir, on suppose que les deux équipages aient été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire, le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Le guide de conception SETRA, propose deux combinaisons d'actions en cours de réalisation à prendre en compte et qui sont :

- **Fondamentales de type A :** une justification vis-à-vis l'état limite ultime d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses cales.
- **Accidentelles de type B :** une justification vis-à-vis l'état limite de résistance sous la combinaison accidentelle, le fléau peut décoller de ses cales, mais la sécurité est assurée.

Tableau V.2 : Récapitulation des combinaisons d'action.

Type de Combinaison		G_{max}	G_{min}	$Q_{PRC1\ max}$	$Q_{PRC1\ min}$	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}	F_A
Type A	**A1**	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	**B1**	1.1	1.1	1	0	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	0	1	1	1

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.

La 11ème phase qui donne le maximum d'effort, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.3 : Evaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
Axe VSP	455 501.54	391 030.74	378 790.70	324 597.80
Fin VSP	385 741.18	332 293.37	315 796.33	271 728.37
Fin V01	316 605.7	273 915.07	254 081.11	219 783.78
Fin V02	255 050.72	221 750.81	199 934.43	174 041.07
Fin V03	200 653.88	175 454.60	152 935.74	134 155.84
Fin V04	153 058.14	134 735.08	112 724.87	99 834.00
Fin V05	111 930.60	99 319.59	78 970.07	70 803.89
Fin V06	76 982.53	68 971.94	51 382.47	46 829.19
Fin V07	47 977.09	43 498.41	29 724.96	27 715.96
Fin V08	24 744.14	22 760.95	13 822.43	13 321.86
Fin V09	7 091.73	6 598.15	3 501.64	3 501.64
Fin V10	0	0	0	0

Tableau V.4 : Evaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré

Position	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
Axe VSP	18 236.35	15 336.34	16 546.52	13 870.61
Fin VSP	16 581.07	13 979.51	14 894.00	12 516.54
Fin V01	14 809.68	12 527.43	13 125.65	11 067.50
Fin V02	13 134.40	11 153.99	11 453.41	9 697.10
Fin V03	11 552.96	9 857.32	9 874.99	8 403.46
Fin V04	10 050.24	8 625.06	8 375.31	7 174.23
Fin V05	8 615.77	7 448.64	6 943.87	6 000.85
Fin V06	7 244.53	6 323.96	5 575.67	4 879.21
Fin V07	5 918.10	5 235.94	4 252.28	3 794.22
Fin V08	4 631.28	4 180.32	2 968.49	2 741.65
Fin V09	3 368.44	3 144.33	1 708.68	1 708.68
Fin V10	0	0	0	0

Tableau V.5 : Evaluation des réactions.

Réactions	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
M (KN.m)	88 874.67	76 287.62	163 472.67	161 006.8
N (KN)	34 222.68	28 742.13	29 160.00	23 903.95

V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

On opte pour la justification de fléau dont la stabilité est assurée à l'aide de la méthode des organes d'ancrage reposant sur deux files de cales provisoires et cloué sur leur pile par deux files de câbles et on suppose que le voussoir sur pile est indéformable.

M et N : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.
Ra et Rb : les réactions.
Fi : force de « n » câbles d'une file.
E : entraxe des cales.
D : entraxe cale-cable.

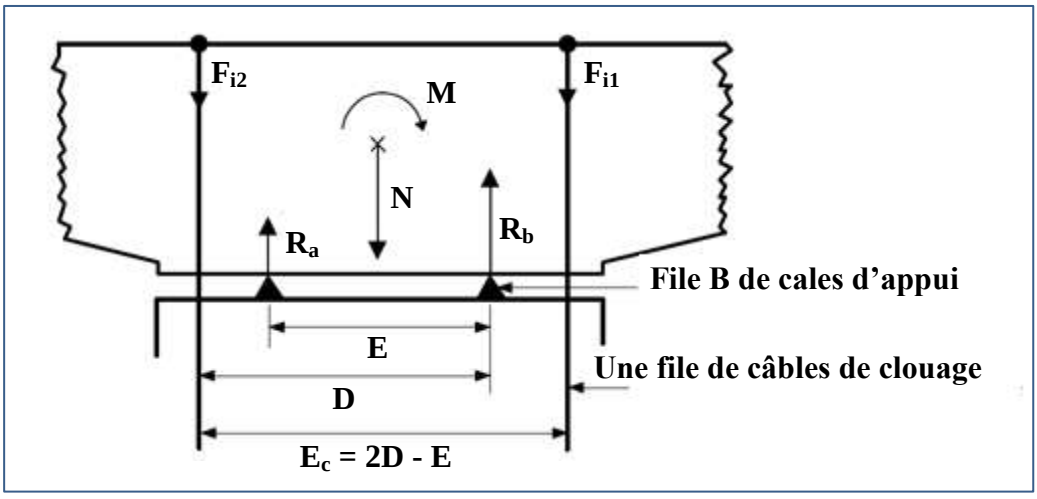


Figure V.4 : Schéma descriptif de clouage.

V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : **M/N** de chaque combinaison A et B

- Si **M/N < E/2** ➔ le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.
- Si **M/N > E/2** ➔ les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer.

L'aménagement de la tête de pile donne : **E = 3.7** m ➔ **E/2 = 1.85 m** et **D = 4.2 m**

D'après les résultats obtenus dans le **tableau V.6**, on a pour toutes les combinaisons une excentricité de la résultante des efforts : **M/N > E/2**, donc il y a un risque de basculement et il est nécessaire de poser des câbles de clouage. On distingue 2 cas :

❖ **Situation temporaire de construction (combinaisons A) :**

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N. Le nombre de câbles « n » est donné par :

$$\mathbf{n \times s = (M / E - N / 2) / ((1-\Delta P) \times \sigma_{p0})}$$

Avec :

$\Delta \mathbf{P}$: est la perte de tension estimée. $\Delta \mathbf{P = 25\ \%}$.

$\boldsymbol{\sigma_{p0}}$: est la contrainte à l'origine. $\boldsymbol{\sigma_{p0} = Min\ (0.8 \times f_{prg}\ ;\ 0.9 \times f_{peg}) = 1\ 488\ MPa}$.

$\boldsymbol{f_{prg} = 1\ 860\ MPa}$ et $\boldsymbol{f_{peg} = 1\ 674\ MPa}$: limites de rupture et élastique.

s : section d'un câble 15T15. **s = 2 250 mm²**.

❖ **Situation accidentelle (combinaisons B) :**

Le voussoir de pile sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, reste en équilibre par surtension F_{i2} des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression R_b des cales de l'autre file d'appui. Le nombre des câbles est donné par :

$$\mathbf{n \times s = \left(\frac{N \times E}{2} - M\right) \times \frac{D}{K}}$$

$$\mathbf{K = (1 - \Delta P) \times \sigma_{P0} \times (2D - E) \times (D - E) + (f_{prg}/\gamma_P) \times (D^2 + (D-E)^2)}$$

$\boldsymbol{\gamma_P = 1.00}$ pour les combinaisons accidentelles.

Tableau V.6 : Calcul de nombre de câbles de clouage.

Comb	M(KN.m)	N (KN)	M / N (m)	E / 2 (m)	n × s (mm²)	n de câbles
A1	88 874.67	34 222.68	2.59	1.85	6 190.72	2.75
A2	76 287.62	28 742.13	2.65	1.85	5 597.86	2.49
B1	163 472.67	29 160.00	5.60	1.85	26 524.91	7.48
B2	161 006.80	23 903.95	6.73	1.85	28 282.60	**7.98**

➔ On opte pour **8 câbles de 15T15s** par file de cales (Voir **figures V.5 et V.6**).

V.2.5.2. Calcul de la surface des cales

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = 2 \times a \times b = R_b / f_{bu} \quad ; \quad f_{bu} = 0.85 \times f_{cf} / \theta \times \gamma_b \quad ; \quad f_{cf} = f_{c28} + 2 \times \rho_t \times f_e$$

Avec :

f_{c28} = 35 MPa ; f_e = 500 MPa.

ρ_t : est le pourcentage de frettes. $\rho_t = 2\%$.

f_{cf} : est la résistance en compression de béton fretté. $f_{cf} = f_{c28} + 20 = 55$ MPa.

f_{bu} : est la contrainte limite de compression de béton fretté donné dans le tableau V.7.

Tableau V.7 : Valeurs de f_{bu}.

Combinaisons	θ	γ_b	f_{bu} (MPa)
Temporaires **A**	1.00	1.50	**31.16**
Accidentelles **B**	0.85	1.15	**47.83**

Pour le calcul de R_b, on distingue deux cas :

❖ **Situation temporaire de construction (Combinaisons A) :**

$R_a = N / 2 - M / E + F_i = 0$ et $R_b = N / 2 + M / E + F_i$

F_i : est la force des 8 câbles. $F_i = n \times (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times s = 20.01$ MPa.

❖ **Situation accidentelle (Combinaisons B) :**

Pour vérifier s'il y a bien un soulèvement de la cale, on doit calculer R_a :

Si $R_a > 0$ ➔ il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de R_b se fait comme précédemment.

Si Ra < 0 ➔ alors $R_b = E \times (F_i \times K_4 + N \times K_3 / (2 \times E) + M) / K_1$

Avec :

$K_1 = D^2 + (D - E)^2 = 17.89\ m^2$

$K_3 = 2\ K_1 - E^2 = 22.09\ m^2$

$K_2 = D^3 + E \times (2\ D - E) \times (D - E) = 82.78\ m^2$

$K_4 = (2\ D - E) \times K_2 / (E \times D^2) = 5.96\ m^2$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8 : Calcul de dimensions de cales.

Combinaisons	R_a (MN)	R_b (MN)	S (m^2)	S/2 (m^2)	a (m)	b (m)
A1	13.18	61.22	1.96	0.98	0.70	1.40
A2	13.84	55.08	1.77	0.88	0.70	1.26
B1	-9.51	76.58	1.60	0.80	0.70	1.14
B2	-11.48	72.82	1.52	0.76	0.70	1.09

➔ On opte pour une section de dimensions **1.4 m × 0.7 m** de chaque cale.

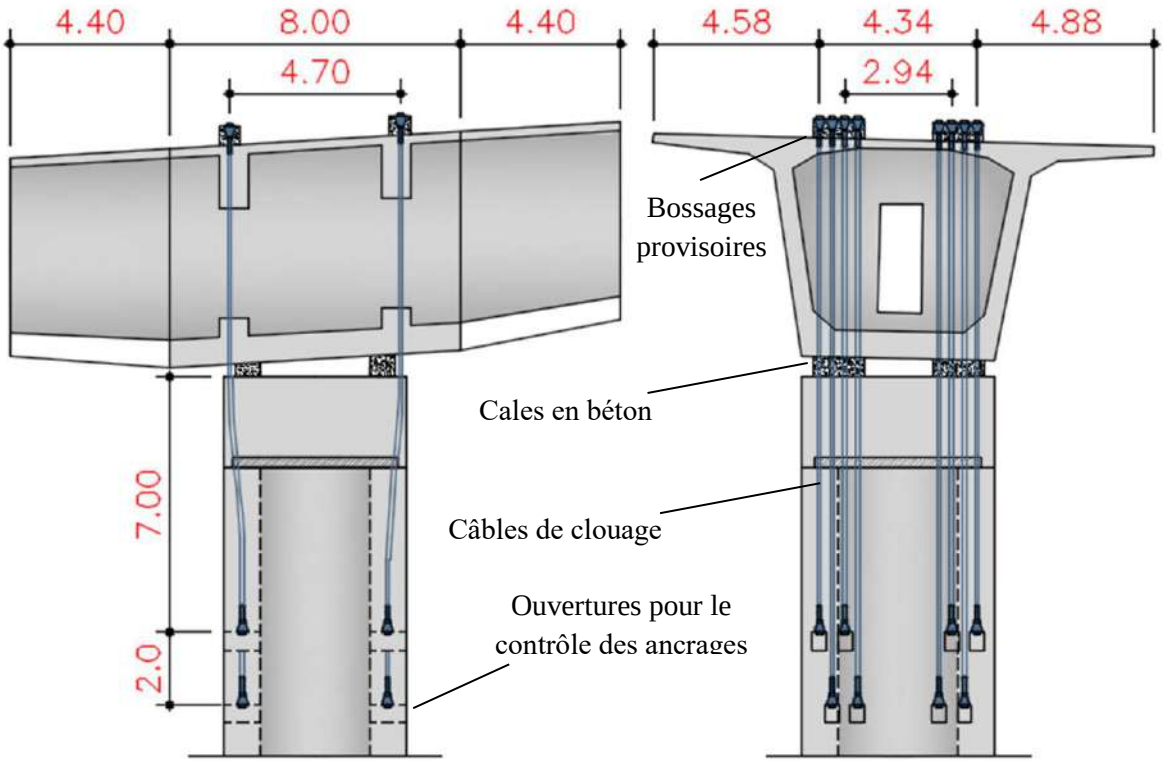


Figure V.5 : Tracé des câbles de clouage.

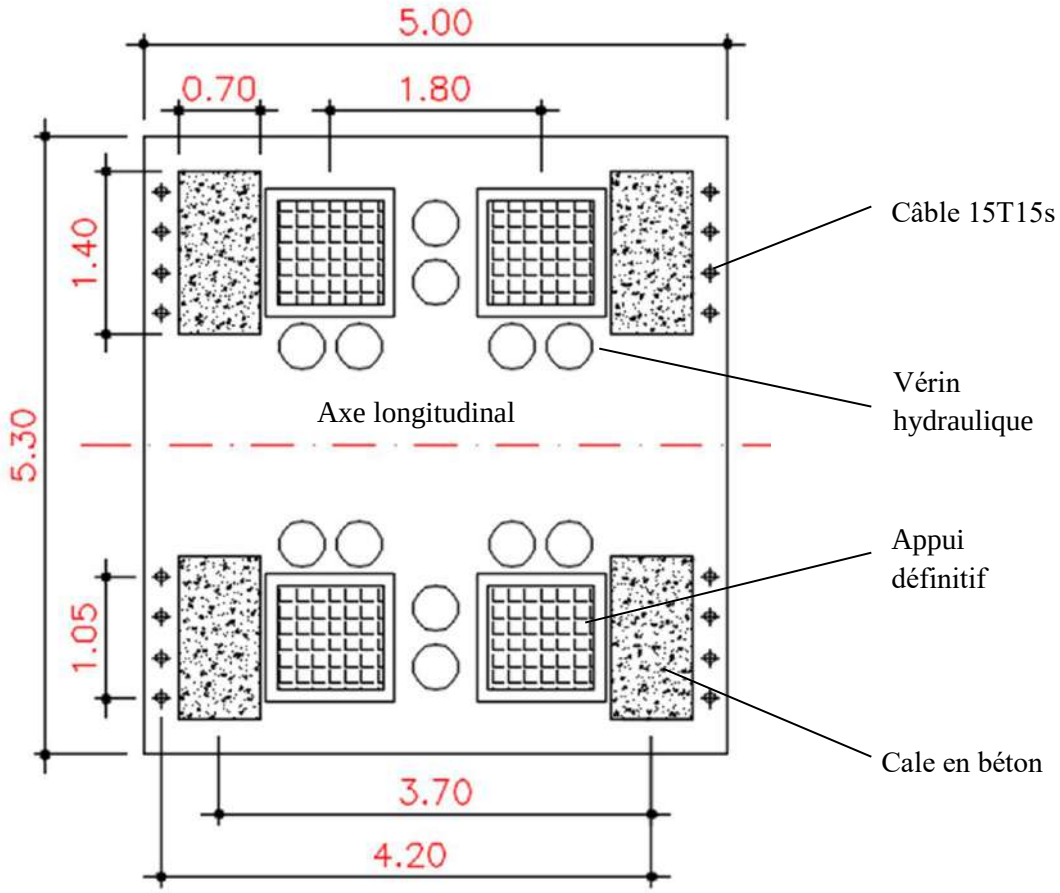


Figure V.6 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.

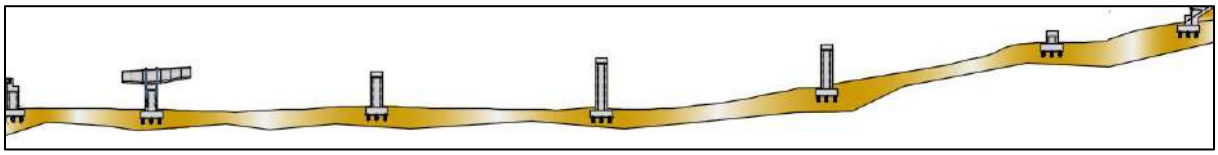
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif est qu'ils sont calculés, tant qu'en phase de construction, qu'en phase de service.

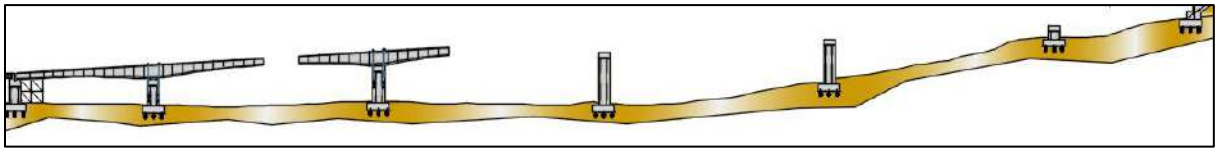
Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcul.

V.3.1. Phases de réalisation du tablier

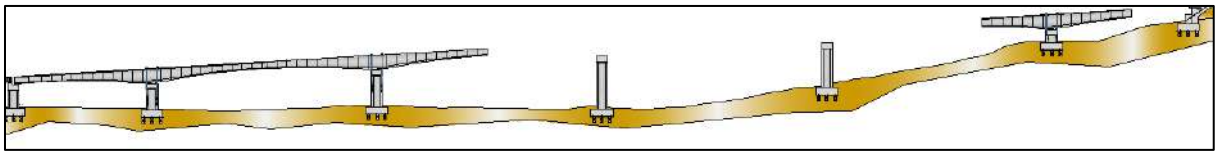
Les phases de construction sont ordonnées comme la montre les figures ci-dessous :



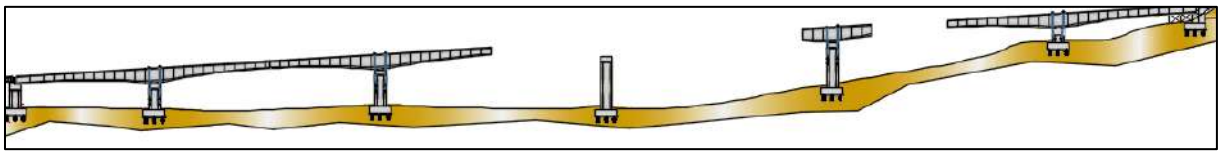
Phase 01 : Construction du fléau sur la pile 09



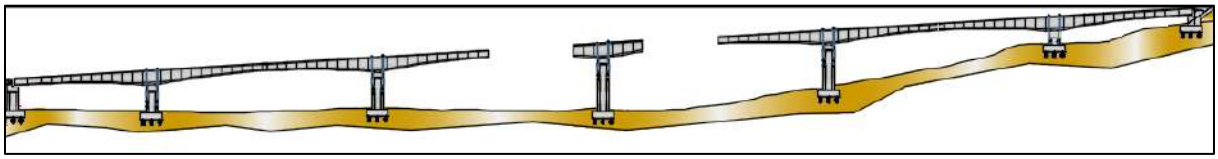
Phase 02 : Construction du tronçon sur cintre de la pile 08 et du fléau sur la pile 10



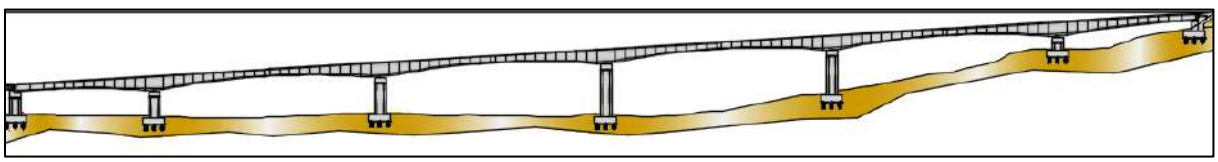
Phase 03 : Clavage entre la pile 09 et la pile 10 et construction du fléau sur la pile 13



Phase 04 : Construction du tronçon sur cintre de la culée 02 et du fléau sur la pile 12



Phase 05 : Clavage entre la pile 12 et la pile 13 et construction du fléau sur la pile 11



Phase 06 : Clavage avec le fléau de la pile 11, détension des câbles de clouage et déposition des cales

Figure V.7 : Phases de réalisation du tablier de la partie voussoir.

V.3.2. Combinaisons d'action

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

Tableau V.9 : Combinaisons de charge en phase de service.

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

V.3.3. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure afin d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

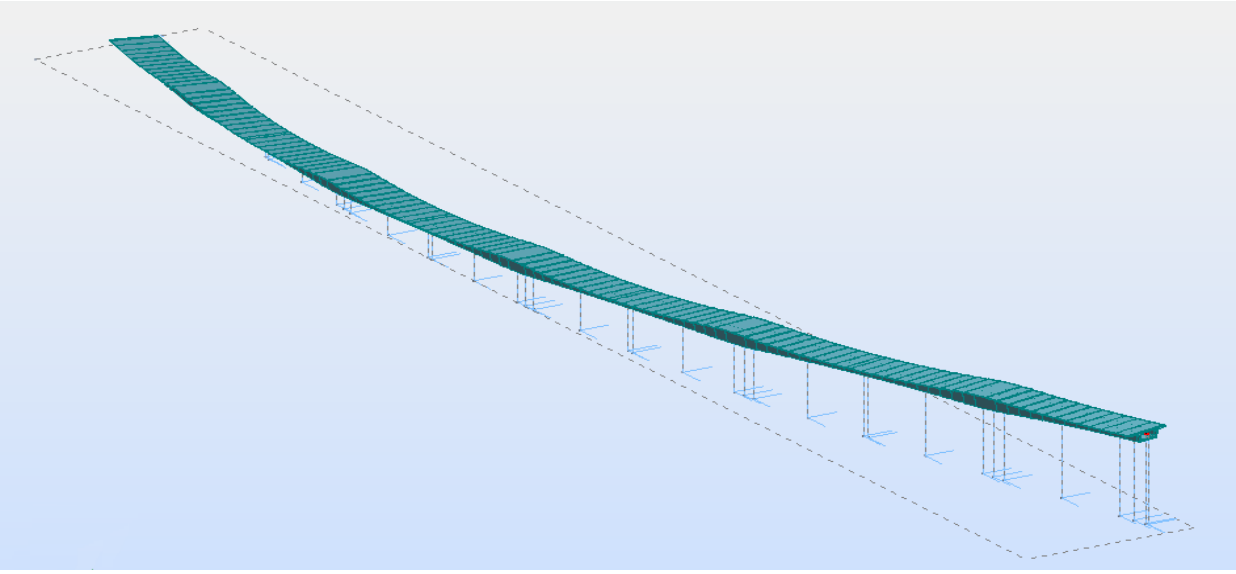


Figure V.8 : Modèle de calcul de la partie voussoir.

Cette modélisation est effectuée comme suit :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.
- Définition de la structure par des éléments barres.
- Définition des différentes sections par importation sous format DWG.
- Affectation des matériaux utilisés (Béton 35).

- Définition des appuis qui sont considérés pour la partie voussoir comme des appuis simples au niveau des piles, et un appui double au niveau de la culée.
- Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons, selon RCPR.
- Calcul et exploitation des résultats.

V.3.4. Résultats

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenues sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). Les résultats ci-dessous sont donnés en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

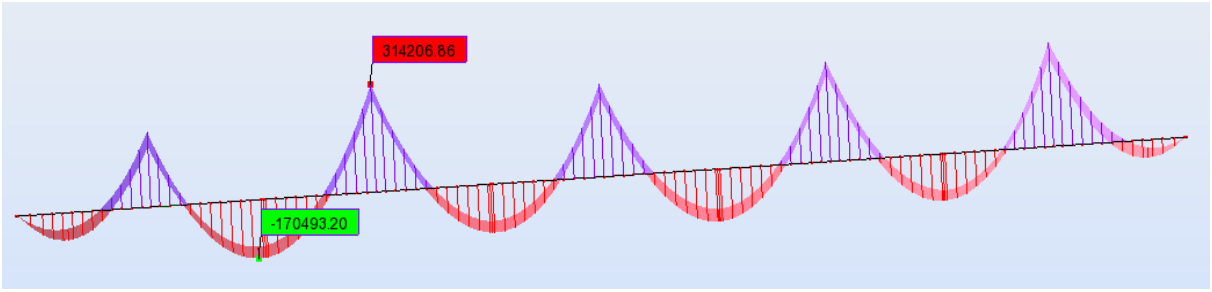


Figure V.9 : Moment maximum à l'ELS.

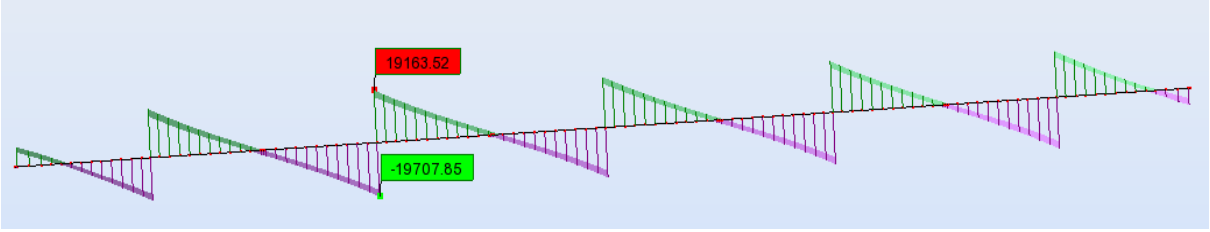


Figure V.10 : Effort tranchant maximum à l'ELS.

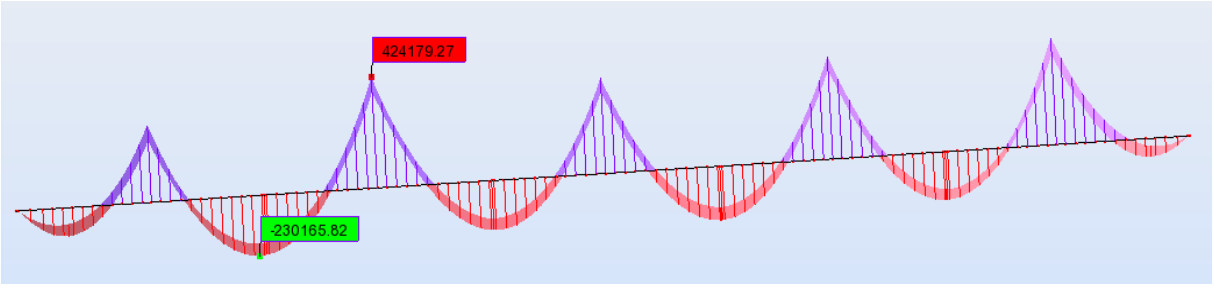


Figure V.11 : Moment maximum à l'ELU.

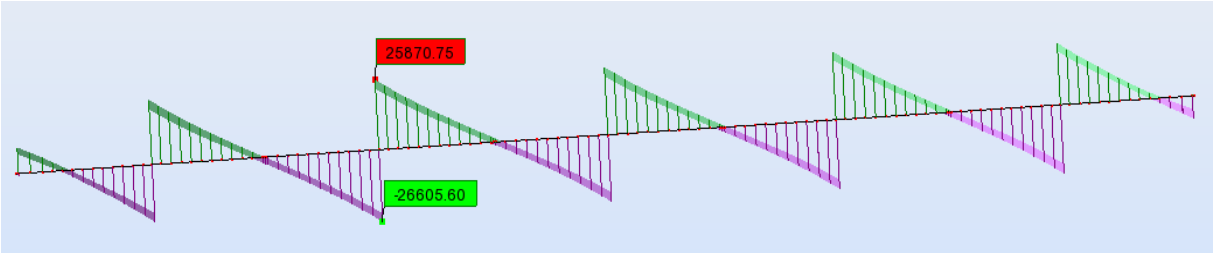


Figure V.12 : Effort tranchant maximum à l'ELU.

V.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes :

- La première étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale (câbles de clouage), puis coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).
- La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives, qui sont construites sur des cintres par une précontrainte appelée précontrainte de continuité.

Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

V.4.1. Etude de la précontrainte du fléau

V.4.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- **En construction**, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.
- **En service**, pour participer avec les câbles de continuité à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau sont déterminés par la relation : $\mathbf{n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}}$

P : force de précontrainte.
P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.
ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

❖ **<u>Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :</u>**

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble15T15s}$, S = 2 250 mm^2 ➔ **P_0 = 3 348 KN, classe 1860.**

❖ **<u>Evaluation de l'effort de précontrainte P :</u>**

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation : $\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}}$

<u>Avec :</u>

M : moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.
S : section droite du voussoir.
v : distance du CDG de section à la fibre supérieure.
e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : **e = v – d**.
I : le moment d'inertie de la section.

Application Numérique :

M = 455 501.54 KN.m (combinaison de charge A1- Axe VSP **Tableau V.3**)
d = 0.15 m ; I = 80.61 m^4 ; S = 14.91 m ; **v** = 2.49 m
P = 100.38 MN. D'où : **n ≥ 39.97 ➔** On prend : **n = 40 câbles de 15T15s**.

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le **tableau V.10**

Tableau V.10 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.

Section	x (m)	M (KN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
Axe VSP	0	455 501.54	2.64	80.61	14.91	2.49	100.38	39.97	**40**
Fin VSP	4	385 741.18	2.64	80.61	14.91	2.49	85.00	33.85	38
Fin V01	8.4	316 605.70	2.33	62.16	14.06	2.18	77.62	30.91	36
Fin V02	12.8	255 050.72	2.07	48.13	13.32	1.92	69.57	27.71	32
Fin V03	17.2	200 653.88	1.83	37.24	12.60	1.68	60.90	24.25	28
Fin V04	21.6	153 058.14	1.63	29.07	11.97	1.48	51.55	20.53	24
Fin V05	26	111 930.60	1.46	23.05	11.43	1.31	41.59	16.56	20
Fin V06	30.4	76 982.53	1.32	18.73	10.98	1.17	31.27	12.45	16
Fin V07	34.8	47 977.09	1.22	15.74	10.63	1.07	21.02	8.37	12
Fin V08	39.2	24 744.14	1.15	13.80	10.39	1.00	11.48	4.57	8
Fin V09	43.6	7 091.73	1.10	12.60	10.20	0.95	3.42	1.36	4
Fin V10	48	0.00	1.09	12.31	10.17	0.94	0.00	0.00	0

NB : *le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes. Leur disposition doit aussi être la même pour éviter le phénomène de torsion.*

Le nombre de câbles choisi doit être suffisant pendant chaque phase de construction comme il est montré dans le **tableau V.11.**

Tableau V.11 : Vérification de nombre de câbles de fléau au VSP pour chaque phase.

Phases	M (KN.m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
Phase 1	0	0.00	0	2
Phase 2	27 161.47	5.99	2.38	4
Phase 3	54 295.61	11.97	4.76	8
Phase 4	87 405.76	19.26	7.67	12
Phase 5	125 955.32	27.76	11.05	16
Phase 6	169 497.6	37.35	14.87	20
Phase 7	217 572.84	47.95	19.09	24
Phase 8	270 223.92	59.55	23.71	28
Phase 9	327 241.36	72.11	28.72	32
Phase 10	388 937.38	85.71	34.13	36
Phase 11	455 501.54	100.38	39.97	40
Phase 12	455 501.54	100.38	39.97	40

V.4.1.2. Position et enrobage des câbles

Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, donc :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g$ ➔ $e_h \geq 20$ cm
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g$ ➔ $e_v \geq 20$ cm
- L'enrobage : $C = \max(3/4\ a, \Phi_g, d)$ avec $d = 4$ cm, $a = \Phi_g = 10$ cm ➔ $C \geq 10$ cm
- L'entraxe des ancrages : $Y \geq 0.85\ a$, $a = 39$ cm pour $f_{c28} = 35$ MPa ➔ $Y \geq 33$ cm
- Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : $Y' \geq 0.5\ Y + 1$ cm ➔ $Y' \geq 19$ cm

Vu la double symétrie de position des câbles, par rapport à l'axe de l'âme et par rapport à l'axe de la section de voussoir, on numérote les câbles symétriques (4 câbles) par le même chiffre, à l'exception des câbles C0 et C1. Voir la figure ci-dessous :

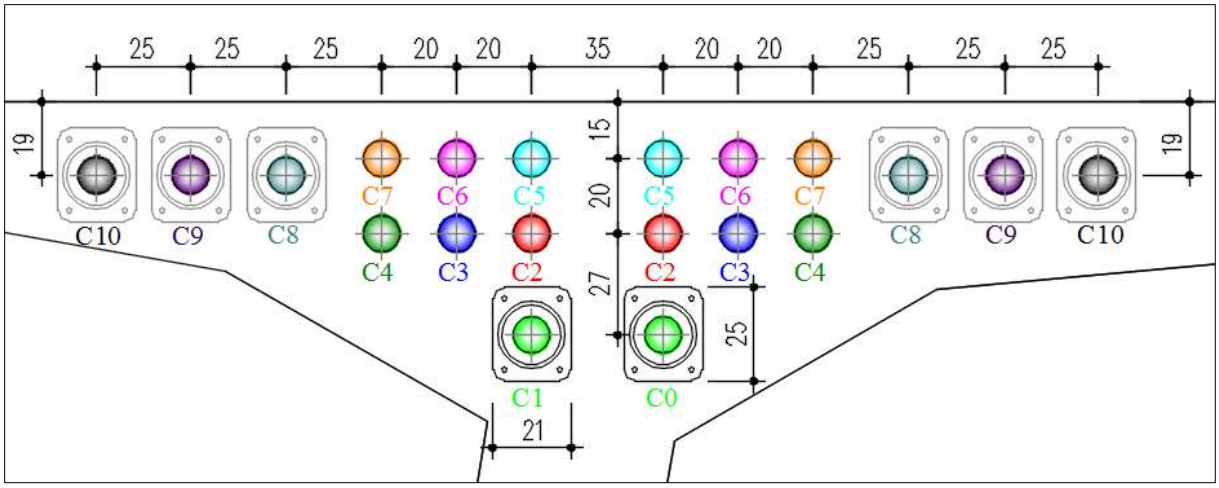


Figure V.13 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

V.4.1.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Pour s'ancrer, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S' jusqu' à l'ancrage, cependant, les câbles appartenant au même axe vertical de leurs ancrages, gardent un tracé longitudinal en plan (C0, C1, C2, C5, C8, C9 et C10).

❖ **<u>Allure en plan des câbles du fléau :</u>**

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\ (X / L)^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \dfrac{(x_i)^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \dfrac{(x_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \mathrm{Arctg} \dfrac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \mathrm{Arctg} \dfrac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}$

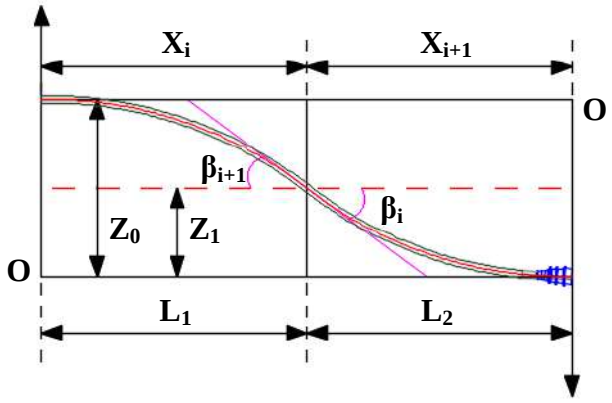


Figure V.14 : Tracée en plan des câbles de fléau.

- Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés :

  $X_i = X_{i+1}$, $\beta_i = \beta_{i+1}$, $R_i = R_{i+1}$ et $Z_i = 2 \times Z_{i+1}$

V.4.1.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Les câbles dont l'ancrage est au même niveau (C0, C1, C8, C9 et C10) ne subissent aucune déviation en élévation.

❖ **Allure en élévation des câbles du fléau :**

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (x / l)^2$
- Le rayon de courbure : $R_c(x) = \dfrac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$
- L'angle de déviation : $\alpha_n = \mathbf{Artg}\left(2 \times (d_1 - d_0) \times \dfrac{x}{l^2}\right)$

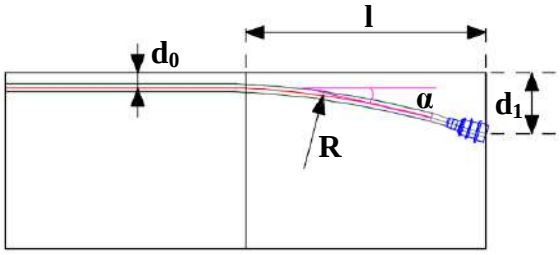


Figure V.15 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
l : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
R_{min} : rayon minimal de câbles (R_{min} = 3 m).

V.4.1.5. Résultats

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles (4 câbles) **C3** :

Application Numérique sur le câble C3 :

$L = 4.4$ m ; $x_0 = x_1 = 2.2$ m

$Z_0 = 0.2$ m ; $Z_1 = 0.1$ m

$d_0 = 0.35$ m ; $d_1 = 0.62$ m

- En plan :

$$Z = 0.2 + (0.1 - 0.2) \times (\frac{x}{2.2})^2$$

➔ **$Z = 0.2 - 0.0207\ x^2$**

$$R_i = R_{i+1} = \frac{(2.2)^2}{2 \times (0.2 - 0.1)} = 24.2 \text{ m}$$

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg}\frac{2 \times (0.2 - 0.1)}{2.2} = 0.0907 \text{rad}$$

- En élévation :

$$Y = 0.35 + (0.62 - 0.35) \times (\frac{x}{4.4})^2$$

➔ **$Y = 0.35 + 0.014\ x^2$**

$$R_c = \frac{4.4^2}{2 \times (0.62 - 0.35)} = 35.85 \text{ m}$$

$$\alpha_n = \text{Arctg}\frac{2 \times (0.62 - 0.35)}{4.4} = 0.1221 \text{rad}$$

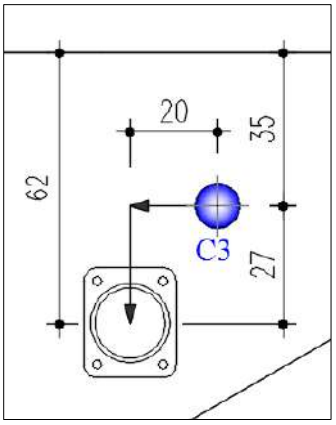


Figure V.16 : Position des câbles C3.

Les restes des résultats sont élaborés dans les **tableaux V.12** et **V.13**.

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans la **figure V.17**.

Tableau V.12 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C0 - C1 - C2 - C5 - C8 - C9 - C10	Rectilignes en plan					
C3 - C6	0.2	0.1	2.2	24.20	0.0907	$0.2 - 0.0207\ x^2$
C4 - C7	0.4	0.2	2.2	12.10	0.1799	$0.4 - 0.0413\ x^2$

Tableau V.13 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C0 - C1 - C8 - C9 - C10	Rectilignes en élévation					
C2 - C3 - C4	4.4	0.35	0.62	35.85	0.1221	$0.35 + 0.0139\ x^2$
C5 - C6 - C7	4.4	0.15	0.62	20.60	0.2105	$0.15 + 0.0243\ x^2$

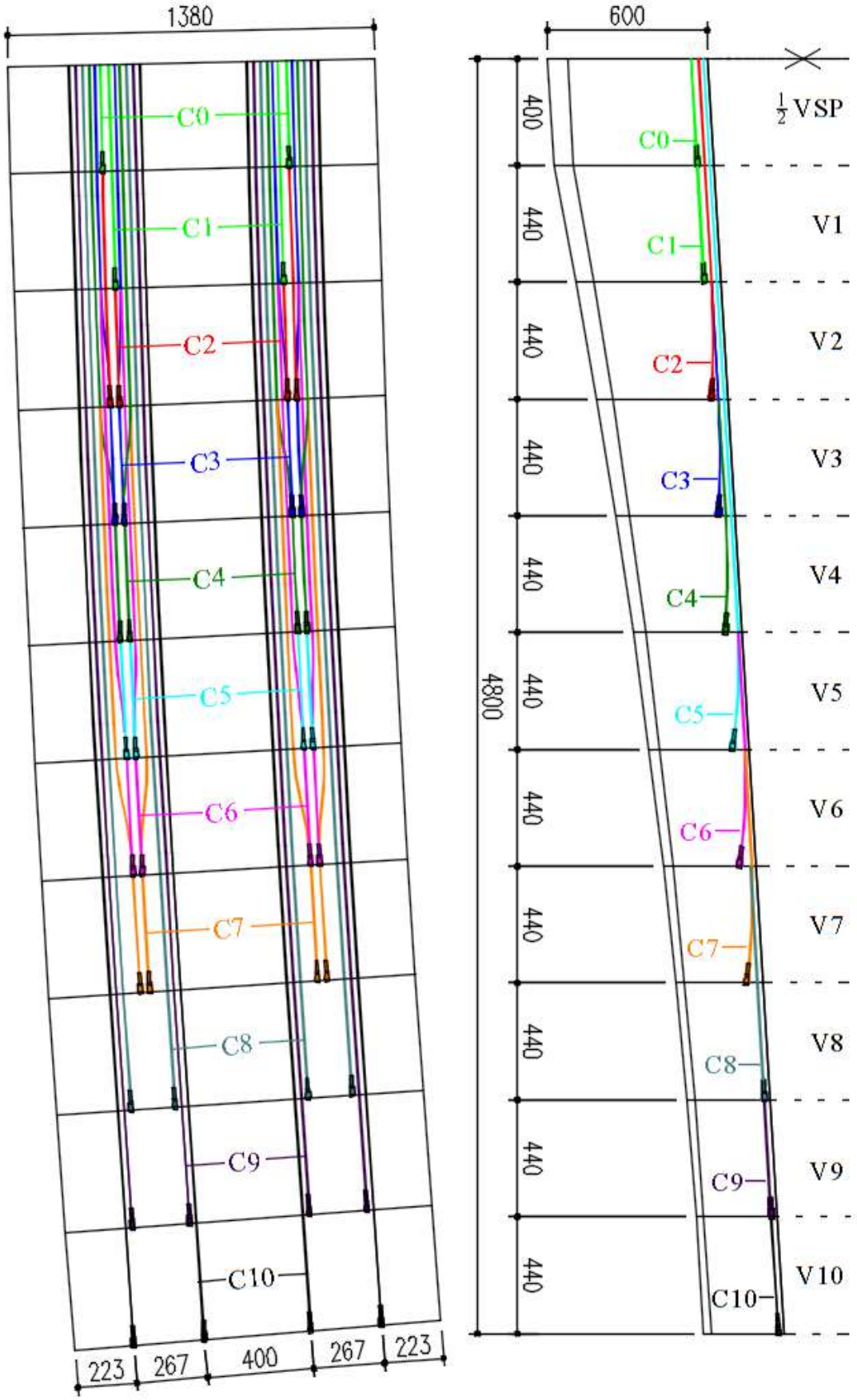


Figure V.17 : Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.

V.4.2. Etude de la précontrainte de continuité

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques positifs qui en résultent, ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

V.4.2.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les efforts de précontrainte seront calculés, à partir du moment max déterminé, en appliquant les formules suivantes :

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

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.
v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.
ΔP : les pertes de tension, estimées à 25 %.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale (P9 - P10) qui est la travée la plus sollicitée, est résumé dans le **tableau V.14** suivi d'un exemple de calcul sur le voussoir V10 qui est le voussoir le plus sollicité :

Tableau V.14 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale P9-P10.

	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu (Passants)
Fin V02	8.8	-13 247.26	2.85	48.13	13.32	2.70	2.85	-1.05	0
Fin V03	13.2	30 416.67	2.64	37.24	12.60	2.49	2.64	2.65	4
Fin V04	17.6	70 094.08	2.45	29.07	11.97	2.30	2.45	6.69	8
Fin V05	22.0	102 988.65	2.29	23.05	11.43	2.14	2.29	10.71	12
Fin V06	26.4	129 257.59	2.16	18.73	10.98	2.01	2.16	14.52	16
Fin V07	30.8	149 026.69	2.05	15.74	10.63	1.90	2.05	17.86	18
Fin V08	35.2	162 399.04	1.97	13.80	10.39	1.82	1.97	20.45	22
Fin V09	39.6	169 380.42	1.93	12.60	10.20	1.78	1.93	21.99	24
Fin V10	44.0	170 518.94	1.91	12.31	10.17	1.76	1.91	22.38	**24**
Vc P9-P10	45.0	169 283.29	1.91	12.31	10.17	1.76	1.91	22.22	24
Fin V10	44.0	168 206.15	1.91	12.31	10.17	1.76	1.91	22.08	24
Fin V09	39.6	159 557.07	1.93	12.60	10.20	1.78	1.93	20.71	22
Fin V08	35.2	144 532.62	1.97	13.80	10.39	1.82	1.97	18.20	18
Fin V07	30.8	123 075.58	2.05	15.74	10.63	1.90	2.05	14.75	16
Fin V06	26.4	95 086.64	2.16	18.73	10.98	2.01	2.16	10.68	12
Fin V05	22.0	60 469.38	2.29	23.05	11.43	2.14	2.29	6.29	8
Fin V04	17.6	19 039.41	2.45	29.07	11.97	2.30	2.45	1.82	4
Fin V03	13.2	-29 373.74	2.64	37.24	12.60	2.49	2.64	-2.56	0

Application Numérique

M = 170 518.94 KN.m (Combinaison ELS : G + D240 ; Voir chapitre V)
v' = 1.91 m; d = 0.15 m; e = 1.76 m ; I = 12.31 m^4; S = 10.17 m
P_0 = 4 240.8 KN ; ΔP = 25 % ➔ P = 71 178.31 KN ➔ **n ≥ 22.38**
➔ On prend : **n = 24 câbles de 19T15s.**

❖ **Disposition des câbles :**

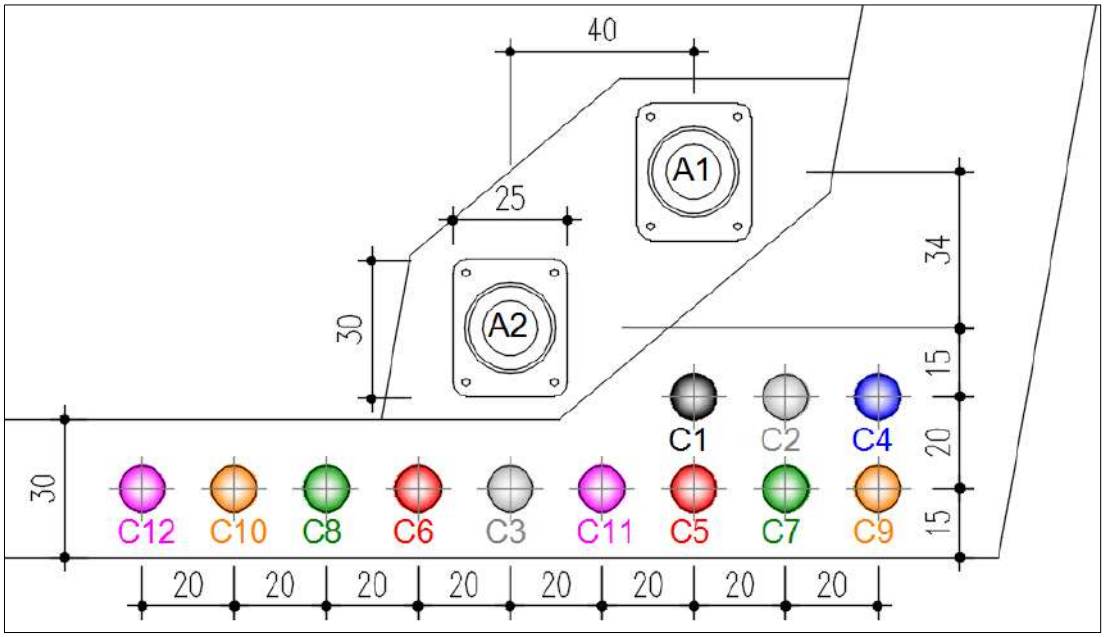


Figure V.18 : Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc.

❖ **Tracé des câbles :**

Les équations et les paramètres du tracé en plan sont montrés dans le **tableau V.15**.

Tableau V.15 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C1 - C3 - C5	Rectilignes en plan					
C2 - C6 - C7 - C11	0.2	0.1	2.2	24.20	0.0907	0.2 - 0.0207 x^2
C4 - C8 - C9	0.4	0,2	2.2	12.1	0.1799	0.4 - 0.0413 x^2
C10	0.6	0.3	2.2	8.07	0.2663	0.6 - 0.062 x^2
C12	0.8	0.4	2.2	6.05	0.3488	0.8 - 0.0826 x^2

Pour le tracé en élévation, les câbles suivent la fibre inférieure de l'hourdis inférieur. Ce dernier a une épaisseur e_i variable, donc chaque câble a ses propres paramètres dans chaque voussoir où il subit une déviation (voir **tableau V.16**). Le reste des résultats en **Annexe C**.

Tableau V.16 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité C12 de travée principale.

Câbles	Voussoir	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C12	V3	4.4	0.15	**0.72**	16.97	0.2537	0.15 + 0.0295 x^2
	V4	4.4	0.15	**0.66**	18.91	0.2287	0.15 + 0.0264 x^2

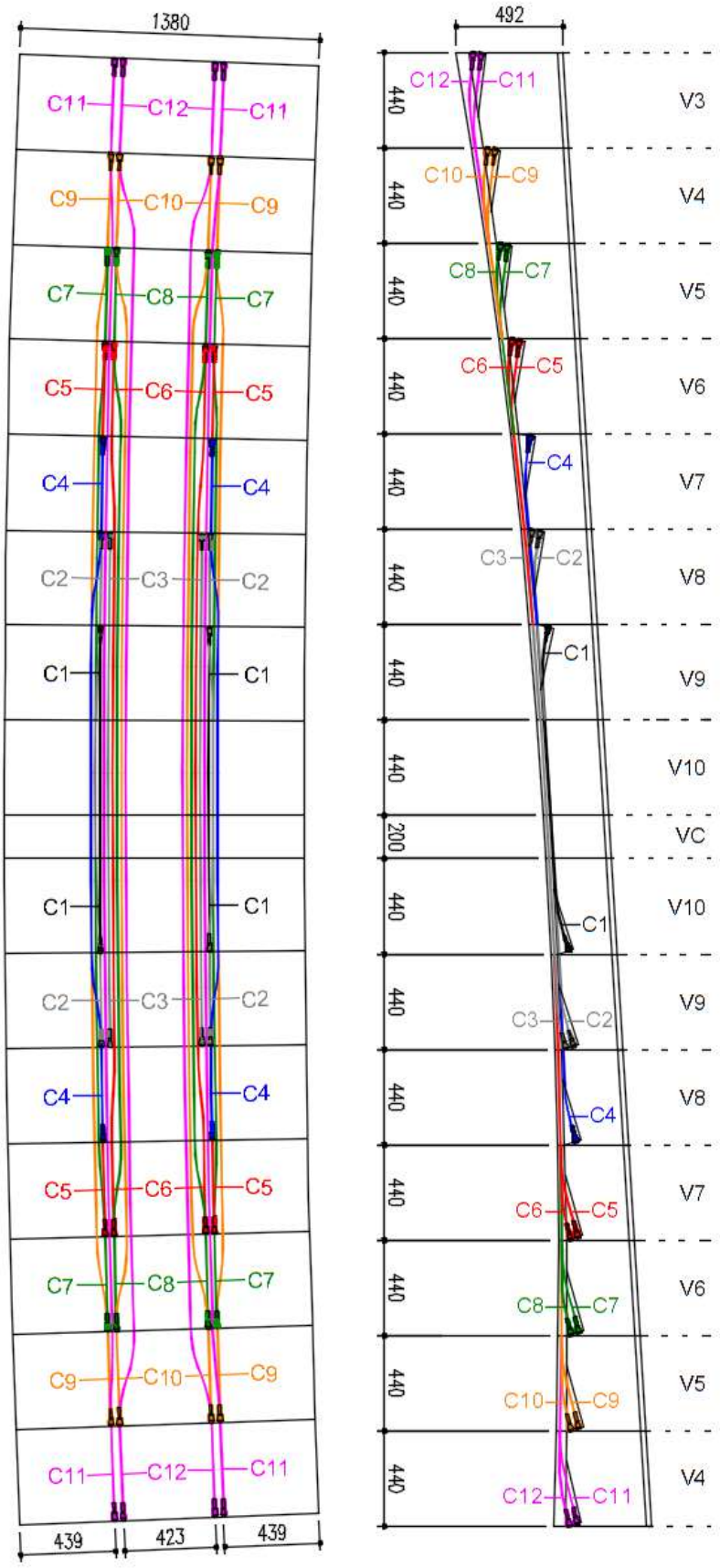


Figure V.19 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée principale.

V.4.2.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Pour solidariser les parties construites sur cintre des travées de rive au fléau, des câbles de continuité sont nécessaires. Ces câbles ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

Application Numérique

M = 79 763.71 KN.m (Combinaison ELS : G + D240).
d = 0.15 m ; v' = 1.97 m ; e = 1.82 m ; I = 13.80 m^4 ; S = 10.39 m.
P_0 = 4 240.8 KN; ΔP = 25 % ➔ **P** = 31 949.7 KN ➔ **n** ≥ 10.04
➔ On prend : n = **12 câbles de 19T15s**

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive (P8–P9), qui est la travée la plus sollicitée, est résumé dans le **tableau V.17**.

Tableau V. 17 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

Section	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} Ret (Passants)
Début VSC	0	0.00	1.91	12.31	10.17	1.76	0.00	0	0
Axe VSC	5.9	31 195.42	1.91	12.31	10.17	1.76	13.02	4.09	4
Fin V10	11.8	60 411.17	1.91	12.31	10.17	1.76	25.22	7.93	8
Fin V09	16.2	73 905.19	1.93	12.60	10.20	1.78	30.51	9.59	10
Fin V08	20.6	79 763.71	1.97	13.80	10.39	1.82	31.95	10.04	**12**
Fin V07	25.0	77 932.82	2.05	15.74	10.63	1.90	29.71	9.34	12
Fin V06	29.4	69 260.88	2.16	18.73	10.98	2.01	24.75	7.78	10
Fin V05	33.8	53 424.42	2.29	23.05	11.43	2.14	17.68	5.56	8
Fin V04	38.2	30 321.53	2.45	29.07	11.97	2.30	9.21	2.89	4
Fin V03	42.6	- 196.70	2.64	37.24	12.60	2.49	- 0.06	- 0.02	0

❖ **Position des câbles :**

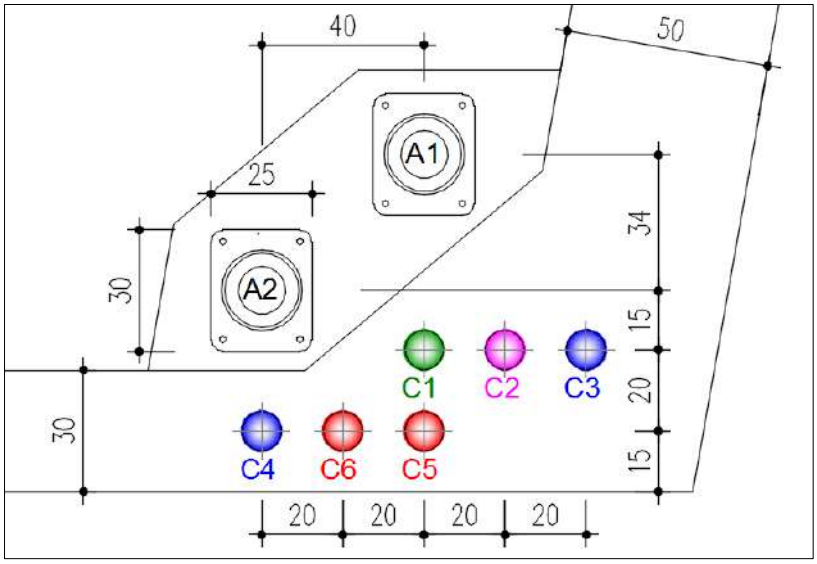


Figure V.20 : Disposition des câbles de continuité de travée de rive et position des ancrages.

❖ **Tracé des câbles :**

Le reste des tracés en élévation sont donnés dans l'**Annexe C**.

Tableau V.18 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C1 - C4 - C5	Rectilignes en plan					
C3	0.4	0.2	2.2	12.10	0.1799	$0.4 - 0.0413\ x^2$
C2 - C6	0.2	0.1	2.2	24.20	0.0907	$0.2 - 0.0207\ x^2$
C6 (VSC)	0.2	0.1	2.95	43.51	0.0677	$0.2 - 0.0115\ x^2$

Tableau V.19 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité C6 de travée de rive

Câbles	Voussoirs	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C6	VSC	5.9	0.15	0.50	49.73	0.1181	$0.15 + 0.0101\ x^2$
	V4	4.4	0.15	0.66	18.91	0.2287	$0.15 + 0.0264\ x^2$

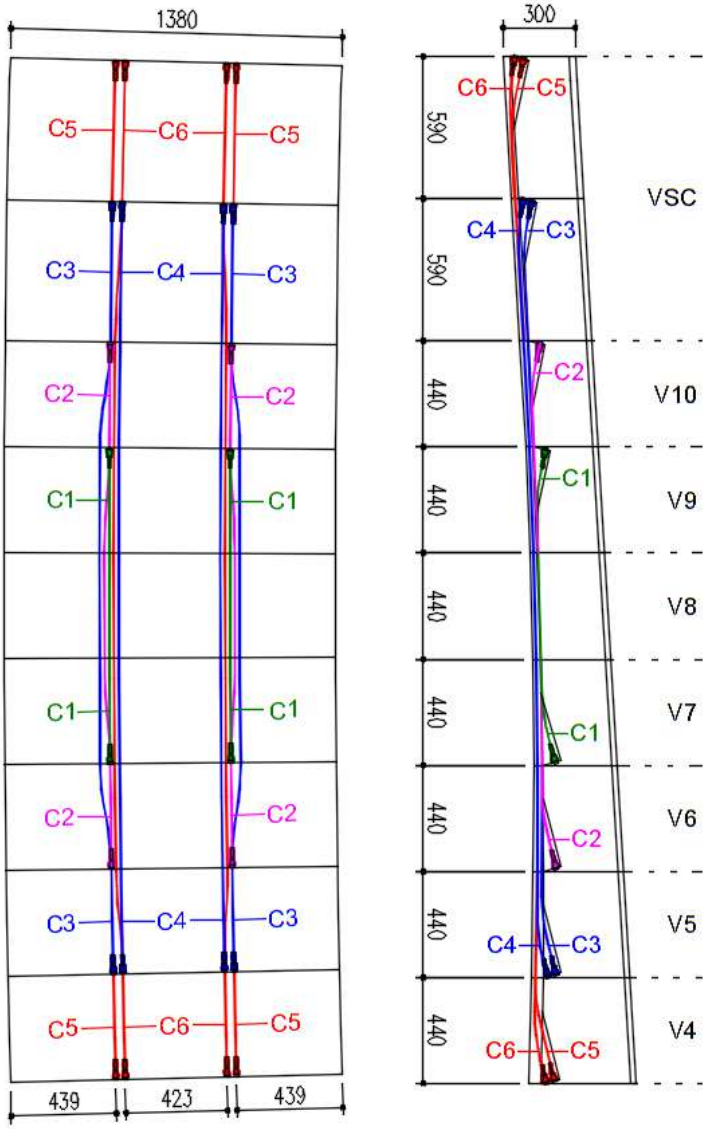


Figure V.21 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive.

V.4.3. Evaluation des pertes de la précontrainte

La tension d'une armature de précontrainte en un point et à un instant donné est différente de la tension appliquée au câble par le vérin lors de la mise en œuvre.

En béton précontraint les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20 % à 30 % de la précontrainte initiale, ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

V.4.3.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes de tension par frottement, $\Delta\sigma_{\varphi}$.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage, $\Delta\sigma_{g}$.
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton, $\Delta\sigma_{e}$.

La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_{i} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{g} + \Delta\sigma_{e}$

❖ **Pertes de tension par frottement :**

Elles sont provoquées par le frottement droit ou de courbure des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension. Cela est déterminé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)})$$

σ_{p0} : la tension à l'origine.
e : la base des logarithmes népériens.
φ : coefficient de frottement droit (m^{-1}).
f : coefficient de frottement de courbure (rd^{-1}).
θ : la variation angulaire à l'abscisse x **(rd)**.
x : l'abscisse à partir de l'ancrage (**m**).

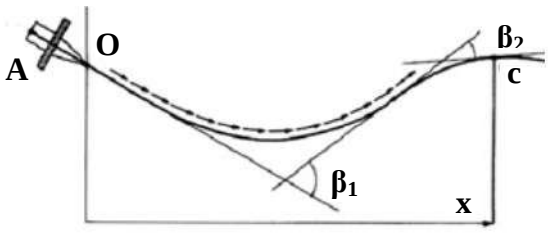


Figure V.22 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où la variation θ égal à :

$\theta = \alpha + \beta$: lorsque les déviations se succèdent.

$tg\,\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}$: si ces déviations ont lieu simultanément.

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

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage un glissement des câbles dans les clavettes et celui des clavettes dans les plaques d'ancrages, ce glissement dépend du type d'ancrage, son influence s'annule au-delà de la section située à l'abscisse « d ».

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

k : fonction croissante.
d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
g : glissement à l'ancrage.
E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

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

L'ouvrage est construit étape par étape, ce qui implique des mises en tension successives. Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même pièce provoque une perte de tension, en effet la mise en tension du premier câble va entraîner un raccourcissement de la pièce, de même lors de mise en tension du deuxième câble et ainsi de suite.

Donc si la pièce comporte « **n** » câbles, le premier câble subit un effet de « **n-1** » suivants, seul le dernier câble ne subit ce type de perte.

La valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané de béton vaut alors :

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

En pratique, cette formule est évidemment approximative, il revient à évaluer la perte par excès. Le BPEL donne la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{bi}}\times\sigma_b \quad \text{, avec : } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28 \text{ d'où : } \Delta\sigma_e(x) = 2.64\times\sigma_b(x)$$

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

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.
E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.
σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « **n** » câbles.
P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, **$P = P_0 (1 - \Delta P)$**.
M_p : moment sous le poids propre.

V.4.3.2. Pertes de tension différées

La tension dans les câbles se réduit progressivement au cours du temps, on distingue :

- Perte de tension due au retrait du béton, **$\Delta\sigma_r$**.
- Perte de tension due au fluage du béton, **$\Delta\sigma_{fl}$**.
- Perte de tension due à la relaxation d'acier, **$\Delta\sigma_\rho$**.

La valeur des pertes différées totale est : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$

❖ **Pertes par retrait :**

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

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 : **$\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$**. Donc : **$\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.**

Plus souvent, on peut négliger la valeur **$r(t_0)$** devant 1, ce qui donne : $\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$

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

❖ **Pertes par fluage :**

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. Par contre au retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe au cours de temps. La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

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

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

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5\ \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$ σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

❖ **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 :

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

ρ_{1000} **(%)** : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.
μ_0 **:** coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

V.4.3.3. Les pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$

V.4.3.4. Application sur les câbles de fléau

Le **tableau V.20** ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé dans l'**Annexe C**.

Tableau V.20 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_\varphi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\rho$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
Axe VSP	11.67	0.29	1.01	12.97	2.55	3.48	4.89	10.34	23.31
Fin VSP	10.61	0.54	1.35	12.50	2.55	3.54	6.55	12.06	**24.56**
Fin V1	9.99	0.46	1.45	11.90	2.55	3.63	7.04	12.62	24.52
Fin V2	8.70	1.21	1.54	11.45	2.55	3.70	7.44	13.08	24.53
Fin V3	7.45	1.41	1.49	10.36	2.55	3.86	7.26	13.03	23.39
Fin V4	6.96	1.39	1.43	9.79	2.55	3.95	6.99	12.83	22.62
Fin V5	5.65	1.93	1.34	8.92	2.55	4.08	6.57	12.52	21.44
Fin V6	3.40	2.37	1.24	7.01	2.55	4.38	6.10	12.31	19.32
Fin V7	1.95	3.58	1.07	6.60	2.55	4.44	5.28	11.54	18.15
Fin V8	1.31	2.90	0.98	5.18	2.55	4.67	4.82	11.27	16.45
Fin V9	0.66	4.22	0.70	5.58	2.55	4.61	3.49	9.89	15.46
Fin V10	0.00	5.54	0.37	5.90	2.55	4.56	1.83	8.18	14.08

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma$ **= 24.56 %**.

V.4.4. Vérification des contraintes normales

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contraintes normales en fibres supérieures et inférieures en phase de construction comme en phase de service qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles fixées par le règlement en vigueur.

La condition à vérifier est la suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

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

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

V.4.4.1. Vérification des contraintes pour la partie voussoir

❖ **Vérification des contraintes en phase de construction**

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$\Delta P = 24.56\ \%$ ➔ $\sigma_\infty = 1\ 122.56$ MPa.

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{21\ MPa}$.

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = \mathbf{4.05\ MPa}$; Hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7 \times f_{t28} = \mathbf{1.89\ MPa}$; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le **tableau V.21** (les contraintes sont bien vérifiées).

Tableau V.21 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	N^{bre} câbles	M (KN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Axe VSP	40	455 501.54	3.36	2.64	80.61	14.91	2.37	101.03	**-0.30**	**15.77**
Fin VSP	40	385 741.18	3.36	2.64	80.61	14.91	2.37	101.03	**1.99**	**12.87**
Fin V01	38	316 605.70	3.10	2.33	62.16	14.06	2.08	95.98	**2.45**	**12.63**
Fin V02	36	255 050.72	2.85	2.07	48.13	13.32	1.81	90.93	**2.94**	**12.19**
Fin V03	32	200 653.88	2.64	1.83	37.24	12.60	1.58	80.82	**2.83**	**11.57**
Fin V04	28	153 058.14	2.45	1.63	29.07	11.97	1.39	70.72	**2.85**	**10.52**
Fin V05	24	111 930.60	2.29	1.46	23.05	11.43	1.21	60.62	**2.86**	**9.15**
Fin V06	20	76 982.53	2.16	1.32	18.73	10.98	1.05	50.52	**2.92**	**7.34**
Fin V07	16	47 977.09	2.05	1.22	15.74	10.63	0.92	40.41	**2.97**	**5.21**
Fin V08	12	24 744.14	1.97	1.15	13.80	10.39	0.96	30.31	**3.27**	**2.31**
Fin V09	8	7 091.73	1.93	1.10	12.60	10.20	0.91	20.21	**2.96**	**0.26**
Fin V10	4	0.00	1.91	1.09	12.31	10.17	0.90	10.10	**1.79**	**-0.42**

❖ **Vérification des contraintes en phase de service :**

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service. Il y a deux cas de vérification :

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

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

$\Delta P = 24.56\ \% \rightarrow \sigma_{\infty} = 1\ 116.34$ MPa.

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{21\ MPa}$;

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = \mathbf{4.05\ MPa}$; Hors section d'enrobage ;

$\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = \mathbf{2.7\ MPa}$; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans **l'annexe C** (Toutes les contraintes sont vérifiées**)** :

NB : *pour vérifier les contraintes en phase de service. Nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section (M_1 et M_2) parce qu'il s'agit d'une charge roulante (D240).*

V.4.5. Armatures des zones tendues

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales A_s **(art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).**

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

B_t : aire nette de la section du béton en traction.
σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

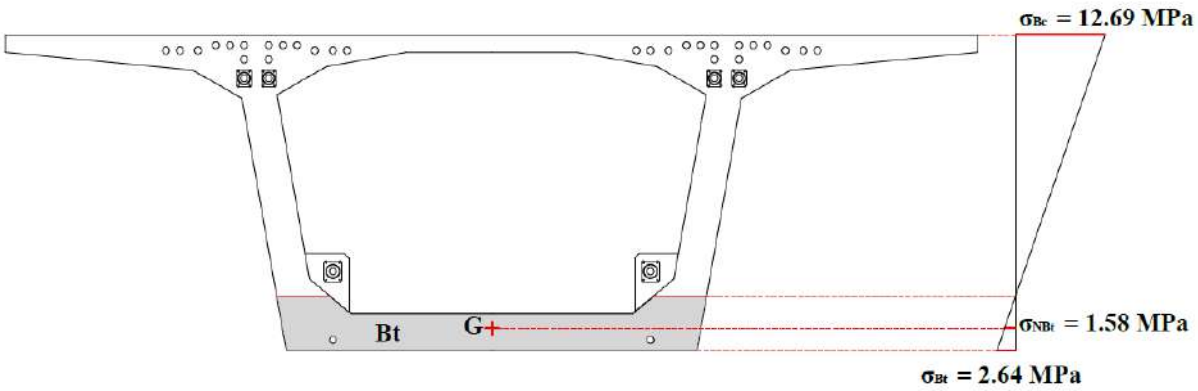


Figure V.23 : Diagramme des contraintes à x = 42.6 m (Fin V03).

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes **(Annexe C)**, on a :

B_t = 3.50 m² ; σ_{Bt} = 2.64 MPa ; σ_{NBt} = 1.58 MPa ; donc : **N_{Bt} = 5.54 MN et**

$A_s = \frac{3.50}{1000} + \left(\frac{5.54}{500} \times \frac{2.7}{2.64}\right) =$ **113.46 cm² (9.07 cm²/ml) → 2 nappes de HA 16 / e = 20 cm.**

V.4.6. Vérification des contraintes tangentielles

V.4.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

❖ **Détermination de l'effort tranchant :**

- Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS (G + D240).

Pour une poutre continue, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à « **h/2** » d'un appui intermédiaire, car elles transmettent directement les charges à cet appui.

- Effort tranchant dû à la précontrainte :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à ; un effort tranchant extérieur $\mathbf{V_{ext}}$ positif, et une composante verticale de la précontrainte $\mathbf{V_p = P \times \sin\alpha}$ qui vient de réduire l'effort tranchant.

Enfin, on aura un effort tranchant réduit tel que : $\mathbf{V_{red} = V_{ext} - V_P}$

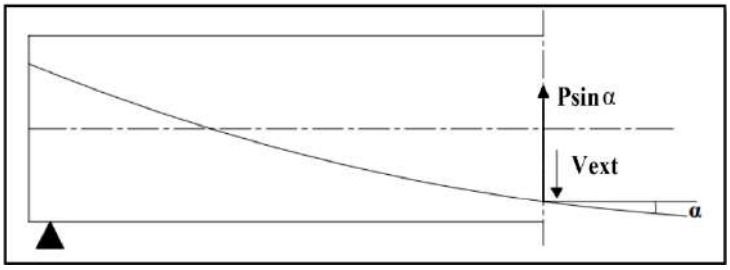


Figure V.24 : Effort de précontrainte.

- Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL) :

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée. Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant, qui vaut : $\mathbf{V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}}$

On aura enfin un effort tranchant réduit égale à : $\mathbf{V_{red} = V_{ext} - V_P - V_R}$

NB : *on ne tient pas compte de V_R, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet à la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.*

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

Non-rupture par fissuration : $\tau^2 < \overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x \right]$

Par compression-cisaillement : $\tau^2 < \overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0.6 \times f_{cj} - \sigma_x \right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x \right]$

Avec :

τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale réduite de service : $\tau = \frac{V_{red} \, S_n}{I_n \, b_n}$

σ_x : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette: $\sigma_x = \frac{P \times \cos\alpha}{B_n}$

B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

V_{red} : effort tranchant maximal réduit de service.

S_n : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.

I_n : est le moment d'inertie nette.

b_n : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.

Application Numérique :

$P_0 = 3.35$ MN; $\Delta P = 24{,}56$ % ; n = 24 câbles ➔ **P = 60.69 MN**

$\alpha_{moy} = 0.1663$ rad ➔ $\mathbf{V_P = P \times \sin\alpha = 10.03}$ **MN**

h/2 = 3 m ; V_{ELS} (3m) = 18.42 MN ➔ $\mathbf{V_{red} = V_{ELS} - V_P = 8.38}$ **MN**

n = 40 câbles ➔ **P = 101.03 MN**

$B_n = 14.60$ m² ➔ $\mathbf{\sigma_x = 6.92}$ **MPa**

$f_{c28} = 35$ MPa ; $f_{t28} = 2.7$ MPa ➔ $\overline{\tau_1} = \mathbf{3.22}$ **MPa et** $\overline{\tau_2} = \mathbf{4.57}$ **MPa**

$I_n = 78.82$ m⁴ ; $S_n = 15.83$ m³ ; $\mathbf{b_n = 2 \times (e_a - 0.5 \times \Phi_g) = 1}$ **m** (pas de gaines).

➔ $\tau_{max} = \mathbf{1.68}$ **MPa**

On constate que : $\tau_{max} < \overline{\tau}$

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

➔ On ne tient pas compte de l'effet RESAL.

V.4.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, des bielles comprimées, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

❖ **Les bielles comprimées :**

On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\mathbf{tg\,2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}}, \text{ avec } \mathbf{\beta_u \geq 30°}$$

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\mathbf{\sigma_x = P \times \cos\alpha / B_n}$, $\mathbf{\sigma_y = 0}$

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite, $\mathbf{\tau = \frac{V_{u\,red}\, S_n}{I_n\, b_n}}$

$\mathbf{V_{U,red}}$: est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\mathbf{\tau_u \leq \frac{0.85\, f_{c28}}{3\,\gamma_b} \sin 2\beta_u}, \text{ si : } \mathbf{\beta_u = 30°}, \text{ alors on obtient : } \mathbf{\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}}$$

Application Numérique :

V_{ELU} (3m) = 24.86 MN ; V_P = 10.03 MN ➔ $\mathbf{V_{U,red} = V_{ELU} - V_P = 14.83\ MN}$
I_n = 78.82 m^4 ; S_n = 15.83 m^3 ; b_n = 1 m ➔ $\mathbf{\tau_u = 2.98\ MPa}$
σ_x = 6.92 MPa, σ_y= 0 MPa ➔ β_u = 0.3554 rad = 20.36° ➔ On prend **:** $\mathbf{\beta_u = 30°}$

$$\mathbf{\tau_u = 2.98 \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83\,MPa}$$

➔ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées. ✓

❖ **La résistance des armatures transversales :**

Consiste à déterminer la section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

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

$\mathbf{A_t}$: 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.
$\mathbf{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier.
γ_s = 1.15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation: $\mathbf{\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}}$

Application Numérique :

τ_u = 2.98 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ; f_e = 500 MPa ; γ_s = 1.15 ; b_n = 1 m ; β_u = 30°

➔ $\mathbf{\frac{A_t}{S_t} \geq 27.61\ cm^2/m}$

$\mathbf{\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}}$ ➔ $\mathbf{\frac{A_t}{S_t} \geq 13.80\,cm^2/m}$ ➔ <u>à vérifier dans l'étude transversale</u>

V.5. ETUDE TRANSVERSALE

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif est la section tubulaire (caisson), une section fermée qui présente une grande résistance aux moments de torsion et qui assure une transmission directe des charges verticales aux appuis. Sans oublier sa résistance à la flexion longitudinale fournie par ses deux hourdis.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur des sections dangereuses qui sont la section sur pile et la section à la clé (les moments de flexions sont maximaux).

V.5.1. Evaluation des efforts

V.5.1.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (double-simple) à l'extrémité de chaque âme. Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

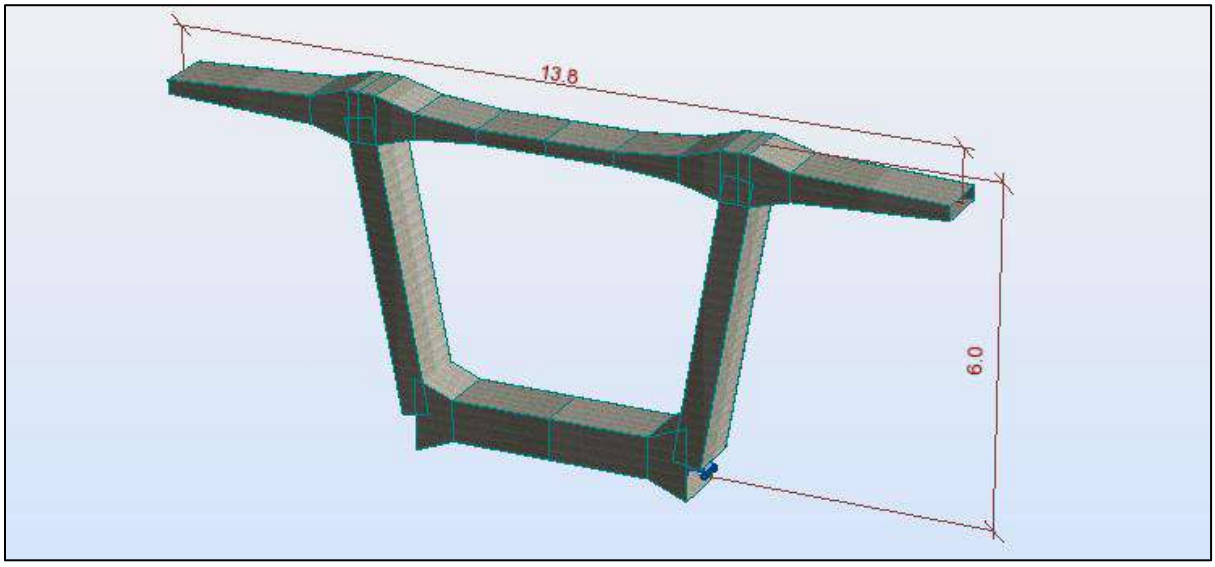


Figure V.25 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.

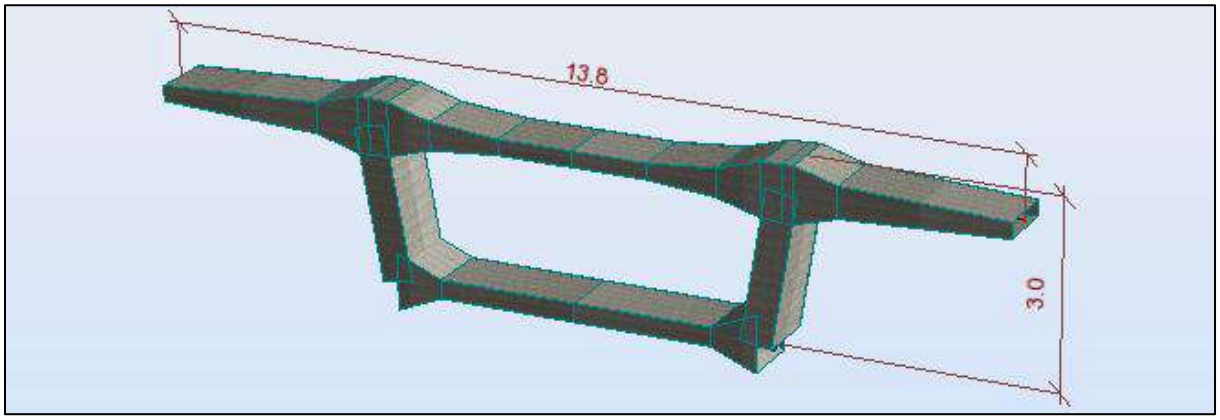


Figure V.26 : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel.

NB : *les combinaisons de charges utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service (voir* ***tableau V.9****).*

V.5.1.2. Résultats

Les diagrammes de moment fléchissant transversal sont donnés dans l'**Annexe B**. Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :

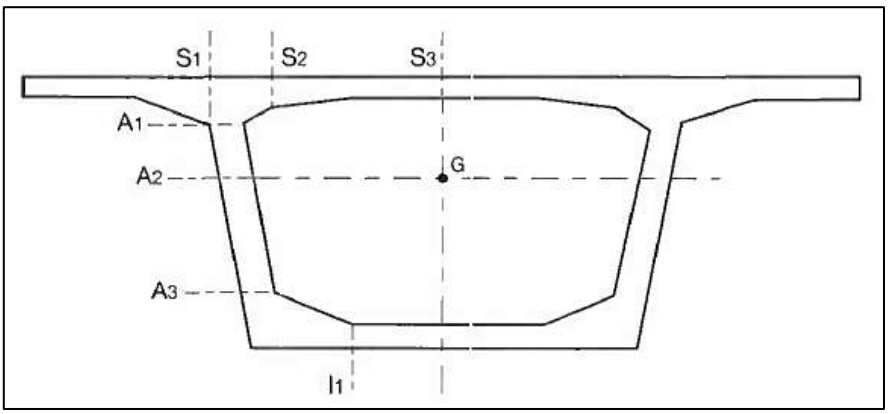


Figure V.27 : Sections à justifier selon le guide SETRA.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.22 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.

Elément	Section	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)		N_{max} (KN)	
		M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	N_{ult}	N_{ser}
Hourdis supérieur	S1	-103.02	-76.31	-645.14	-482.90	/	/
	S2	149.30	112.24	-283.34	-212.24	/	/
	S3	144.06	106.66	-132.91	-99.63	/	/
Âmes	A1	379.51	284.99	-253.92	-190.09	785.41	587.78
	A2	168.56	126.59	-199.95	-149.79	815.54	610.10
	A3	233.80	175.42	-179.06	-134.23	850.48	635.98
Hourdis inf	I1	296.52	222.10	-159.92	-120.23	/	/

Tableau V.23 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

Elément	Section	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)		N_{max} (KN)	
		M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	N_{ult}	N_{ser}
Hourdis supérieur	-103.02	-76.31	-645.14	-482.9	/	/	-103.02
	133.23	100.18	-256.82	-192.36	/	/	133.23
	127.40	95.43	-108.99	-81.70	/	/	127.40
Âmes	354.35	266.15	-288.84	-216.25	773.31	578.71	354.35
	249.59	187.55	-249.50	-186.77	781.92	585.09	249.59
	74.68	56.32	-186.12	-139.28	796.16	595.64	74.68
Hourdis inf	92.27	69.30	-100.62	-75.36	/	/	92.27

V.5.2. Ferraillage

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

- Deux dalles : qui travaillent en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

On néglige l'effet de la torsion parce qu'on a un grand rayon de courbure.

V.5.2.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP

Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire de 1m de largeur sera à l'ELS.

❖ **Application Numérique :**

- Nappe supérieure :

M_{ser} = 482.9 KN.m ; $\overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 250 MPa

b = 1 m ; h = 0.90 m ; d = 0.9 h = 81 cm

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d = 45.16 \text{ cm} \; ; \; z = d - \frac{x}{3} = 65.95 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 3\,127.02 \text{ KN.m}$$

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

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma_{st}}} = 29.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5.03 \text{ cm}^2 \leq A_{ser}$$

➔ La condition de non fragilité (CNF) est vérifiée.

- Nappe inférieure :

h = 0.25 m ; M_{ser} (inf) = 106.66 KN.m ≤ M_1 = 241.28 KN.m ➔ S.S.A.C

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma_{st}}} = 23.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 2.79 \text{ cm}^2 \leq A_{ser}$$ ➔ CNF est vérifiée.

- Ferraillage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 9.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_{ser}$$ ➔ CNF est vérifiée.

NB : *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.*

V.5.2.2. Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats données dans les **tableaux V.24** et **V.25** et détaillées dans l'**Annexe D**.

Tableau V.24 : Ferraillage passif du VSP.

Elément	Nappe	Sect	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
				As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	S1	90	**24.84**	HA20	12.5	9.53	16	20
		S2	45	24.10					
		S3	25	23.85					
	Inf	S1	90	0	HA20	12.5	9.53	16	20
		S2	45	12.33					
		S3	25	**25.13**					
Âme	Interne	A1	50	**7.43**	HA12	12.5	6.00	14	20
		A2	50	6.00					
		A3	50	6.00					
	Externe	A1	50	**17.26**	HA20	12.5	6.00	14	20
		A2	50	6.00					
		A3	50	6.00					
Hourdis inférieur	Sup	I1	75	**8.04**	HA12	12.5	**9.07**	**16**	**20**
	Inf	I1	75	**13.64**	HA16	12.5	**9.07**	**16**	**20**

Tableau V.25 : Ferraillage passif du VC.

Elément	Nappe	Sect	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
				As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	S1	90	**24.84**	HA20	12.5	9.53	16	20
		S2	45	21.75					
		S3	25	19.32					
	Inf	S1	90	0	HA20	12.5	9.53	16	20
		S2	45	10.97					
		S3	25	**22.80**					
Âme	Interne	A1	50	**10.14**	HA14	12.5	6	14	20
		A2	50	7.14					
		A3	50	6.00					
	Externe	A1	50	**15.31**	HA16	12.5	6	14	20
		A2	50	7.22					
		A3	50	6.00					
Hourdis inférieur	Sup	I1	30	**13.07**	HA16	12.5	**9.07**	**16**	**20**
	Inf	I1	30	**12.54**	HA16	12.5	**9.07**	**16**	**20**

NB : *les armatures longitudinales au niveau de l'hourdis inférieure sont les armatures des zones tendues (flexion longitudinale) calculées au* ***paragraphe V.4.5****.*

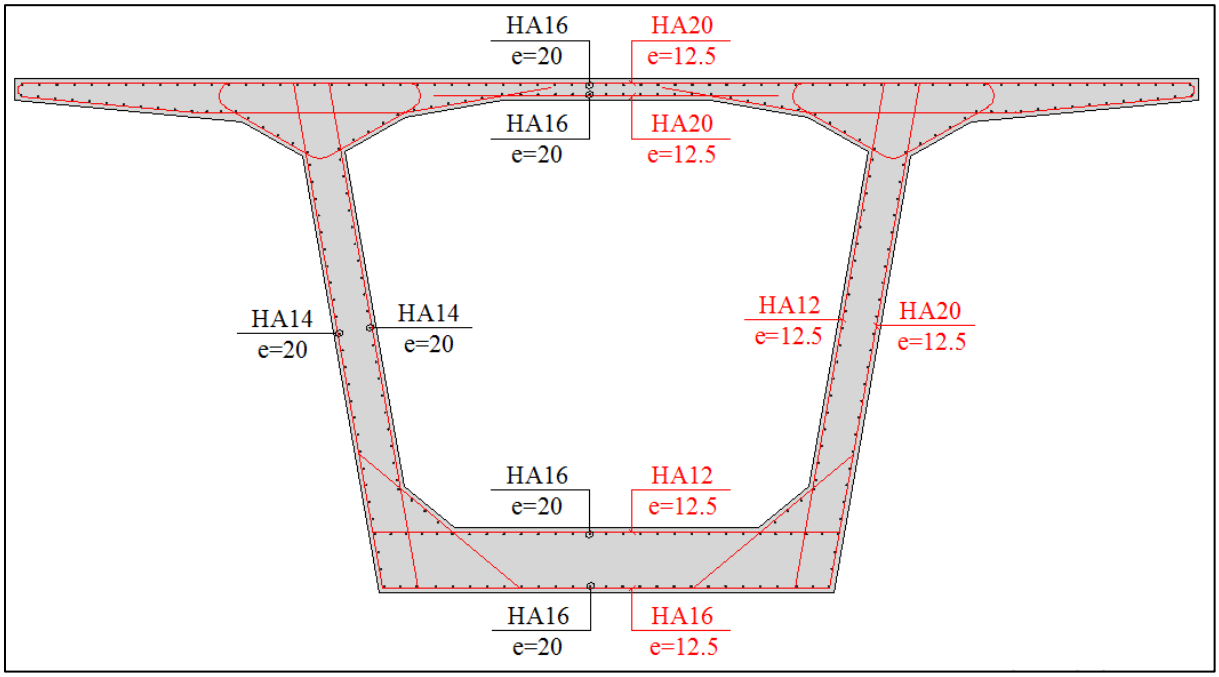


Figure V.28 : Ferraillage du voussoir sur pile.

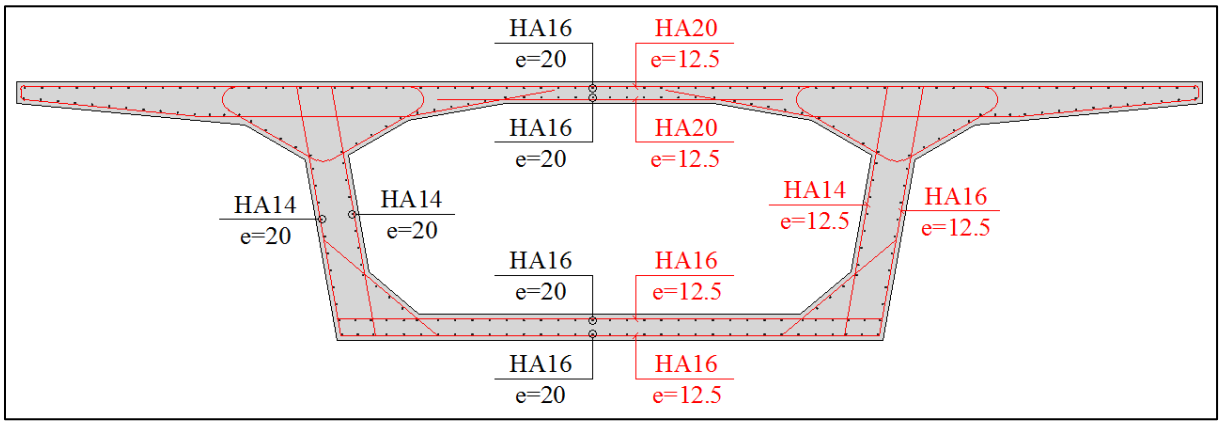


Figure V.29 : Ferraillage du voussoir à la clef.

NB : *le ferraillage transversal des goussets supérieurs s'étale jusqu'à la nappe supérieure sous forme d'un cadre triangulaire, pour le but de renforcer cette zone vis-à-vis les efforts locaux exercés par l'équipage mobile en phase de construction.*

V.6. CONCLUSION

Les ponts voussoirs construits par encorbellements successifs se distinguent non seulement par leur méthode de réalisation, mais aussi par l'encombrement de leur câblage. C'est pourquoi l'étude du tablier de la partie voussoir est concentrée principalement sur le dimensionnement, le tracé et la vérification de la précontrainte.

CHAPITRE VI

DIMENSIONNEMENT DU TABLIER PARTIE POUTRE



VI.1. INTRODUCTION

D'une manière analogue que celle du chapitre précédent, on va étudier le tablier à poutres. Et vu que les travées sont indépendantes, on se limite à étudier une seule travée, dans laquelle le dimensionnement sera standardisé à partir de la poutre la plus sollicitée.

Le mode de construction basé sur la préfabrication, nous oblige à faire attention sur les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section étudiée, et même sur les charges à appliquer durant chaque phase de construction et après la mise en service.

VI.2. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

La valeur et la position transversale des charges appliquées ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR (voir **chapitre IV** et le **tableau V.9**).

VI.2.1. Modélisation

Avec le même principe de modélisation, on fait appuyer doublement une ligne d'appuis, l'autre étant simplement appuyée. Chaque ligne est solidarisée par une entretoise. Les charges seront distribuées transversalement entre les 9 poutres par l'intermédiaire d'une dalle maillée à la base d'éléments finis.

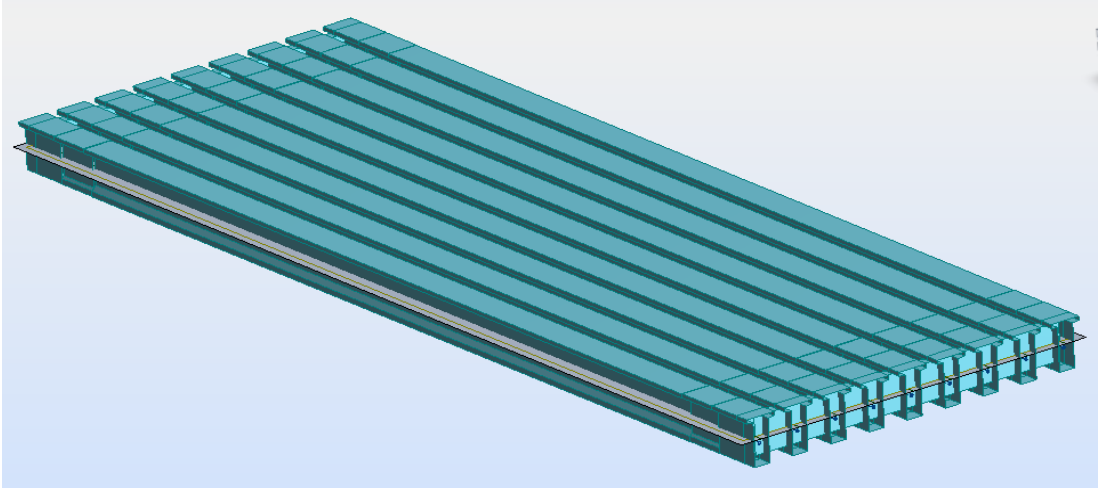


Figure VI.1 : Modèle de calcul de la partie poutre.

VI.2.2. Résultats

Les résultats des sollicitations maximales V et M, en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU, sont montrées dans les diagrammes ci-dessous, et qui sont obtenues sous le convoi D240.

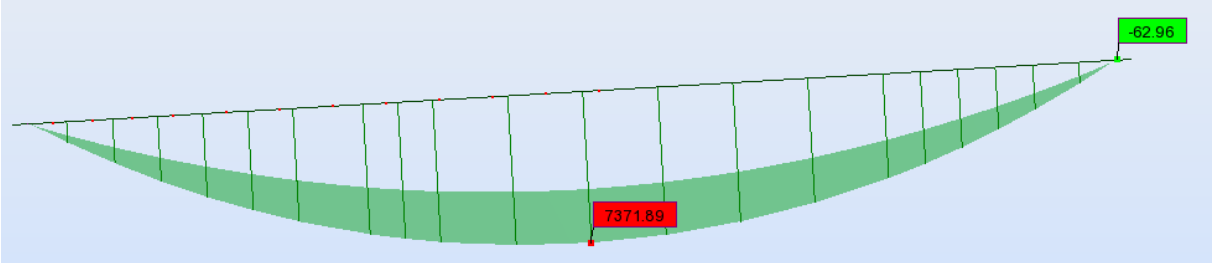


Figure VI.2 : Moment maximal à l'ELS.

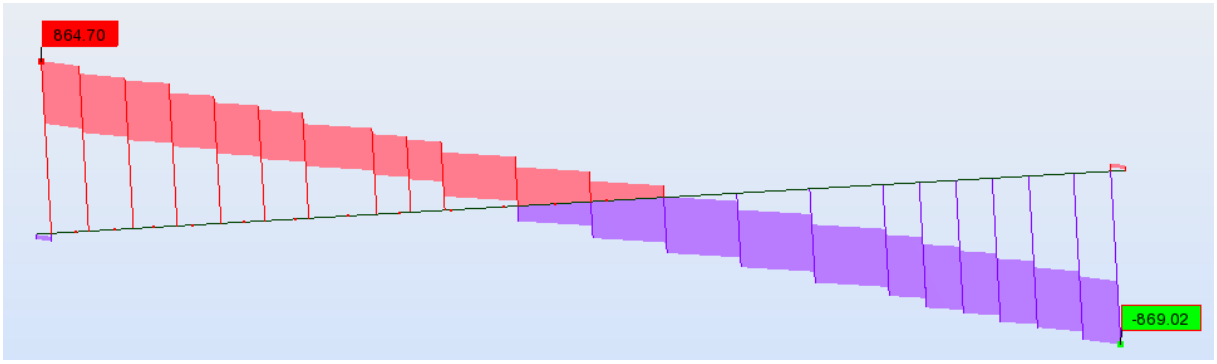


Figure VI.3: Effort tranchant maximal à l'ELS.

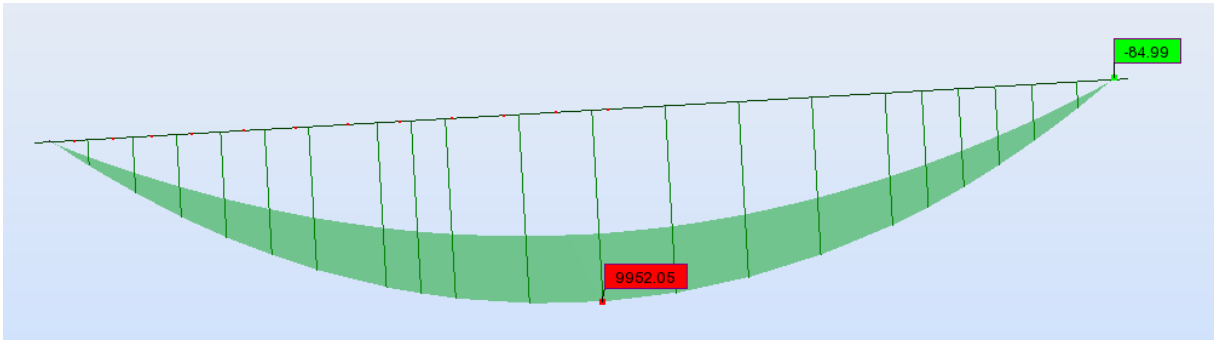


Figure VI.4 : Moment maximal à l'ELU.

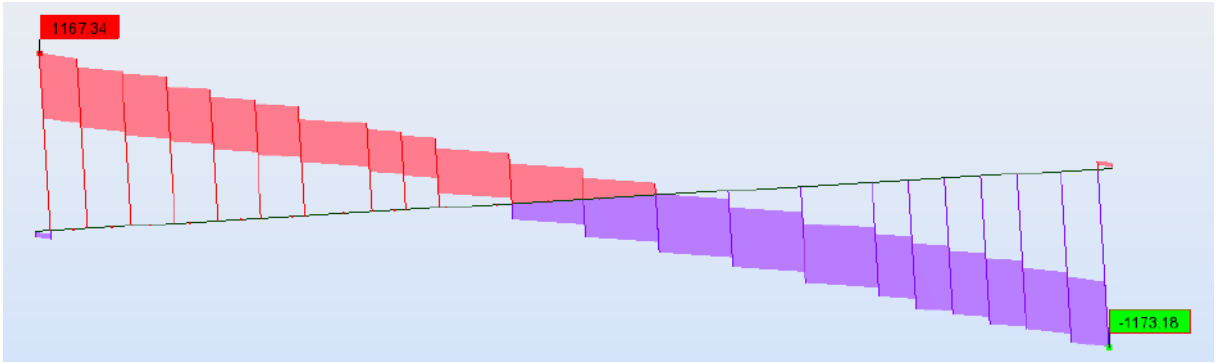


Figure VI.5 : Effort tranchant maximal à l'ELU.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.3.1. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service :

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$, section sous-critique.

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$, section sur critique.

Tableau VI.1 : Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.

Lettre	Désignation	Valeur
B	L'aire de la section médiane + dalle	1.105 m²
h	Hauteur de la section médiane + dalle	2.050 m
v	La distance entre son CDG et la fibre supérieure	0.741 m
v'	La distance entre son CDG et la fibre inférieure	1.309 m
I	Son moment d'inertie par rapport au centre de gravité	0.506 m^4
ρ	Son rendement géométrique ρ = I / (B.v.v')	0.472
d'	L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h	0.205 m
M_g	Moment de poids propre	4 307.7 KN.m
M'_g	Moment dû aux charges permanentes additionnelles	593.36 KN.m
M_{mq}	Moment minimal généré par les actions variables	0
M_{Mq}	Moment maximal généré par les actions variables (D240)	2 470.83 KN.m
M_m	Valeur minimale de moment : $M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$	4 901.06 KN.m
M_M	Valeur maximale de moment : $M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$	7 371.89 KN.m
ΔM	$\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$	2 470.83 KN.m
σ_{bt1}	Contrainte limite de traction hors section d'enrobage	- 4.05 MPa
σ_{bt2}	Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage	- 2.7 MPa

Application Numérique :

P_I = - 969.66 KN

P_{II} = 4352.79 KN

$P_I < P_{II}$ ➔ Section sur-critique.

➔ **$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II}) = 4.35$ MN**.

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

$P_0 = \min \{(0.8 \times f_{prg} \times S) ; (0.9 \times f_{peg} \times S)\}$

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

Application Numérique :

f_{prg} = 1 770 MPa ; f_{peg} = 1 593 MPa ; S = 1 680 mm² ➔ **$P_0 = 2.38$ MN.**

ΔP = 25 % ➔ n ≥ 2.44

➔ Donc on opte pour : **n = 3 câbles de 12T15, classe 1 770**.

VI.3.3. Pré-vérification des contraintes

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1 :** après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 10 %
- **Phase 2 :** après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %
- **Phase 3 :** après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4 :** en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

Tableau VI.2 : Résultats de vérification des contraintes.

Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
f_{cj} (MPa)	23.18	35	35	35
σ_{bc} (MPa)	13.91	21.00	21.00	21.00
σ_{bt1} (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bt2} (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
ΔP (%)	10.00	10.00	15.00	25.00
B (m^2)	0.72	0.72	1.11	1.11
I (m^4)	0.28	0.28	0.51	0.51
v (m)	0.85	0.85	0.74	0.74
v' (m)	0.95	0.96	1.31	1.31
M (KN.m)	2 865.56	2 865.56	4 307.7	7 371.89
e_0 (m) = v'- d'	0.75	0.75	1.10	1.10
P (MN)	3.21	6.42	6.07	5.35
σ_{sup} (MPa)	**5.80**	**3.04**	**1.99**	**6.99**
σ_{inf} (MPa)	**2.89**	**15.46**	**11.67**	**1.06**

➔ Les contraintes sont préalablement bien vérifiées pour les 4 phases.

VI.3.4. Position des câbles :

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

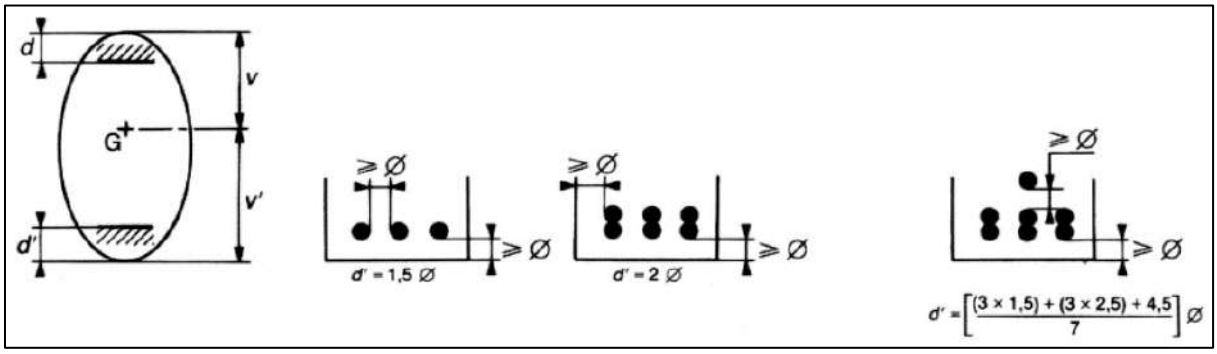


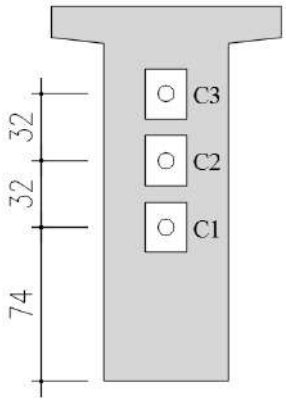
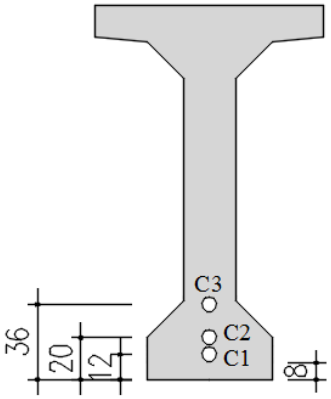
Figure VI.6 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions **A × B = 240 × 20 mm²,** dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

f_{c28} **= 35 MPa** ➔ a = 369.50 mm
X ≥ 0.85 × a ➔ X ≥ 314.07 mm ➔ **X = 320 mm.**

Les câbles sont de préférence ancrés à l'about à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le CDG de la section d'about.

Tableau VI.3 : Position des câbles.

Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	**0.74**		**0.12**	
C2	**1.06**		**0.20**	
C3	**1.38**		**0.36**	

VI.3.5. Tracé des câbles :

Le tracé des câbles est essentiellement parabolique puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Il comporte des déviations que dans le plan vertical.

❖ **Angle de relevage α** : un alignement droit d'un mètre d'environ précède l'ancrage.

Cet alignement est incliné d'un angle α qui est donné par la formule suivante :

$$\textbf{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \textbf{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$;

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{Gaine}$
n : nombre de gaines.
B_{Gaine} : surface de la gaine.
b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{lit} \times 0.5\Phi$.
b_0 : largeur brute.
n_{lit} : nombre de lits.
Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

b_0 = 0.6 m; Φ = 0.08 m ; n_{lit} = 1 ; ➔ b_n = 0.56 m
n = 3 ; B = 1.54 m² ➔ B_n = 1.53 m²
P = 5.35 MN ➔ σ_x = 3.51 MPa
f_{t28} = 21 MPa ➔ $\bar{\tau}$ = 2.59 MPa
h = 2.05 m ➔ $\bar{V}$ = 2.38 MPa
V_M = 0.87 MN
V_m = 0.56 MN
➔ **-16.37 ° ≤ α ≤ 33.28 °**

❖ **Rayon de courbure :** On admet qu'il est égale à : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$

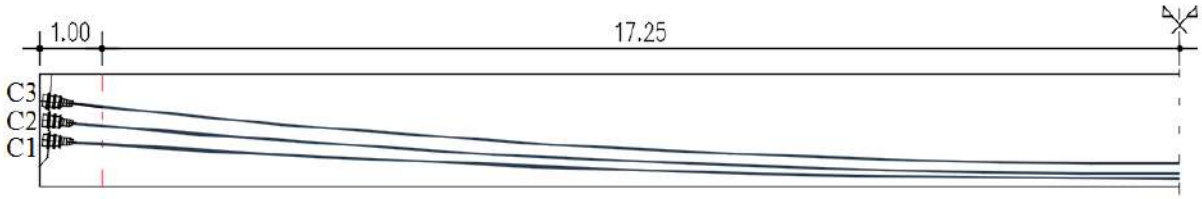
f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.
l : est la longueur de la parabole **(L = 34.5 m)**.

❖ **L'angle de déviation β :** sur une longueur l peut être calculé par : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$

❖ **Résultats :**

Tableau VI.4 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

Câble	α (°)	Y_i (m)			f (m)	R (m)	β (rad)
		X = 0 m	X = 1 m	X = L / 2 m			
C1	3.78	0.74	0.68	0.12	0.56	266.82	0.064
C2	5.25	1.06	0.97	0.2	0.77	193.25	0.089
C3	6.22	1.38	1.27	0.36	0.91	164.17	0.106



VI.3.6. Evaluation des pertes de la précontrainte

Cette évaluation est plus simple que celle des câbles de fléau ; on a qu'une seule pente, que des déviations en élévation, et que 3 câbles.

❖ **Pertes de tension par frottement :**

φ = 0.002 m^{-1}
f = 0.18
σ_{p0} = 1 416 MPa

Tableau VI.5 : Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x = l/2 (m)	β (rad)	f β + φ x	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	18.25	0.064	0.048	66.44	**71.79**	**5.07**
C2	18.25	0.089	0.053	72.46		
C3	18.25	0.106	0.056	76.46		

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

E_P = 190 000 MPa.
g = 0.006 m.
σ_{p0} = 1 416 MPa

Tableau VI.6 : Valeurs des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_g(l/2)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(0)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(0)$ (%)
C1	18.25	0.0026	17.48	**0**	130.40	9.21
C2	18.25	0.0029	16.72	**0**	136.33	9.63
C3	18.25	0.0030	16.27	**0**	140.15	9.90

❖ **Pertes de tensions dues au non simultanéité de la mise en tension :**

Application Numérique :

$\Delta_{\sigma\varphi\ moy}$ = 5.07 % ; $\Delta\sigma_g(l/2)$ = 0 ; P_0 = 2.38 MN
M_p (poutre) = 2.86 MN.m ; e = 0.73 m ; B = 0.72 m^2 ; I = 0.28 m^4
n = 3 ➔ P = 6.77 MN
➔ σ_{bi} = 14.68 MPa
➔ **$\Delta\sigma_e$ = 38.76 MPa = 2.74 %**.

❖ **Pertes par retrait :**

$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$; E_P = 190 000 MPa ➔ **$\Delta\sigma_r$ = 38 MPa = 2.68 %**.

❖ **Pertes par fluage :**

Application Numérique :

$\Delta\sigma_i$ = 7.81 % ; P_0 = 2.38 MN ; E_p = 190 000 MPa ; E_{bi} = 35 981.73 MPa
M_m = 4.90 MN.m ; n = 3 câbles ➔ P = 6.58 MN
v' = 1.32 ; e = 1.10 m ; B = 1.09 m^2 ; I = 0.49 m^4
➔ σ_{bi} = 11.25 MPa
➔ **$\Delta\sigma_{fl}$ = 148.53 MPa = 10.49 %**.

❖ **Pertes par relaxation :**

Application Numérique :

$\Delta\sigma_i$ = 7.81 % ; σ_{p0} = 1 416 MPa ➔ σ_i = 1305.45 MPa
f_{prg} = 1 770 MPa ➔ μ = 0.74
$\rho_{1\ 000}$ = 2.5 % ; μ_0 = 0.43 ➔ **$\Delta\sigma_\rho$ = 60.22 MPa = 4.25 %**.

❖ **Pertes totales :**

Pertes instantanées totales : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 110.55$ MPa = 7.81 %

Pertes différées totales : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho = 236.71$ MPa = 16.72 %

Pertes totales : $\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 347.26$ MPa = 24.52 %

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma = 24.52$ %.

VI.3.7. Vérification des contraintes normales

VI.3.7.1. Sections de vérification :

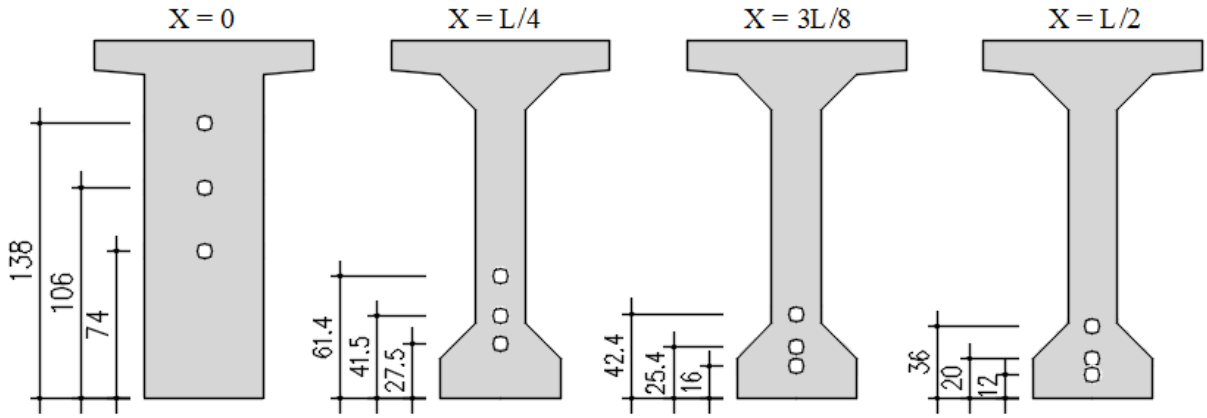


Figure VI.7 : Sections de vérifications.

Tableau VI.7 : Caractéristiques nettes des sections de vérification.

Section	x = 0		x = L/4		x = 3L/8		x = L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05
B_n (m^2)	1.15	1.53	0.71	1.09	0.71	1.09	0.71	1.09
v_n (m)	0.84	0.85	0.80	0.73	0.80	0.73	0.80	0.73
v'_n (m)	0.96	1.20	1.00	1.32	1.00	1.32	1.00	1.32
I_{nG} (m^4)	0.34	0.61	0.28	0.49	0.28	0.49	0.27	0.49
ρ (%)	36.90	39.26	48.97	47.06	48.5	46.7	48.3	46.56
d_{moy} (m)	1.06		0.43		0.28		0.23	

VI.3.7.2. Effort de précontrainte :

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1.02\ P_0 - 0.8\ \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98\ P_0 - 1.2\ \Delta P$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

Phase	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt1} (MPa)	σ_{bt2} (MPa)	ΔP (%)		P (%)	P_1 (MN)	P_2 (MN)
Phase 1	13.91	-2.99	-1.39	0.5 $\Delta\sigma_i$	3.90	50	3.528	3.330
Phase 2	21	-4.05	-1.89	$\Delta\sigma_i$	7.81	100	6.834	6.325
Phase 3	21	-4.05	-1.89	$\Delta\sigma_i$ + 0.5 $\Delta\sigma_d$	16.17	100	6.356	5.609
Phase 4	21	-4.05	-2.7	$\boldsymbol{\Delta\sigma_{TOT}}$	**24.52**	**100**	**5.879**	**4.894**

VI.3.7.3. Justification des contraintes normales :

Les conditions à vérifier sont : $\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I} y$

$\mathbf{P_i}$: la valeur caractéristique de la précontrainte.

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

$\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontrainte moyen.

M : moment extérieur ;

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase.

Phase	Section	e_0 (m)	M_{ELS} (KN.m)	σ_{Max} (MPa)		σ_{Min} (MPa)	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
Phase 1	X = 0	-0.104	0.00	3.99	2.05	3.76	1.93
	X = L/4	0.561	2 113.53	5.36	4.50	5.40	3.82
	X = 3L/8	0.720	2 677.59	5.37	7.05	5.51	6.25
	X = L/2	0.774	2 865.56	5.37	4.48	5.54	3.64
Phase 2	X = 0	-0.104	0.00	7.72	3.97	7.15	3.68
	X = L/4	0.561	2 113.53	4.66	15.81	4.77	14.07
	X = 3L/8	0.720	2 677.59	3.11	17.80	3.45	15.75
	X = L/2	0.774	2 865.56	2.57	**18.49**	3.00	16.33
Phase 3	X = 0	0.138	0.00	2.94	5.88	2.60	5.19
	X = L/4	0.886	3 170.73	2.20	12.42	4.98	9.96
	X = 3L/8	1.044	4 022.21	1.95	12.90	5.47	10.11
	X = L/2	1.097	4 307.70	1.86	13.07	2.40	10.16
Phase 4	X = 0	0.138	0,00	2.72	5.44	5.06	4.52
	X = L/4	0.886	5 500.84	5.82	4.62	8.68	1.38
	X = 3L/8	1.044	6 909.01	6.54	3.31	9.30	-0.37
	X = L/2	1.097	7 371.89	6.77	2.89	7.47	**-0.94**

VI.3.8. Vérification des contraintes tangentielles

VI.3.8.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

❖ **Application Numérique :**

P_0 = 2.38 MN; ΔP = 24.52 % ; n = 3 câbles ➔ **P = 5.39 MN**

α_{moy} = 5.08° = 0.089 rad

➔ **V_P = P.sinα = 0.48 MN ; P.cosα = 5.36 MN**

V_{ELS} = 0.87 MN ➔ **$V_{red} = V_{ELS} - V_P$ = 0.39 MN**

B_n (poutre + dalle) = 1.53 m² ➔ **σ_x = 3.51 MPa**

f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ➔ $\overline{\tau_1} = 2.59\,MPa$, $\overline{\tau_2} = 4.09\,MPa$

I_n = 0.61 m^4; S_n = 0.43 m^3; $b_n = b_0 - 0.5\Phi_g$ = 0.56 m ➔ **τ = 0.49 MPa**

On constate que : $\tau_{max} < \overline{\tau}$

➔ Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about ✓

VI.3.8.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

❖ **Vérification des bielles comprimées :**

V_{ELU} = 1.17 MN ; **V_P = 0.48 MN**

➔ **$V_{U,red} = V_{ELU} - V_P$ = 0.70 MN**

I_n = 0.61 m^4 ; S_n = 0.43 m^3 ; b_n = 0.56 m ➔ **τ_u = 0.87 MPa**

σ_x = 3.51 MPa, **σ_y**= 0 MPa ➔ **β_u = 13.15 °**

On prend **: β_u = 30°**

$\tau_u = 0.935 \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83\,MPa$ 35 ✓

➔ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées ✓

❖ **Vérification de la résistance des armatures transversales :**

τ_u = 0.87 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa; f_e = 500 MPa ; γ_s = 1.15 ; b_n = 0.56 m ; β_u = 30°

➔ $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **- 0.23 cm^2 /m**

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n \gamma_s}{f_e}$ ➔ On prend : $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **7.73 cm^2 /m**

St : L'espacement des armatures tel que : St ≤ Min (1 m; 0.8h; 3b_0) ➔ St ≤ 75 cm.

b_0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

➔ On retient un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi- travée.

VI.4. ARMATURES PASSIVES DES POUTRES

VI.4.1. Armatures passives des zones tendues

De la même façon que la partie voussoir, on trouve :

$B_t = 0.127\ m^2$

$\sigma_{Bt} = 0.945\ MPa$

$N_{Bt} = 0.062\ MN$

$$A_s = \frac{0.1275}{1000} + \left(\frac{0.062}{500} \times \frac{2.7}{0.945}\right)$$

$A_s = 4.84\ cm^2$

➔ On prend : **4 HA 14 = 6.16 cm².**

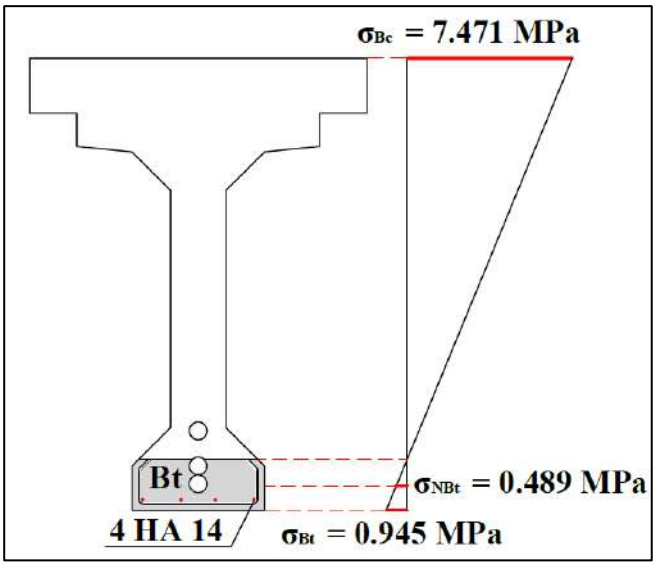


Figure VI.8 : Diagramme des contraintes et ferraillage à mi- travée.

VI.4.2. Armatures de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d´au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

Le ferraillage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure ci-dessous :

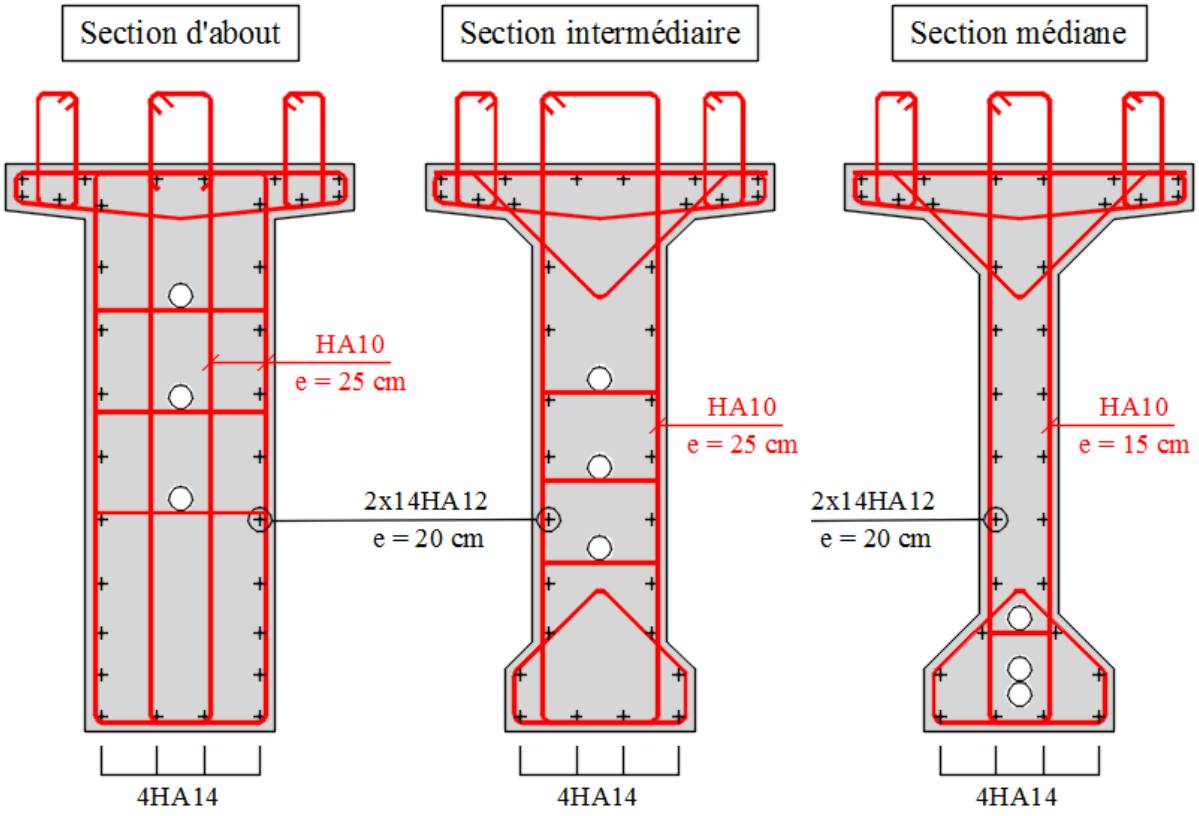


Figure VI.9 : Ferraillage de la poutre.

VI.5. Vérification de la flèche

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de **L/500**, où **L** est la portée de la travée considérée. Donc : $\delta_{adm} = 35.5/500 = 7.1$ **cm.**

On vérifie d'abord la contre-flèche de la poutre seule (avant coulage de la dalle) :

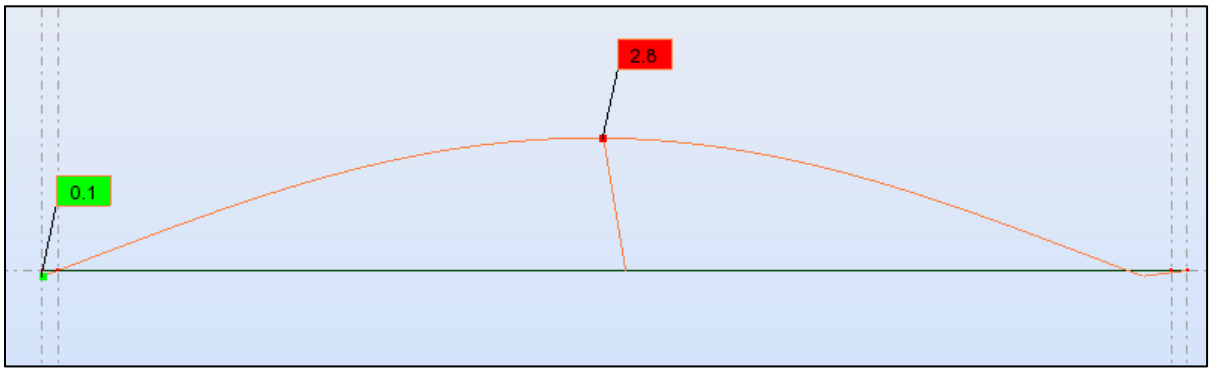


Figure VI.10 : La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle (G_{poutre} + P).

Ensuite on vérifie la flèche du tablier lorsqu'il est en service :

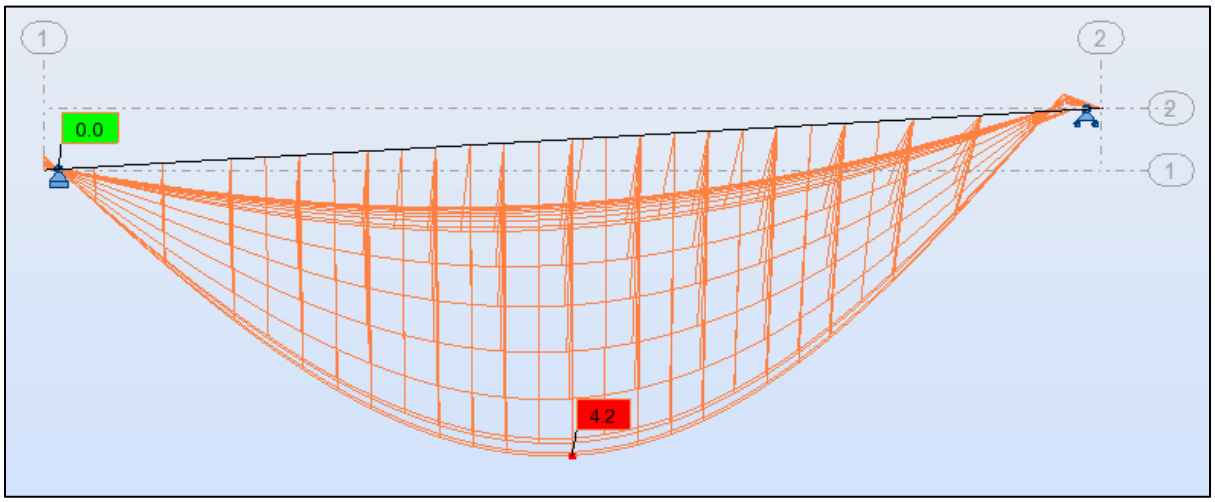


Figure VI.11 : La flèche maximale du tablier en service (G + D240 + P).

4.2 < 7.1 cm ➔ La condition de déplacement élastique est vérifiée ✓

VI.6. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.6.1. Principe de ferraillage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis. Dans ce cas, les charges sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants, sur la base desquels le ferraillage des entretoises sera dimensionné.

Ces efforts qui dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent lui mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Donc il est intéressant d'optimiser ce positionnement afin d'avoir le minimum d'efforts, et par conséquent le minimum de

ferraillage. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (bossage fretté), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage.

Pour cela, et puisque le nombre des poutres est impair, on opte pour le positionnement montré dans la figure ci-dessous :

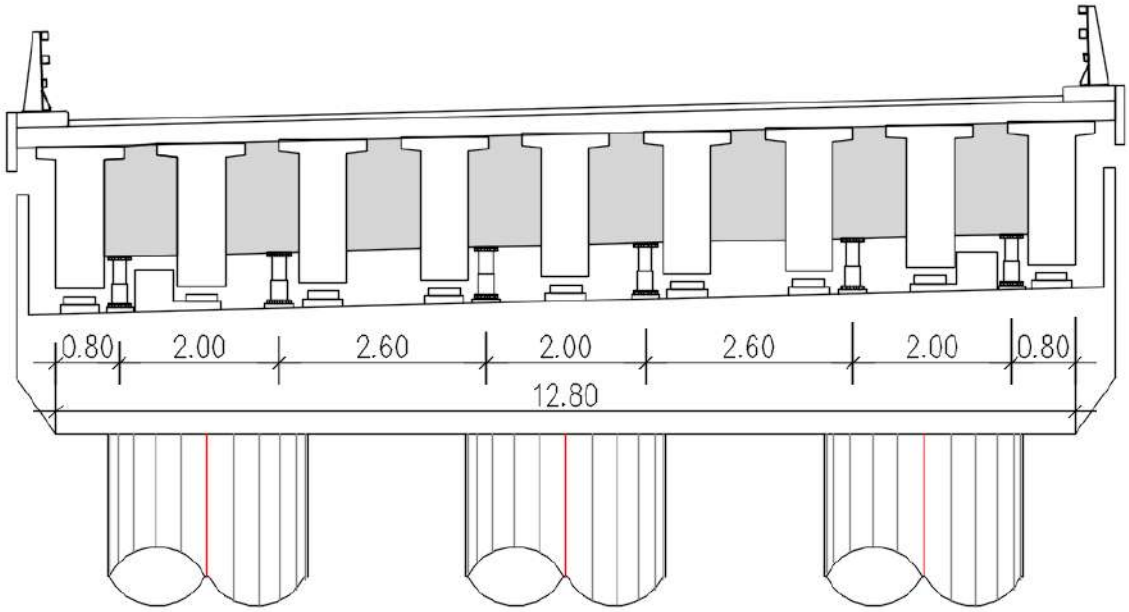


Figure VI.12 : Position des vérins.

VI.6.2. Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 12.8 m de longueur, reposant sur six appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

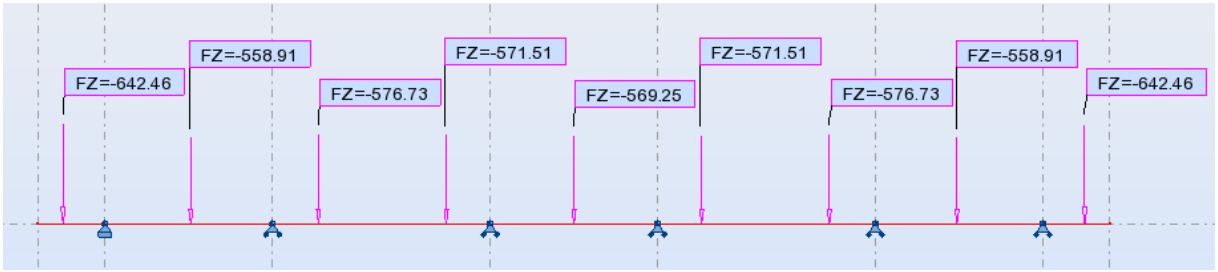


Figure VI.13 : Modèle de calcul.

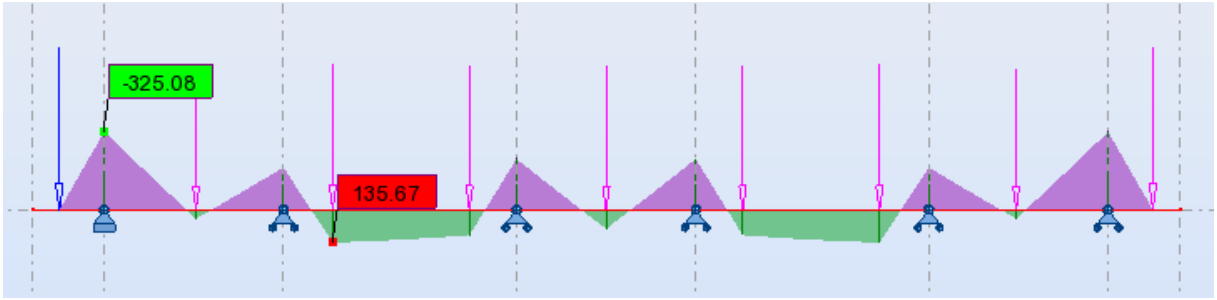


Figure VI.14 : Diagramme des moments sous G à l'ELS.

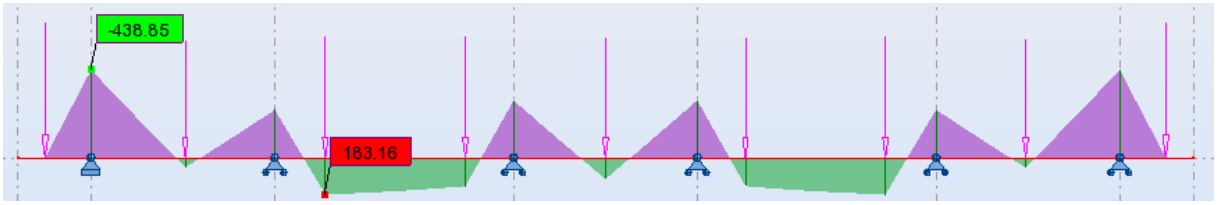


Figure VI.15 : Diagramme des moments sous G à l'ELU.

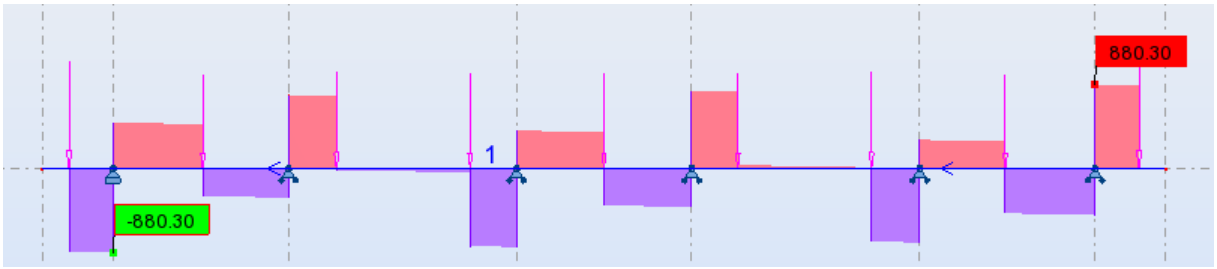


Figure VI.16 : Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU.

VI.6.3. Ferraillage de l'entretoise :

Le ferraillage est constitué d'armatures de flexion longitudinale et d'armatures d'effort tranchant verticales. Des armatures de peau sont également réparties sur la hauteur des voiles. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous (Voir **Annexe D**) et représentés dans la figure ci-contre :

Tableau VI.10 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise.

Armatures	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	10.42	3 HA16 + 3 HA14	15
Longitudinales inférieures	5.08	3 HA16	15
Armatures transversales	2.26	2 HA12	13
Armatures de peau	≥ 3 cm²/ml	HA12	15

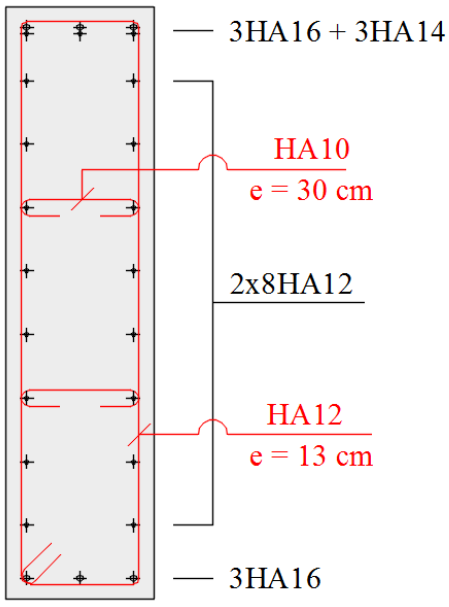


Figure VI.17 : Ferraillage de l'entretoise.

VI.7. ETUDE DE L'HOURDIS

VI.7.1. Principe de ferraillage :

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte des poutres qui reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle qui reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VI.7.2. Évaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant un élément Barre, dont la largeur est prise égale à 1 m. Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre IV (poids propre, poids des équipements, charges de trafic), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

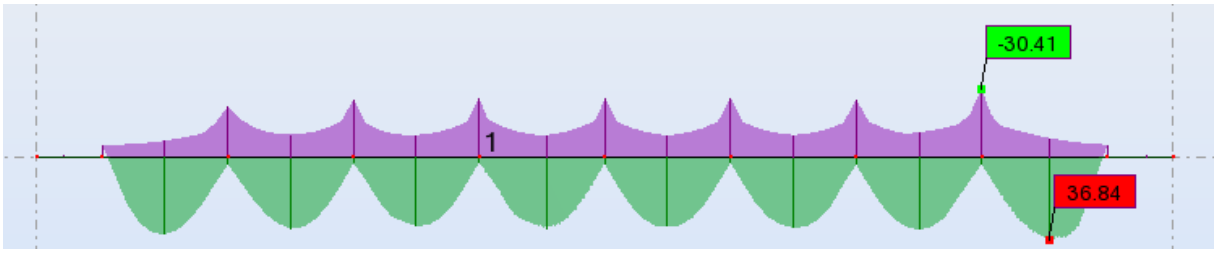


Figure VI.18 : Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt2 à l'ELS.

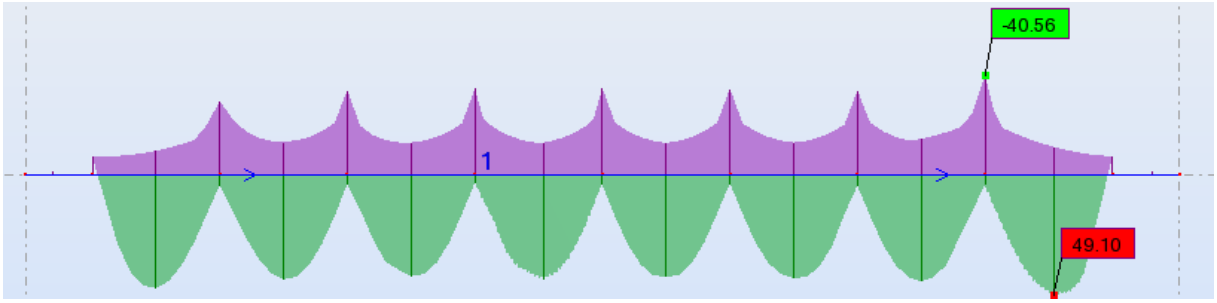


Figure VI.19 : Diagramme des moments sous 1.35G + 1.6 Bt2 à l'ELU.

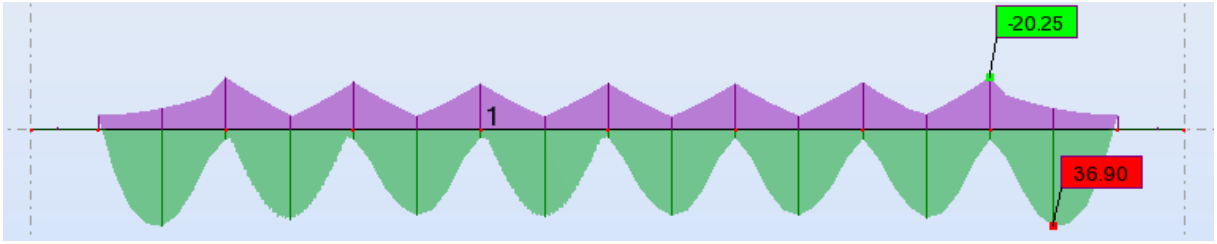


Figure VI.20 : Diagramme des moments sous G + 1.2 Br à l'ELS.

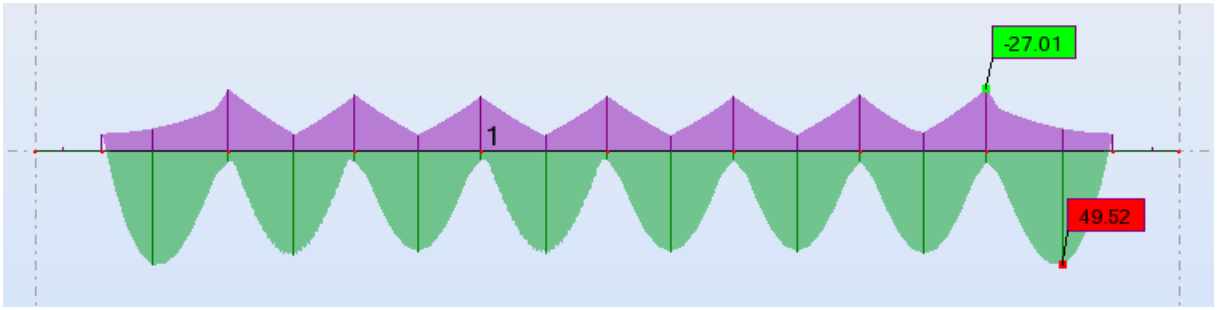


Figure VI.21 : Diagramme des moments sous 1.35G + 1.6 Br à l'ELU.

VI.7.3. Ferraillage de la dalle

Les résultats de calcul de ferraillage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'**Annexe D**. Le ferraillage longitudinal est le **tiers** de celui de ferraillage transversal, en respectant un ferraillage minimal de 2.43 cm² / ml :

Tableau VI.11 : Résultats de calcul de ferraillage de la dalle.

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	6.68	HA14	20	2.43	HA12	20
Inférieure	8.18	HA16	20	2.73	HA12	20

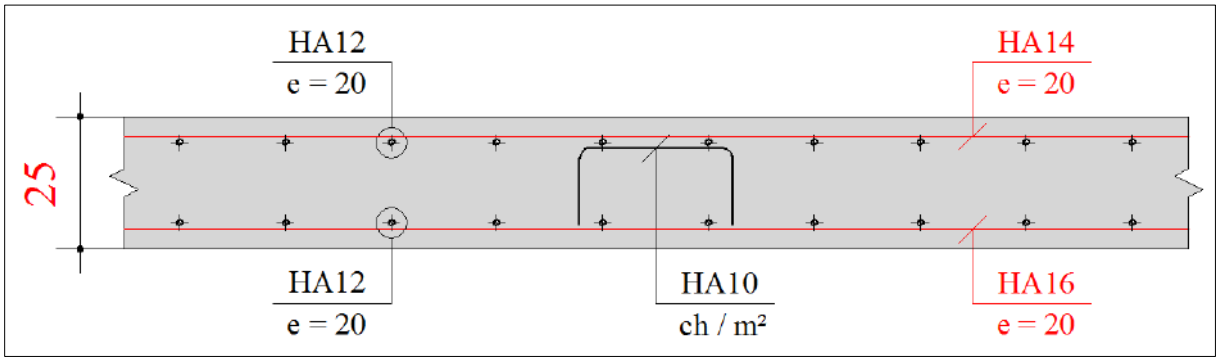


Figure VI.22 : Ferraillage de la dalle (coupe transversale).

VI.8. CONCLUSION

Le dimensionnement des câbles, en type, en nombre et en tracé, doit équilibrer les efforts insupportables par le béton armé seul pour toutes les phases, en construction et en service, à vide et en charge. Dans ce chapitre, on a constaté la simplicité de dimensionnement et même de réalisation d'un tablier à poutres qu'un tablier à voussoirs.

D'autre part, le coffrage et le ferraillage d'un tablier à poutres paraient plus compliqués, mais le mode de réalisation basé sur la préfabrication et la standardisation des poutres, nous permet de les bien maitriser.

CHAPITRE VII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT



VII.1. INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

VII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

On utilise les appareils d'appui du **type B**, ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $\mathbf{e = t_i / 2}$.

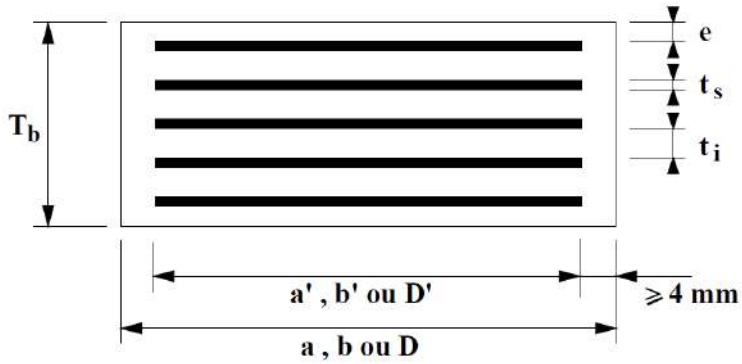


Figure VII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale (a ≤ b).
$\mathbf{t_i}$: épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
$\mathbf{t_s}$: épaisseur d'une frette élémentaire.
$\mathbf{T_b}$: épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2\ e$.
$\mathbf{T_e}$: épaisseur nominale totale d'élastomère; $T_e = n\ t_i + 2\ e$.
$\mathbf{T_q}$: épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement; $T_q = n\ t_i + 2\ e$.
n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
e : enrobage.

VII.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions ainsi que les efforts verticaux appliqués seront calculés à l'ELU :

Tableau VII.1 : Evaluation des réactions R (KN) sur chaque appui de la partie voussoir.

Combinaison	Pile 08	Pile 09	Pile 10	Pile 11	Pile 12	Pile 13	Culée 02
G	6 112.5	**29 154.8**	34 502.7	32 458.3	33 298.6	31 431.2	**4 575.0**
1,35 G + 1,6 A(l)	**11 134.5**	46 100.7	**53 698.9**	50 970.6	51 934.1	49 344.6	9 054.0
1,35 G + 1,6 Bc	9 984.6	42 305.9	49 455.2	46 689.5	47 827.0	45 452.5	8 494.6
1,35 G + 1,6 Bt	9 184.9	**40 670.8**	47 855.5	45 092.9	46 229.5	43 777.1	**7 450.1**
1,35 (G + Mc120)	9 320.8	40 946.6	48 124.3	45 361.2	46 498.1	44 059.8	7 641.4
1,35 (G + D240)	10 085.6	42 676.7	49 816.0	47 049.4	48 187.6	45 832.3	8 766.1

Tableau VII.2 : Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.

Combinaison	Réaction minimale	Réaction maximale
G	**559.53**	659.91
1,35 G + 1,6 A(l)	707.10 (2 voies chargées)	1 171.21 (2 voies chargées)
1,35 G + 1,6 Bc	691.49 (3 voies chargées)	1 375.35 (une voie chargée)
1,35 G + 1,6 Bt	736.23 (2 voies chargées)	1 279.23 (2 voies chargées)
1,35 (G + Mc120)	720.17	1 253.14
1,35 (G + D240)	**651.99**	**1 493.68**

NB : *on utilise pour la partie voussoir ; 2 appareils d'appui au niveau des appuis de rive (P08 et C02), et 4 appareils d'appuis au niveau des appuis intermédiaires (P09 à P13). On suppose une distribution égale de la réaction aux appareils d'appui concernés.*

Tableau VII.3 : Evaluation des efforts verticaux sur chaque appareil d'appui.

Effort normal	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
$F_{Z,\,Gmin}$ (KN)	**559.53**	**2 287.5**	**7 288.7**
F_Z (KN)	**1 493.68**	**5 567.3**	**13 424.7**
$F_{Z,\,min}$ (KN)	**651.99**	**3 725.05**	**10 167.7**

VII.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui

VII.2.3.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui

La contrainte de compression maximale F_Z sur la surface A' ne doit pas dépasser 20 à 25 MPa (condition de non écrasement), en conservant une pression minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale $F_{Z,\,Gmin}$ (condition de non-cheminement).

$$\frac{F_Z}{A'} \leq 20\,MPa \quad \text{et} \quad \frac{F_{Z,\,Gmin}}{A'} \geq 3\,MPa$$

Pour des tabliers ayant des déplacements importants, il est préférable d'employer des appareils d'appui de forme se rapprochant du carré (a = b). On opte pour un enrobage des chants de 5 mm, donc $A' = a' \times b' = (a')^2 = (a - 2 \times 5)^2$ mm²

Tableau VII.4 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
A'_{min} (mm²)	747	2 784	6 712
A'_{max} (mm²)	1 865	7 625	24 296
a = b (mm)	**350**	**700**	**900**
A' (mm²)	1 156	4 761	7 921
t_i (mm)	10	16	20

L'épaisseur t_i est en fonction des dimensions en plan (Guide SETRA, Annexe 3).

VII.2.3.2. Evaluation des déplacements horizontaux

Les travées de la partie poutre sont attelées par le hourdis supérieur. Ce dernier ne transmet que les efforts horizontaux. L'attelage de travées ne peut être réalisé sur de trop grandes longueurs sans risque de trop solliciter certains appuis. C'est pourquoi, on devise la partie poutre en 2 tabliers de 4 travées chacun. Donc, on aura en totalité ; **3 tabliers séparés par 4 joints de dilatation.**

On suppose une répartition égale des efforts horizontaux appliqués sur chaque appareil d'appui d'une **même ligne**.

❖ **Effet de la variation uniforme de la température :**

Le déplacement horizontal dû à la variation uniforme de température est ; $\mathbf{V_{xT} = \mathcal{E}_T \times |X_i|}$

$\mathbf{\mathcal{E}_T}$: coefficient de la température ; $\mathbf{\mathcal{E}_T = \alpha \times \Delta T}$

$\mathbf{\alpha = 10^{-5}\ °C^{-1}}$: coefficient de dilatation thermique de béton armé.

$\mathbf{\Delta T = 30°C}$: variation uniforme de température, égale à la différence entre les températures extrêmes enregistrées (0°C et 40°C ; voir chapitre II), et la température initiale moyenne au moment de réalisation de l'ouvrage (entre 10°C et 25°C ; RCPR).

$\mathbf{|X_i|}$: distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ; $\mathbf{|X_i| = |x_i - X_{CR}|}$

Le centre de rigidité (le point fixe) est donné par ; $\mathbf{X_{CR} = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}}$

$\mathbf{K_i}$: rigidité longitudinale 'statique' de l'appui considéré.

❖ **Effet de déformations différées (retrait et fluage du béton) :**

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au retrait de béton est ; $\mathbf{V_{xr} = \mathcal{E}_r \times |X_i|}$

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

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au fluage de béton est en fonction des contraintes normales appliquées. Il est tenu en première approximation ; $\mathbf{V_{xf} = \mathcal{E}_f \times |X_i|}$

$\mathbf{\mathcal{E}_f = 2.5 \times 10^{-4}}$: coefficient de fluage à t = 0 au moment d'application de la contrainte σ_b.

❖ **Effet de freinage :**

Le déplacement horizontal maximal dû au freinage est donné par ; $\mathbf{V_{xfr}} = \dfrac{\mathbf{F_{fr,i}} \times \mathbf{T_q}}{\mathbf{2G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}$

$\mathbf{F_{fr,i}}$: force de freinage maximale pour un seul appareil d'appui ; $F_{fr,i} = F_{fr,j} / n_{AA/appui}$

$\mathbf{F_{fr,j}}$: force de freinage maximale pour un seul appui ; $F_{fr,j} = F_{fr} \times Ki/\sum Ki$

$\mathbf{F_{fr}}$: force de freinage maximale appliquée à un seul tablier ; $F_{fr} = \max (F_{A(L)} ; F_{Bc})$.

$\mathbf{K_i}$: dans ce cas, est la rigidité longitudinale 'dynamique' de l'appui considéré.

G : module de cisaillement d'élastomère ; G = 0.9 MPa pour les déformations lentes, et 2G = 1.8 MPa pour les efforts dynamiques (freinage, vent, force centrifuge) et G = 1.2 MPa pour les calculs sismiques.

NB : *au stade de dimensionnement, on suppose une répartition égale de l'effort de freinage entre tous les appareils d'appui d'un même tablier. Donc $F_{fri} = F_{fr} / n_{AA}$*

On suppose aussi que le centre de rigidité (le point fixe) se trouve au milieu de chaque tablier. Donc $|X_i| = L / 2$, où L : est la distance entre les appareils d'appui extrêmes.

Ensuite, au stade de vérification, on fait le calcul exact en prenant en compte les souplesses des appuis et des appareils d'appui retenus.

Tableau VII.5 : Evaluation des déplacements horizontaux maximales (phase de dimensionnement).

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
L (m)	145.4	509.6	392
V_{xT} (mm)	21.8	76.4	58.8
V_{xr} (mm)	14.5	51.0	39.2
V_{xf} (mm)	18.2	63.7	49.0
F_{fr} (KN)	300 (F_{Bc})	389.71 ($F_{A(l)}$)	389.71 ($F_{A(l)}$)
n_{AA}	72	24	24
V_{xfr} (mm)	0.0189 T_q	0.0184 T_q	0.0111 T_q

VII.2.3.3. Hauteur nette d'élastomère

La hauteur nette d'élastomère $\mathbf{T_q}$ est conditionnée par : $\varepsilon_q = \dfrac{\mathbf{V_x}}{\mathbf{T_q}} \leq 1$

$\mathbf{V_x}$: est le déplacement horizontal maximal.

$$\mathbf{V_x = 1.5\ (0.6V_{xT}) + V_{xr} + V_{xf} + 1.5\ (1.07V_{xfr}) = 0.9\ V_{xT} + V_{xr} + V_{xf} + 1.6\ V_{xfr}}$$

Tableau VII.6 : Dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
V_x (mm)	52.3 + 0.0303 T_q	183.5 + 0.0295 T_q	141.1 + 0.079 T_q
T_q (mm) ≥	54.0	189.0	143.7
T_e (mm)	**60**	**192**	**160**

VII.2.3.4. Dimensionnement des frettes

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime :

$$t_s \geq \gamma_m \frac{2.6\, F_Z t_i}{A_r f_y}$$

γ_m : coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.
f_y : limite élastique de l'acier qui compose les frettes, soit 235 MPa pour l'acier S235.
A_r : surface réduite ou surface en plan effective, vaut ; $A_r = A' (1 - V_x/a' - V_x/a')$

NB : *en première approche, on pourra souvent négliger l'effet de V_y et utiliser la valeur maximale de V_x. Ce dernier est calculé à partir de l'épaisseur nominale totale T_e déjà obtenu.*

F_Z et V_x doivent être concomitants et ayant le plus fort rapport F_Z / A_r, pour notre cas c'est la combinaison D240 pour la partie poutre (pas d'effort de freinage), et la combinaison A(l) pour la partie poutre.

Tableau VII.7 : Dimensionnement des frettes.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable	D240 (F_{fr}=0)	A(l)	A(l)
F_Z (KN)	1 493.68	5 567.3	13 424.7
V_x (mm)	52.3 (V_{xfr} = 0)	189.0	143.7
A_r (cm²)	978.03	3 456.61	6 642.17
t_s (mm) ≥	1.69	2.85	4.47
t_s (mm)	**3**	**3**	**5**

VII.2.3.5. Dimensions retenus (récapitulatif)

Tableau VII.8 : Dimensions des appareils d'appui retenus.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
a × b (mm²)	(350 × 350)	(600 × 600)	(900 × 900)
Enrobage des chants (mm)	5	5	5
A' (mm²)	1 156	4 761	7 921
t_i (mm)	10	16	20
e = t_i / 2 (mm)	5	8	10
n	5	11	7
T_e (mm)	60	192	160
t_s (mm)	3	3	5
n+1	6	12	8
T_b (mm)	78	228	200

VII.2.4. Calcul exacte des déplacements horizontaux

Une fois les appareils d'appui sont dimensionnés, on doit prendre en considération leurs souplesses, aussi celles des piles, pour calculer la position exacte des centres de rigidité de chaque tablier, et la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

VII.2.4.1. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad K_{Pile} = nf \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{d'où} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{AA}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.8 MPa en cas dynamique).
a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.
nf : le nombre de fûts de la pile, égal à **3** pour les piles P01 à P07.
E : le module de déformation instantanée du béton (f_{c28} = 27 MPa ➔ E = 33 000 MPa).
I : inertie longitudinale d'un fût.
h : hauteur du fût de pile.

Tableau VII.9 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Elément	Piles			Appareils d'appui			Appuis	
Appuis	h (m)	I (m^4)	K_{Pile} (MN/m)	n	$K_{AA,s}$ (MN/m)	$K_{AA,d}$ (MN/m)	$K_{App,s}$ (MN/m)	$K_{App,d}$ (MN/m)
C01	/	infini	infini	9	16.538	33.075	16.538	33.075
P01	6.75	1.9175	1 851.719	18	33.075	66.150	32.495	63.868
P02	11.11	1.9175	415.283	18	33.075	66.150	30.635	57.061
P03	11.39	1.9175	385.403	18	33.075	66.150	30.461	56.459
P04	6.95	1.9175	1 696.414	9	16.538	33.075	16.378	32.442
P04	6.95	1.9175	1 696.414	9	16.538	33.075	16.378	32.442
P05	5.53	1.9175	3 367.526	18	33.075	66.150	32.753	64.876
P06	6.47	1.9175	2 102.682	18	33.075	66.150	32.563	64.132
P07	7.76	1.9175	1 218.712	18	33.075	66.150	32.201	62.744
P08	10.16	117.2000	11 063.223	9	16.538	33.075	16.513	32.976
P08	10.16	117.2000	11 063.223	2	4.594	9.188	4.592	9.180
P09	11.43	47.7833	3 167.909	4	18.225	36.450	18.121	36.035
P10	15.82	47.7833	1 194.791	4	18.225	36.450	17.951	35.371
P11	22.69	47.7833	404.956	4	18.225	36.450	17.440	33.440
P12	19.29	47.7833	659.044	4	18.225	36.450	17.735	34.540
P13	5.74	47.7833	25 013.569	4	18.225	36.450	18.212	36.397
C02	/	infini	infini	2	4.594	9.188	4.594	9.188

NB : *les culées sont supposées infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment.*

VII.2.4.2. Evaluation des déplacements horizontaux

Tableau VII.10 : Evaluation exacte des déplacements horizontaux.

Appuis	xi (m)	|Xi| (m)	V_{xT} (mm)	V_{xr} (mm)	V_{xf} (mm)	V_x^* (mm)	$K_{app,d}$/ Σ Kd	$F_{fr,i}$ (KN)	V_{xfr} (mm)	V_x (mm)
C01	0.00	72.02	21.6	14.4	18.0	51.9	0.136	4.539	1.2	53.8
P01	36.05	35.97	10.8	7.2	9.0	25.9	0.263	4.382	1.2	27.8
P02	72.71	0.68	0.2	0.1	0.2	0.5	0.235	3.915	1.1	2.2
P03	109.36	37.33	11.2	7.5	9.3	26.9	0.232	3.874	1.1	28.6
P04	145.40	73.38	22.0	14.7	18.3	**52.8**	0.134	4.452	1.2	**54.8**
P04	0.00	72.58	21.8	14.5	18.1	52.3	0.126	4.205	1.1	54.1
P05	36.05	36.54	11.0	7.3	9.1	26.3	0.252	4.204	1.1	28.1
P06	72.69	0.11	0.0	0.0	0.0	0.1	0.249	4.156	1.1	1.9
P07	109.33	36.75	11.0	7.3	9.2	26.5	0.244	4.066	1.1	28.2
P08	145.17	72.59	21.8	14.5	18.1	52.3	0.128	4.274	1.2	54.1
P08	0.00	254.77	76.4	51.0	63.7	183.4	0.047	9.213	2.0	186.65
P09	58.80	195.97	58.8	39.2	49.0	141.1	0.186	18.083	2.0	144.3
P10	156.80	97.97	29.4	19.6	24.5	70.5	0.182	17.750	1.9	73.7
P11	254.80	0.03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.172	16.781	1.8	3.0
P12	352.80	98.03	29.4	19.6	24.5	70.6	0.178	17.333	1.9	73.6
P13	450.80	196.03	58.8	39.2	49.0	**141.1**	0.187	18.265	2.0	**144.4**
C02	509.60	254.83	76.4	51.0	63.7	**183.5**	0.047	9.221	2.0	**186.70**

V_x^* : correspond au déplacement sans l'effet de l'effort de freinage.

VII.2.5. Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337-3

Conformément à la NF EN 1337-3, cinq types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VII.2.5.1. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'ELU par la condition : $\frac{\mathbf{Fz}}{\mathbf{Ar}} < \frac{\mathbf{2\,G\,a'\,S_1}}{\mathbf{3\,T_e}}$

$\mathbf{S_1}$: coefficient de forme du feuillet le plus épais ; $\mathbf{S_1} = \frac{\mathbf{a'\,b'}}{\mathbf{2\,t\,(a'+b')}}$

Tableau VII.11 : Vérification de la stabilité au flambement des appareils d'appui.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable	D240	A(l)	A(l)
F_Z (KN)	1 493.7	5 567.3	13 424.7
V_x (mm)	52.8	186.7	144.4
A_r (cm²)	976.37	3 472.78	6 636.21
S_1	8.500	10.781	11.125
σ_m (MPa)	15.298	16.031	20.230
σ_{lim} (MPa)	28.900	23.247	37.130
Observation	✓	✓	✓

NB : *On appliquera cette formule avec la réaction maximale de la combinaison fondamentale ayant le plus fort rapport F_Z/A_r et avec un module égal à 0.9 MPa*

VII.2.5.2. Traction dans les frettes

Dans cette vérification, on utilise la même relation utilisée lors de dimensionnement (voir **VII.2.3.4**), en utilisant les surfaces réduites A_r dernièrement calculées.

Tableau VII.12 : Vérification de la traction dans les frettes métalliques.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable	D240	A(l)	A(l)
F_Z (KN)	1 493.7	5 567.3	13 424.7
A_r (cm²)	976.37	3 472.78	6 636.21
t_s (mm) ≥	1.69	2.84	4.48
t_s retenu (mm)	3	3	5
Observation	✓	✓	✓

VII.2.5.3. Condition de non-glissement

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement, si :

$$\mathbf{F_{xy} \leq \mu_e.F_Z} \qquad \text{et} \qquad \mathbf{F_{Z.Gmin}\ /A_r \geq 3\ MPa}$$

Avec :

$\mathbf{F_{Z,Gmin}}$: réaction minimale sous charges permanentes.
$\mathbf{F_Z}$ **et** $\mathbf{F_{xy}}$: réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables.
$\boldsymbol{\mu_e}$: coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure ;
$\mathbf{\mu_e = 0.1 + 1.5K_f / \sigma_m}$, avec : $\mathbf{\sigma_m = F_z/A_r}$ (en MPa) et $\mathbf{K_f = 0.6}$ pour le béton.

NB : *le cas le plus défavorable est à priori sous la réaction verticale minimale* $F_{Z,min}$.

Tableau VII.13 : Vérification de la condition de non glissement.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable	D240	Bt (2voies chargées)	Bt (2voies chargées)
$F_{Z,\ min}$ (KN)	651.99	3 725.03	10 167.7
V_x^* (mm)	52.8	183.5	141.1
A_r (cm²)	976.37	3 495.01	6 664.84
$\sigma_{m,min}$ (Mpa)	6.678	10.658	15.256
μ_e	0.235	0.184	0.159
$\mu_e \times F_Z$ (KN)	153.072	687.053	1 616.606
F_{xy} (KN)	91.614	409.470	628.864
$F_{Z,Gmin}/A_r$ (Mpa)	5.731	6.545	10.936
Observation	✓	✓	✓

VII.2.5.4. Limitation de distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\varepsilon_T = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7 \text{ et } \varepsilon_q < 1$$

K_L : est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général.

ε_c, ε_q et ε_α : sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

❖ **Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal ε_c :**

Sous un effort normal centré F_Z, on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximale au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui. Elle est donnée par la formule :

$$\varepsilon_c = \frac{1.5 \times F_Z}{G \times A_r \times S}$$

Tel que ; G = 0.9 MPa, S = S_1 et F_Z / A_r est maximal.

Les résultats de calcul sont montrés au **tableau VII.14**.

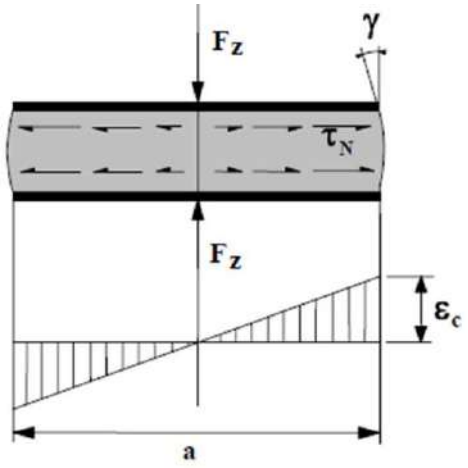


Figure VII.2 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal.

❖ **Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal ε_q :**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère. Sous un déplacement V_x ou sous un effort horizontal F_x, la distorsion est donnée par la formule :

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{F_x}{G\,a\,b}$$

Tel que ; V_x est maximal.

Les résultats de calcul sont montrés dans le **tableau VII.14**

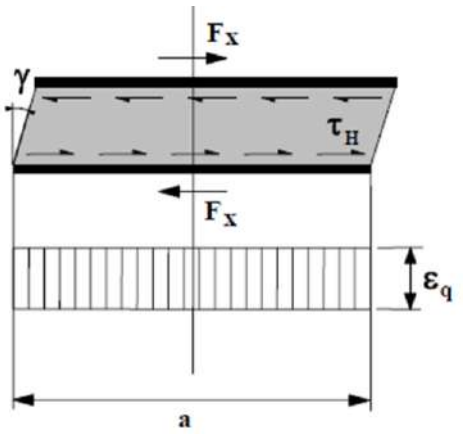


Figure VII.3 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.

❖ **Distorsion de l'appareil d'appui sous une rotation d'axe horizontal ε_α :**

La valeur de la distorsion ε_α, sous l'effet de rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a'^2\alpha_a + b'^2\alpha_b)t_i}{2\sum t_i^3}$$

La rotation α_b est négligeable. La rotation α_a est estimée à partir de diagramme de déformation longitudinale (flèche finale). Cette rotation doit inclure les défauts de pose. Le guide SETRA propose des valeurs forfaitaires de :

0.003 rad : pour les méthodes de pose conjuguées.
0.010 rad : pour les structures posées directement.

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau ci-après.

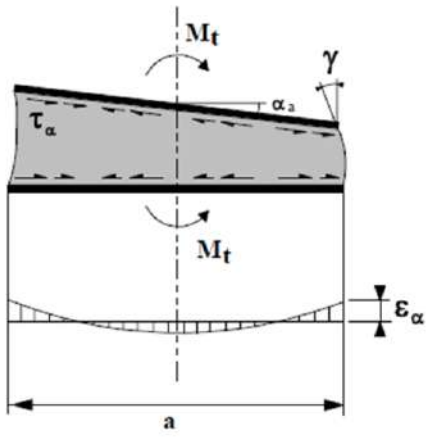


Figure VII.4 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.

Tableau VII.14 : Vérification de la déformation des appareils d'appui.

Distorsion	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable	D240	D240	D240
ε_c	3.00	2.48	3.03
ε_q	0.88	0.96	0.88
α (10^{-3} rad)	8.3	2.3	3.5
α_a (10^{-3} rad)	18.3	5.3	6.5
ε_α	2.02	0.43	0.89
ε_T	5.90	3.87	4.80
observation	✓	✓	✓

VII.2.5.5. Stabilité en rotation

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. On doit vérifier :

$$\sum V_Z \geq \frac{a'\alpha_a + b'\alpha_b}{K_r} \text{ avec : } \sum V_Z = \sum \frac{F_Z t_i}{A'}\left(\frac{1}{5\,G\,S_i^2} + \frac{1}{E_b}\right)$$

Avec :

K_r : coefficient égal à 3.
$\sum V_Z$: somme des déformations verticales.
E_b = 2 000 MPa
S_i : coefficient de forme de la couche i considérée, calculé comme suit :

$$S_i = \frac{A'}{l_p \times t_e} \text{ avec : } l_p = 2\,(a' + b') \quad \text{et} \begin{cases} t_e = t_i & \text{pour les couches internes} \\ t_e = 1.4\,t_i & \text{pour les couches externes} \end{cases}$$

NB : *le cas de charge déterminant est généralement celui qui donne la rotation maximale.*

Tableau VII.15 : Vérification de la stabilité en rotation des appareils d'appui.

Dimension		Partie poutre	Partie voussoir	
		Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable		D240	D240	D240
F_Z (KN)		1 493.68	5 042.81	12 454.99
S_i	couche interne	8.500	10.781	11.125
	couche externe	12.143	15.402	15.893
$V_{z,i}$ (mm)	couche interne	0.46	0.41	0.72
	couche externe	0.13	0.12	0.22
ΣV_Z (mm)		2.57	4.74	5.49
$V_{z,min}$ (mm)		2.08	1.21	1.94
observation		✓	✓	✓

VII.3. ETUDE SISMIQUE

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.

VII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), **ξ = 5 %**.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

Les raideurs longitudinales et transversales des appareils d'appui sont données ci-dessous :

Tableau VII.16 : Raideurs horizontales des appareils d'appuis dans le cas sismique.

Distorsion	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
$K_{appareil\ d'appui}$ (KN/m)	2 450	3 062.5	6 075

VII.3.2. Méthode de calcul

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 (analyse dynamique linéaire).

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément, parmi lesquels le critère de la courbure suivant : « La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades », qui n'est pas le cas pour notre ouvrage (56 grades). Donc on applique « la méthode du spectre de réponse ».

VII.3.3. Spectre de réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on est besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en combinant les deux parties poutre et voussoir, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

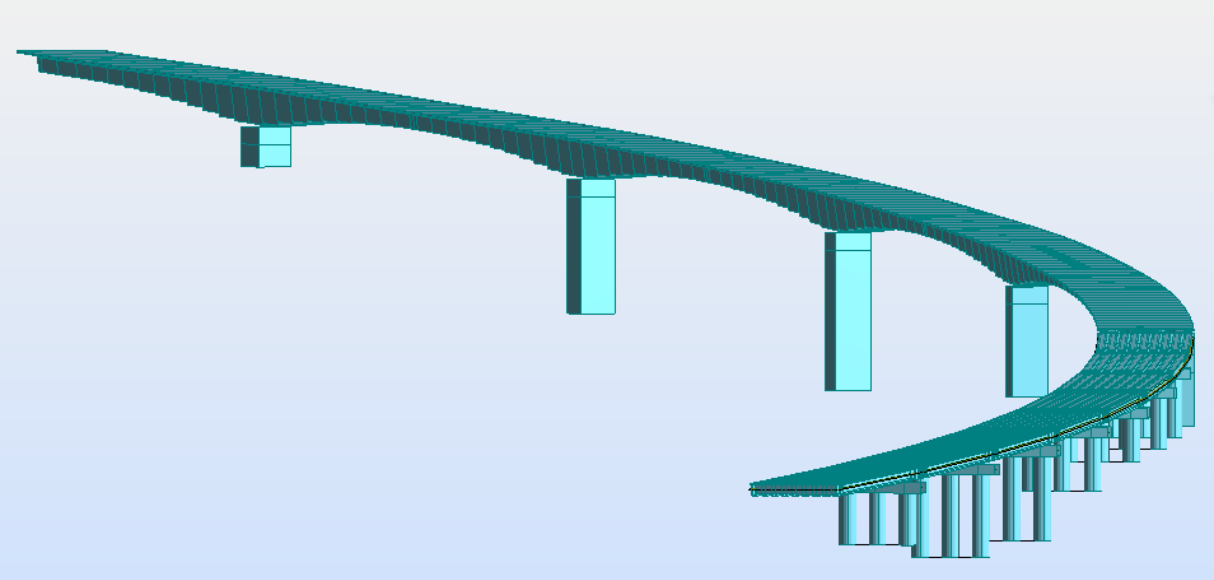


Figure VII.5 : Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique **Sae** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VII.3.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$\mathbf{Sae\ (T,\xi)} = \begin{cases} \mathbf{AgS}\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2.5\eta AgS} & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2.5\eta AgS}\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & \mathbf{T_2 \le T \le 3.0s} \\ \mathbf{2.5\eta AgS}\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & \mathbf{T \ge 3.0s} \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.2**

g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s^2**

S : coefficient du site **S = *f* (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

(T1, T2) = *f* (S2) = (0.15 ; 0.40)

η : facteur de correction de l'amortissement : $\boldsymbol{\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 1}$

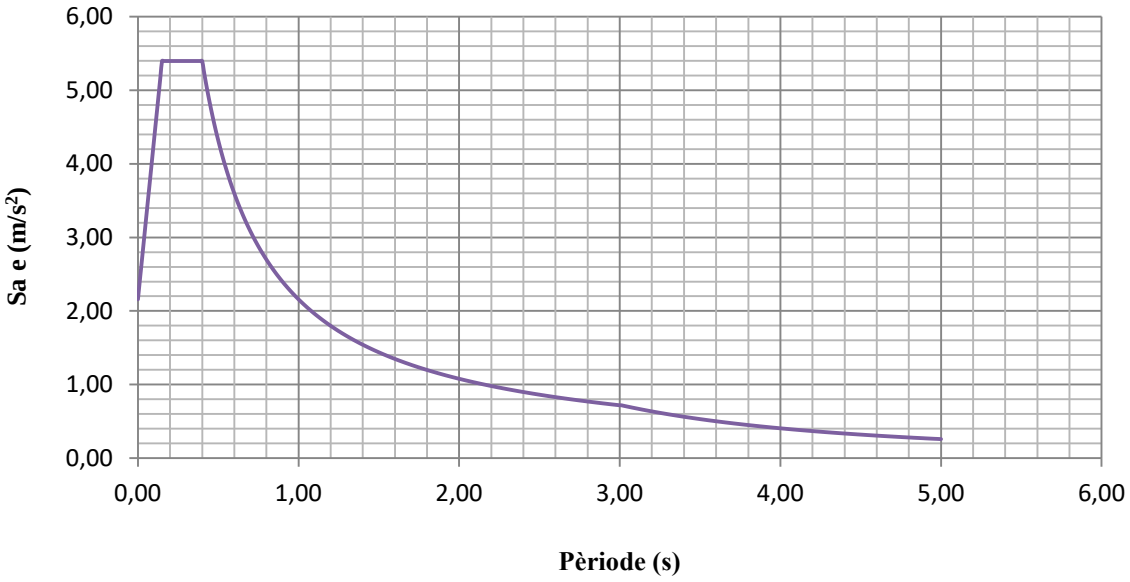


Figure VII.6 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

VII.3.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$\mathbf{Sae\ (T,\xi)} = \begin{cases} \alpha \mathbf{Ag}\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2.5}\alpha \mathbf{Ag}\,\eta & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2.5}\alpha \mathbf{Ag}\,\eta\,\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & \mathbf{T_2 \le T \le 3.0s} \\ \mathbf{2.5}\alpha \mathbf{Ag}\,\eta\,\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & \mathbf{T \ge 3.0s} \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité **α (zone II.a) = 0.7**

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

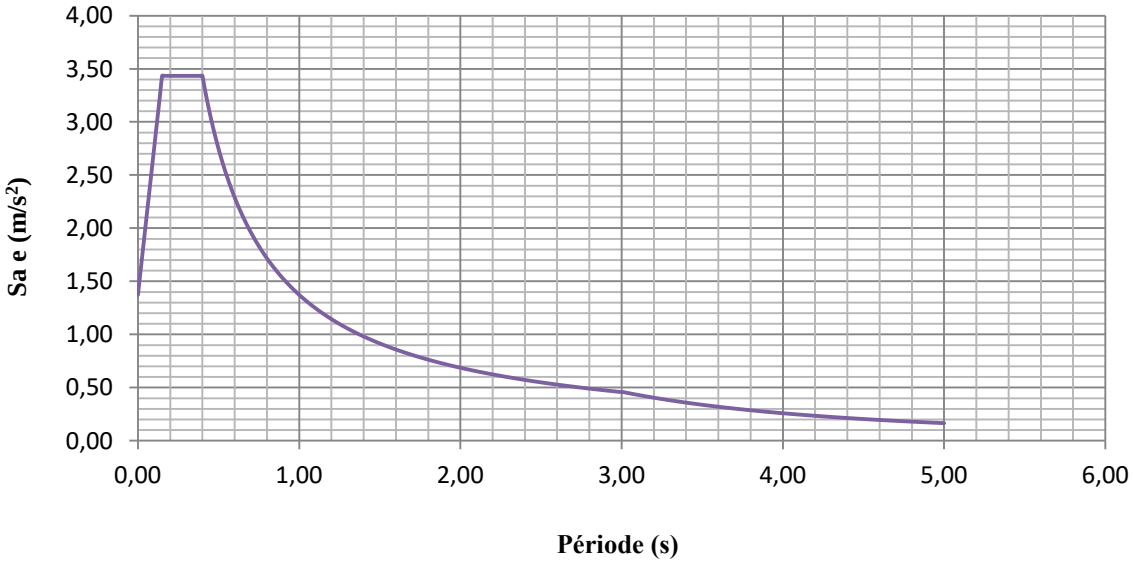


Figure VII.7 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

VII.3.4. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)_c$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont M_T (ou **70%** à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Cette condition n'a pas vraiment de sens pour le sens vertical, car cette méthode ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante (masse modale < 70%). Mais afin de ne pas négliger l'effet de séisme vertical, on examine les 40 premiers modes, pour lesquels la participation dans le sens Z atteint 47.45 %

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en **Annexe C**) :

Tableau VII.17 : Modes propres.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	2.48	0.41	0.12	0.07	0.41	0.12	0.07
2	2.31	0.02	**49.36**	0.00	0.43	49.48	0.07
3	2.30	**49.79**	0.01	0.00	50.21	49.49	0.07
4	2.01	0.01	0.01	0.03	50.22	49.50	0.10
5	1.72	0.00	0.69	0.00	50.22	50.19	0.10
6	1.19	0.00	0.00	0.00	50.22	50.19	0.10
7	1.09	0.00	0.00	0.02	50.22	50.19	0.12
8	1.06	11.34	3.91	0.00	61.57	54.10	0.12
9	1.03	8.87	6.92	0.00	**70.43**	61.02	0.12
10	1.03	5.30	5.42	0.00	75.73	66.44	0.12
11	1.02	1.50	10.48	0.00	77.23	**76.92**	0.12
…	…	…	…	…	…	…	…
40	0.27	0.00	0.00	3.68	**77.24**	**76.93**	**47.45**

NB : *puisque la participation massique n'a pas dépassé 90%, alors les valeurs finales des effets de l'action sismique seront multipliées par M_T / $\Sigma(M_i)_c$, c'est-à-dire les diviser par 77.24%, 76.93% et 47.45% pour chacune des directions respectives X, Y et Z.*

VII.3.5. Combinaison des réponses modale

Dans une direction donnée, les sollicitations E_i, issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$\mathbf{E} = \sqrt{\sum_{\mathbf{i}} \sum_{\mathbf{j}} \mathbf{E_i r_{ij} E_j}}$$

$\mathbf{r_{ij}}$: facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

VII.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismiques

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$\mathbf{E_1 = \pm E_x \pm 0.3\, E_y \pm 0.3\, E_z}$$
$$\mathbf{E_2 = \pm E_y \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_z}$$
$$\mathbf{E_3 = \pm E_z \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_y}$$

E_x, E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VII.3.7. Directions principales de sollicitations et repère géométrique

Après la combinaison des sollicitations issues de chaque mode de vibration pour une seule direction du séisme, et après les combiner avec l'effet des deux autres séismes orthogonaux, il faut enfin projeter les valeurs finales sur les axes des repères locaux, car on est dans le cas d'un pont courbe (on suppose que les axes Z du repère global et l'axe z du repère local sont alignés).

Pour les efforts agissants sur le tablier, cette projection se fait automatiquement par le logiciel de calcul. Pour les moments à la base des piles, cette projection se fait manuellement afin de trouver les moments longitudinaux et transversaux :

$$\mathbf{E_L = \pm E_1 \cos \theta_z \pm E_2 \sin \theta_z}$$
$$\mathbf{E_T = \pm E_1 \sin \theta_z \pm E_2 \cos \theta_z}$$
$$\mathbf{E_V = \pm E_3}$$

$\boldsymbol{\theta_z}$: l'angle en plan que fait l'axe longitudinal du tablier avec l'axe principal de l'ouvrage, dont les valeurs absolues sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII.18 : Angle en plan entre l'axe longitudinal du tablier par rapport au repère global.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06
θz (°)	35.66	34.37	31.77	29.16	26.55	23.93	21.32

P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13	C02
18.71	17.4	11.81	4.96	1.88	8.73	13.6	13.71

VII.3.8. Efforts et déplacements sismiques

En utilisant les résultats donnés par le logiciel de calcul, et en appliquant les trois paragraphes ci-dessus, on calcule les réactions longitudinales et transversales à la base de chaque fût, aussi que les déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers sur chaque appui. Les efforts horizontaux appliqués sur les appareils d'appui sont calculés par :

$$\mathbf{F_L = K_L \times U_L} \quad \text{et} \quad \mathbf{F_T = K_T \times U_T}$$

$\mathbf{K_L}$ **et** $\mathbf{K_T}$: sont les raideurs longitudinales et transversales des appuis en cas sismiques

Tous les résultats sont donnés à l'**ANNEXE C**.

VII.3.9. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$\mathbf{G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q}$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VII.3.9.1. Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\frac{\mathbf{F_z}}{\mathbf{A_r}} \leq \boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{adm}} = \mathbf{20\,à\,25\,MPa}$$

Tableau VII.19 : Vérification de la résistance à la compression selon RPOA 2008.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable	D240	A(l)	A(l)
F_Z / A_r (MPa)	15.308	16.031	20.229
observation	✓	✓	✓

VII.3.9.2. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\boldsymbol{\gamma_s . Pu \leq Pc}$$

$\boldsymbol{\gamma_s}$: coefficient de sécurité égal à **3**.

Pu : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : charge critique de flambement ; $\mathbf{P_c = 4.G.B.S^2.d/h}$

Avec :

G : module de cisaillement

B : l'aire nominale de l'appui (B = a × b).

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ($d = t_i + t_s$).

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme.

Tableau VII.20 : Vérification de la stabilité au flambement selon RPOA 2008.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable	D240	A(l)	A(l)
Pu = F_Z (KN)	1 493.7	5 567.3	13 424.7
γ_s Pu (KN)	**4 481.04**	**16 701.75**	**40 274.18**
Pc (KN)	**5 310.38**	**17 086.60**	**45 112.57**
observation	✓	✓	✓

Il convient de tenir compte de la composante verticale de séisme, pour cela on utilise les combinaisons sismiques.

Tableau VII.21 : Vérification en tenant compte la composante verticale de séisme.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
γ_s Pu (KN)	**4 481.04**	**16 701.75**	**40 274.18**
G (KN)	659.91	2 287.51	8 625.67
E (KN / AA)	428.81	2 108.57	2 549.14
γ_s (G + E) (KN)	**3 266.151**	**13 188.2**	**33 524.4**
observation	✓	✓	✓

VII.3.9.3. Limitation de la distorsion

La distorsion $\boldsymbol{\delta = \tan(\gamma)}$, rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **$0.7 + 4\,(\delta_0 - 0.7)(0.27 - P)$** si $P = Pu / Pc \leq 0.25$
- **$1.4\,(1-2P)$** si $P = Pu / Pc \geq 0.25$

Tel que

$0.7 < \delta_0 < 2$: rapport entre le petit côté de l'appareil et la hauteur totale d'élastomère

Tableau VII.22 : Vérification de la distorsion selon RPOA 2008.

Distorsion	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
Convoi le plus défavorable	D240	A(l)	A(l)
P	0.281	0.326	0.298
1.4 (1-2P)	**0.612**	**0.488**	**0.567**
$V_{x\,(r,f,T)}$ (mm)	41.83	145.25	111.74
V_{xs} (mm)	109.31	203.42	198.77
V_x (mm)	151.14	348.68	310.50
δ	**2.519**	**1.816**	**1.941**
observation	✗	✗	✗

➔ On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

VII.3.9.4. Condition de non-glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme et donc selon les combinaisons sismiques. On doit vérifier :

$$\boldsymbol{H < f.N}$$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$ (contact élastomère-structure).
σ_m : est la contrainte moyenne de compression.

Tableau VII.23 : Vérification de non glissement selon RPOA 2008.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
N = G + E (KN)	1 088.72	4 396.08	11 174.80
σ_m (Mpa)	8.89	8.97	13.80
f	0.17	0.17	0.14
H_s (KN)	263.12	622.64	1 206.34
H_D (KN)	57.26	196.87	510.93
H_T (KN)	38.17	170.61	262.03
H (KN)	335.65	887.76	1 822.08
f,N (KN)	182.37	733.61	1 603.48
observation	✖	✖	✖

➔ Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

VII.4. DES D'APPUIS

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser. de localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Ils sont soumis à une compression simple. Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

VII.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis

La hauteur des bossages devra compenser la dénivellation entre l'intrados du tablier et la face supérieure des appuis. Pour notre ouvrage, et puisqu'il présente des dénivellations longitudinalement et transversalement (dévers), alors cette hauteur sera variable en gardant **une valeur minimale de 10 cm**.

Les bossages présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débord minimal de 5 cm. mais puisqu'on a choisi une hauteur des bossages de 10 cm minimum, alors ce débord est à porter à **10 cm**. Les dimensions (a_1. b_1. h) choisis sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.24 : Dimensionnement des dès d'appui.

Dimension	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
$a_1 = b_1$ (cm)	55	90	110
h_{min} (cm)	10	10	10
h_{max} (cm)	17	15	29

VII.4.2. Ferraillage des dés d'appuis

Les bossages sont des pièces soumises à des efforts de compression et d'éclatement ; les armatures seront donc constituées par une ou plusieurs nappes de frettes croisées, placées le plus près possible de la face supérieure de l'appui (2 cm d'enrobage).

La section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer 0.04 R, tel que R est la réaction d'appui maximale relative à l'appareil d'appui considéré :

$$A_s = \frac{0.04 \times R}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ = 434.78 MPa

Les résultats de calculs ainsi que les barres choisis sont données au tableau ci-dessous :

Tableau VII.25 : Frettage des dès d'appuis.

Frettes	Partie poutre	Partie voussoir	
	Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
A_S (cm^2)	1.37	5.12	12.35
Ø (mm)	**5 HA8**	**9 HA10**	**11 HA12**

VII.5. JOINT DE CHAUSSEE

Le raccord d'un tablier de pont aux tabliers ou aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées. Ces derniers sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de roulement et la liberté de mouvement du pont. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle, le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.

VII.5.1. Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4\,W_T + \frac{W_S}{3}$$

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

Tableau VII.26 : Calcul du souffle total.

Position du joint	C01	P04	P08	C02
$\lvert X_i \rvert_G$ (m)	0.000	73.880	73.08	255.82
$\lvert X_i \rvert_D$ (m)	72.52	73.08	255.77	0.000
$\lvert X_i \rvert$ (m)	72.52	146.96	328.86	255.83
W_D (mm)	32.64	66.13	147.99	115.12
W_T (mm)	21.76	44.09	98.66	76.75
W_S (mm)	107.40	4.81	110.50	199.79
W (mm)	**77.14**	**85.37**	**224.28**	**212.42**
Type du joint	**Wd80**	**Wd110**	**Wd230**	**Wd230**

NB :

W_D et W_T sont déjà calculés sauf que $|X_i|$ devient la distance entre le joint de chaussée et le point fixe (une différence 0.5 m pour le tablier poutre et 1 m pour le tablier voussoir).

Pour les joints intermédiaires, les déplacements à gauche et à droite se cumulent, à l'exception du souffle sismique, qui est la différence entre ces deux déplacements, car les 3 tabliers ont la même fréquence de vibration.

VII.5.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et à l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC. Pour des souffles moyens, On choisit la famille des joints à dents en console triangulaire Wd (voir la figure ci-contre).

Notre ouvrage ne présente aucun biais (100gr), donc le nom du type choisi (voir **tableau VII.26**) indique sa capacité de souffle.

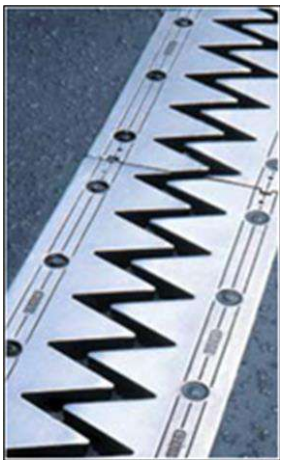


Figure VII.8 : Joint du type Wd.

VII.6. CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VIII.1.INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VIII.2.ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

VIII.2.1. Conception de la pile

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

Pour notre ouvrage, on choisit pour la partie poutre des piles à 3 fûts circulaires surmontés par un chevêtre. L'autre partie est appuyée sur des piles caisson évidées (rectangulaires creuses) sur toute la hauteur sauf au niveau de la tête où ils sont pleines.

Tableau VIII.1 : Implantation et hauteurs des piles.

Appuis	position	Hauteur de fût / caisson (m)	Hauteur totale (m)
C01	PK32+729.593	/	/
P01	PK32+765.647	6.75	8.25
P02	PK32+802.299	11.11	12.61
P03	PK32+838.949	11.39	12.89
P04	PK32+875.596	6.95	8.45
P05	PK32+912.242	5.53	7.03
P06	PK32+948.886	6.47	7.97
P07	PK32+985.528	7.76	9.26
P08	PK33+023.229	7.66	10.16
P09	PK33+083.567	8.93	11.43
P10	PK33+181.567	13.32	15.82
P11	PK33+279.567	20.19	22.69
P12	PK33+377.567	16.79	19.29
P13	PK33+475.567	3.24	5.74
C02	PK33+534.367	/	/

VIII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

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

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$l_f = 0.7 \times l_0$: pour la partie poutre (l_0 est la hauteur du fût).

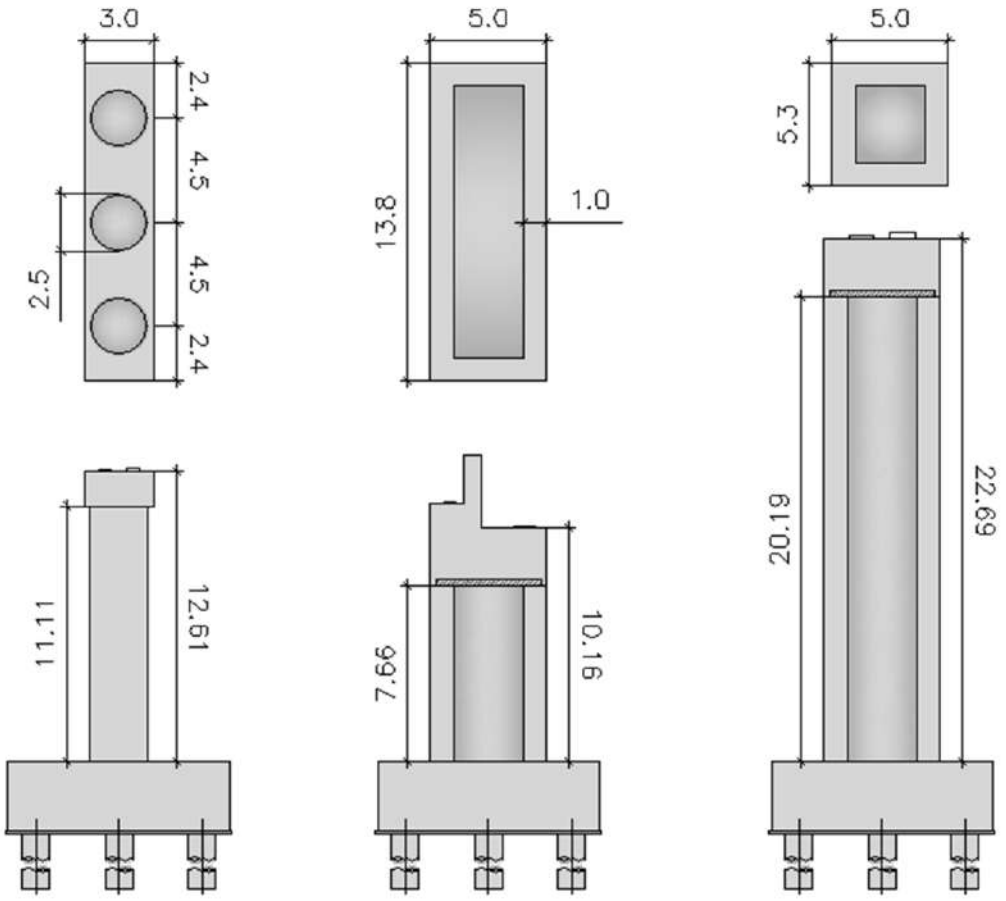
$l_f = 2 \times l_0$: pour la partie voussoir (l_0 est la hauteur totale de la pile).

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ (transversal) et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$ (longitudinal).

Tableau VIII.2 : Vérification du flambement des piles les piles hautes.

Appuis	Pile 03	Pile 08	Pile 11
l_f (m)	7.97	20.32	45.38
i_y (m)	0.63	1.87	1.70
i_x (m)	0.63	2.47	1.79
λ_y	**12.76**	**10.88**	**26.75**
λ_x	**12.76**	**8.24**	**25.39**
observation	✓	✓	✓

➔ Pas de risque de flambement



Pile 03 **Pile 08** **Pile 11**

Figure VIII.1 : Dimensions des piles les plus hautes.

VIII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

VIII.2.2.1. Efforts statiques :

Tableau VIII.3 : Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées.

Sollicitations	Charge	Pile 03	Pile 08	Pile 11
Vertical (KN)	G (chevêtre / pleine)	1 738.54	5 702.02	1 656.25
	G (fût / caisson)	4 193.29	49 287.50	129 910.54
	G (Tablier)	11 070.05	11 647.54	32 458.34
	A(l)	2 254.19	2 360.95	4 469.90
	Bc	1 603.93	1 654.70	1 794.19
	Bt	812.87	833.93	796.36
	Mc 120	1 146.95	1 489.88	3 312.97
	D240	2 143.44	2 198.26	2 393.06
Horizontal Longitudinal (KN)	Freinage Bc	69.73	38.47	51.67
	Freinage A(l)	27.63	18.43	67.12
	Température	349.56	1.31	0.16
	Fluage + Retrait	524.35	113.50	0.24
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	898.82	390.84	1 172.42
	Freinage A(l)	356.21	187.21	1 523.02
	Température	4 505.88	13.32	3.58
	Fluage + Retrait	6 758.83	1 153.13	5.37

VIII.2.2.2. Efforts sismiques

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et donnés à l'**Annexe C**. On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau VIII.4 : Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.

Réactions	Pile 03	Pile 08	Pile 11
R_v (KN)	3 280.09	5 743.30	10 196.54
R_L (KN)	1 623.47	2 353.24	4 449.15
R_T (KN)	1 576.02	2 423.21	3 871.96
M_L (KN.m)	15 914.79	26 504.30	88 355.95
M_T (KN.m)	14 955.83	25 752.90	100 960.71

VIII.2.2.3. Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS ; $G + 1.2\ A(l) + 0.6\Delta T + D$
ELU ; $1.35G + 1.6\ A(l) + 0.9\ \Delta T + D$
ELA ($\Psi Q = 0$) ; $G + E + 0.4\ \Delta T + D$

Tableau VIII.5 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût.

Réactions	Combinaison	Pile 03	Pile 08	Pile 11
R_v (KN)	ELS	6 568.97	69 470.21	169 389.01
	ELU	8 853.08	93 737.56	228 585.76
	ELA	8 947.38	72 380.37	174 221.67
R_L (KN)	ELS	272.59	160.45	80.88
	ELU	316.84	176.23	107.78
	ELA	1 819.52	2 467.26	4 449.45
R_T (KN)	ELA	1 638.18	2 423.21	3 871.96
M_L (KN.m)	ELS	3 513.65	1 630.12	1 835.13
	ELU	4 084.08	1 790.45	2 445.42
	ELA	18 061.95	27 662.75	88 362.74
M_T (KN.m)	ELA	16 017.65	25 752.90	100 960.71

VIII.2.3. Ferraillage des éléments de la pile

VIII.2.3.1. Ferraillage de chevêtre

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant. Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

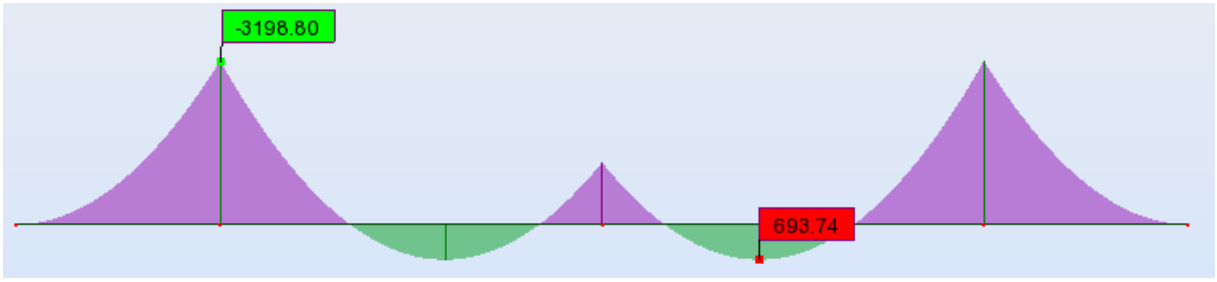


Figure VIII.2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

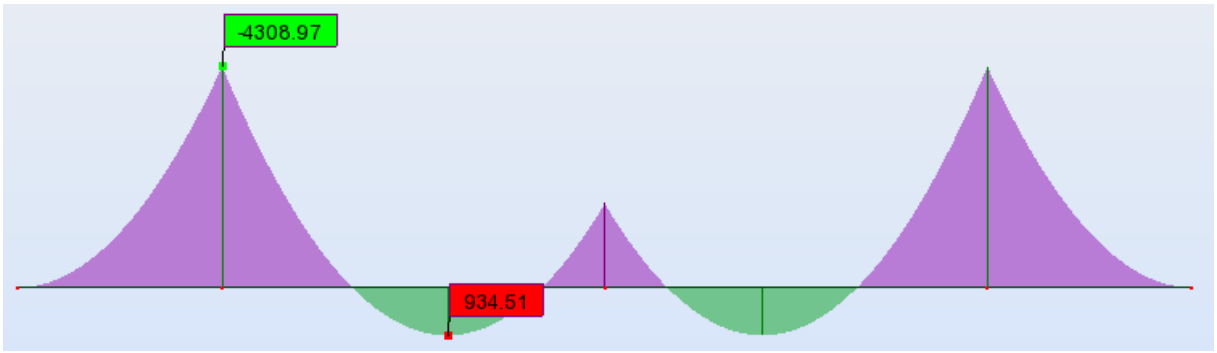


Figure VIII.3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

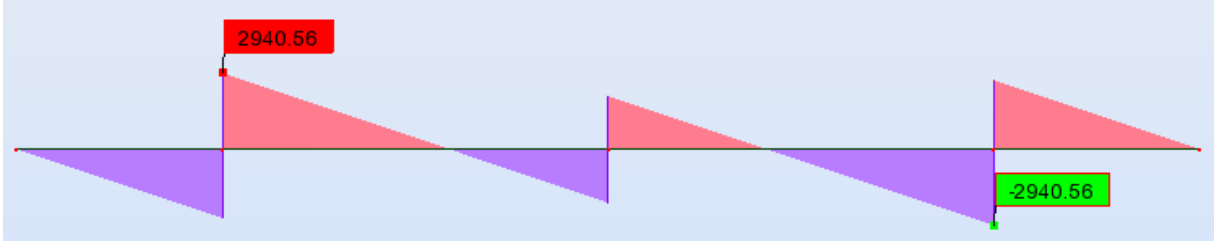


Figure VIII.4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

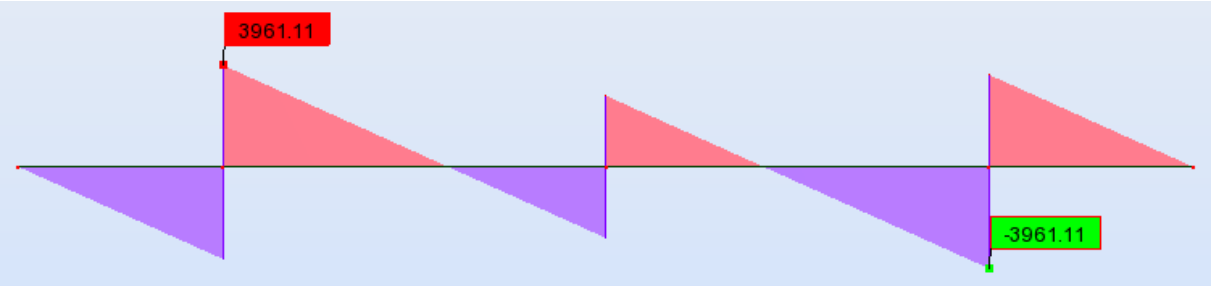


Figure VIII.5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

Les résultats de ferraillage sont donnés au tableau ci-dessous (voir **ANNEXE D**)

Tableau VIII.6 : Ferraillage de chevêtre.

Armature		Effort ELS	Effort ELU	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
longitudinale	Nappe sup	3 198.80	4 308.97	96.86	HA25	15
	Nappe inf	693.74	934.51	42.90	HA20	20
transversale		2 940.56	3 961.11	3.08	HA14	10

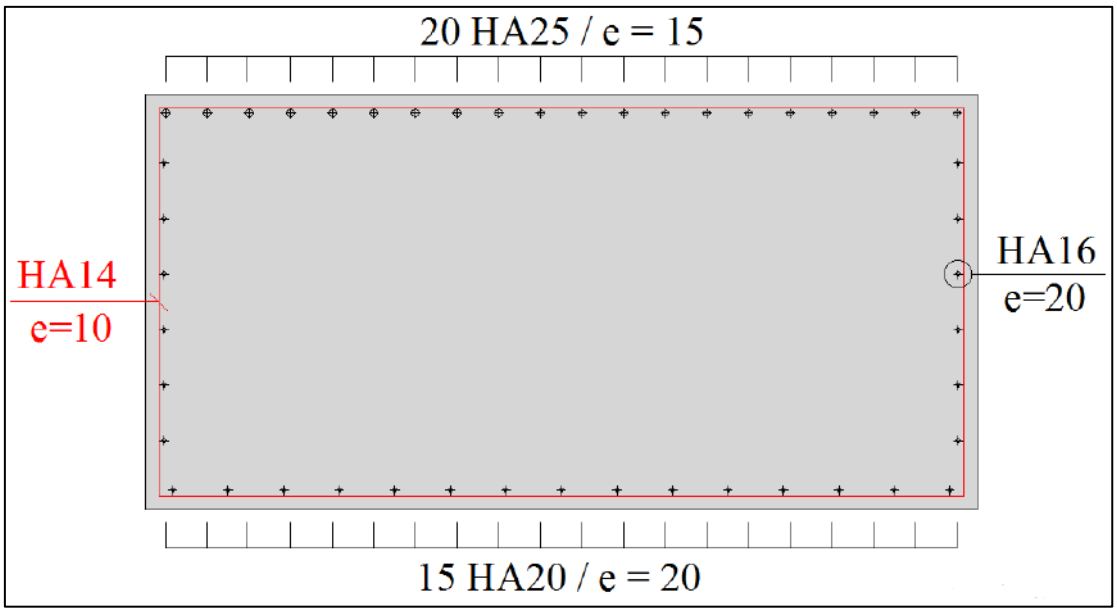


Figure VIII.6 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale).

VIII.2.3.2. Ferraillage des fûts de la partie poutre

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée. Les résultats de ferraillage sont les suivants (voir **ANNEXE D**) :

Tableau VIII.7 : Ferraillage des fûts de la partie poutre.

Armature	Efforts	ELS	ELU	ELA	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
longitudinale	R_v (KN)	6 568.97	8 853.08	8 947.38	336.24	HA32	17.5
	M_L (KN.m)	3 513.65	4 084.08	18 768.52			
	M_T (KN.m)	0.00	0.00	14 955.83			
transversale	R_L (KN)	272.59	316.84	1 844.86	4.02	HA16	15
	R_T (KN)	0.00	0.00	1 576.02			

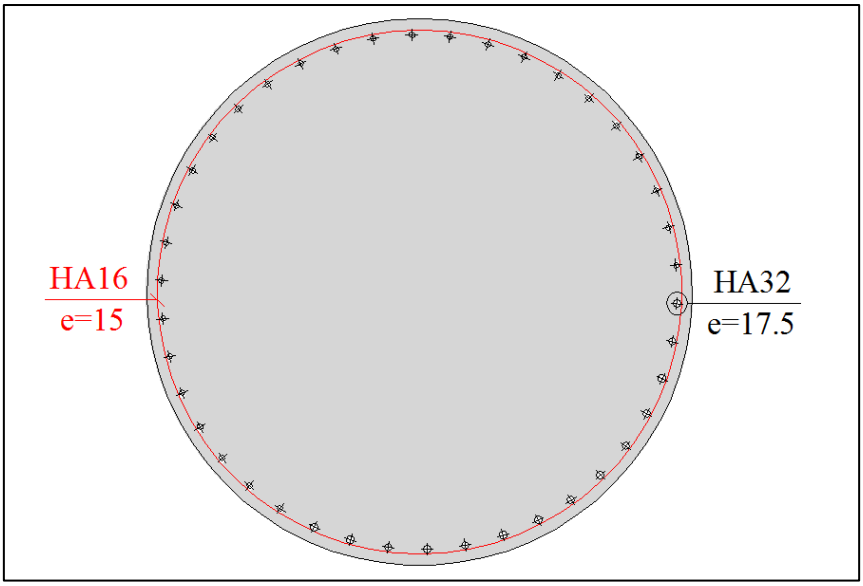


Figure VIII.7 : Ferraillage des colonnes.

VIII.2.3.3. Ferraillage des piles de la partie voussoir

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure.

Le ferraillage de telles sections se fait à l'aide des abaques de WALTHER. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton et présentant une répartition variable doublement symétrique (facteur $\beta = b / 2 (b + h)$).

Il faut d'abord vérifier la condition d'orientation : $\frac{\mathbf{t_y}}{\mathbf{h}} \leq \frac{\mathbf{t_x}}{\mathbf{b}}$

t_x et t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.
h et b : sont les grandes dimensions de la section (hauteur et largeur).

Le paramètre t_x / b est également limité à 0.24 : $\mathbf{t_x / b \leq 0.24}$

Tableau VIII.8 : Vérification des paramètres de la section creuse.

Dimension	P08	P11
b (m)	5.00	5.00
h (m)	13.80	5.30
$t_x = t_y$ (m)	1.00	1.00
t_y / h	0.07	0.19
t_x / b	0.20	0.20
observation	✓	✓

Le champs d'application d'un abaque s'étend sur toutes les sections présentant les bons paramètres, quelles que soient leurs dimensions effectives et la qualité de leur béton, grâce à la notion des efforts intérieurs relatifs et sans dimension n, m_x et m_y :

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \quad \text{et} \quad m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \quad \text{et} \quad m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}}$$

Les abaques de WALTHER (voir **figure VIII.8**) nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale **ω** :

$$\omega = \mu \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} = \frac{F_{atot}}{bh} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \quad \rightarrow \quad F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma s}$$

F_{atot} : aire total de l'armature passive.

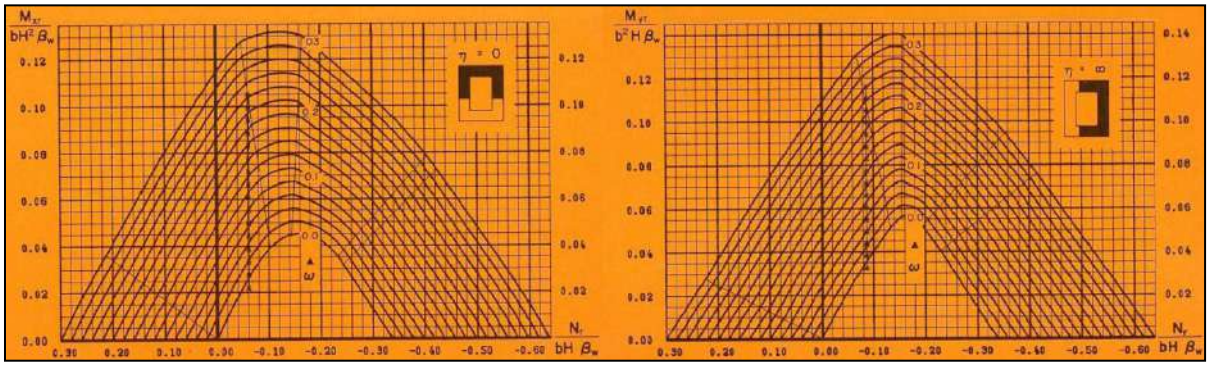


Figure VIII.8 : Abaques de WALTHER.

Tableau VIII.9 : Ferraillage des piles de la partie voussoir (sections rectangulaires creuses).

Dimension	P08		P11		
	ELU	ELA	B1	ELU	ELA
N (KN)	93 737.56	72 380.37	29 160.00	228 585.76	174 221.67
M_L (KN.m)	1 790.45	27 662.75	163 472.67	2 445.42	88 362.74
M_T (KN.m)	0.00	25 752.90	0.00	0.00	100 960.71
n	0.05	0.04	0.04	0.32	0.24
m_x	0.000	0.001	0.043	0.001	0.024
m_y	0.000	0.003	0.000	0.000	0.029
ω (η = 0)	**0.05**	0.04	0.15	**0.33**	0.30
ω (η = ∞)	0.05	0.04	0.04	0.32	0.32
F_{atot} (cm^2)	1 863.00		4 722.30		
β	0.13		0.24		
F_a (coté b)	247.74		1 146.19		
F_a (coté h)	683.76		1 214.96		
Ø (coté b) (mm)	HA25 / e = 15 cm		HA32 / e = 10 cm (2 nappes)		
Ø (coté h) (mm)	HA25 / e = 15 cm		HA32 / e = 10 cm (2 nappes)		

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$\mathbf{A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}}$$

St : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA, à :

$St = Min\ (24Ø_t\ ;\ 8Ø_l\ ;\ 0.25d) \leq 20$ cm, tel que d est la hauteur utile.

Tableau VIII.10 : Ferraillage transversal des piles en section creuse.

Dimension	P08		P11	
	coté b	coté h	coté b	coté h
A_l (cm^2)	247.74	683.76	1 146.19	1 214.96
St (cm)	20	20	20	20
A_t (cm^2)	30.97	85.47	143.27	151.87
$Ø_t$ (mm)	HA12 / e = 15 cm	HA12 / e = 15 cm	HA12 / e = 15 cm	HA12 / e = 15 cm

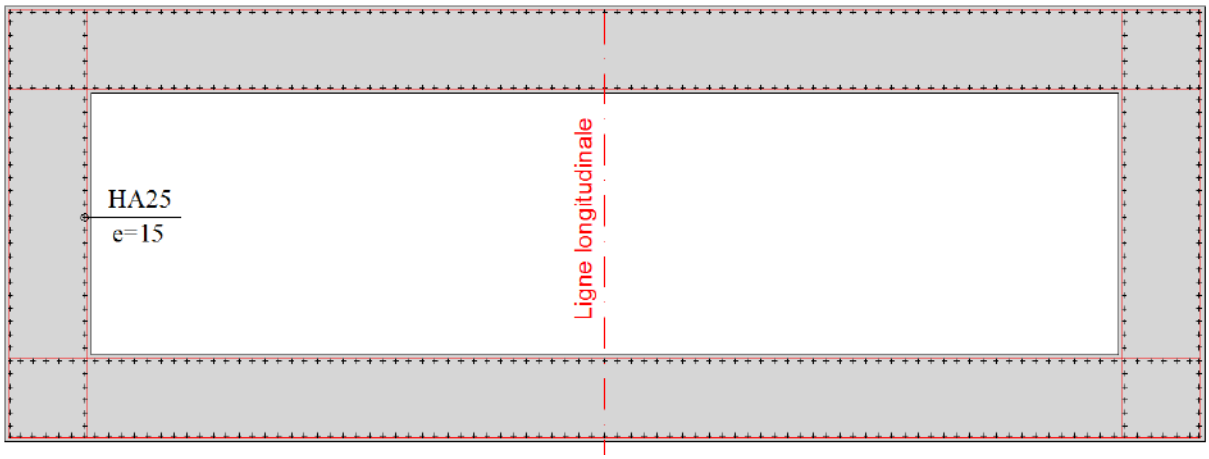


Figure VIII.9 : Ferraillage longitudinal de la pile 08.

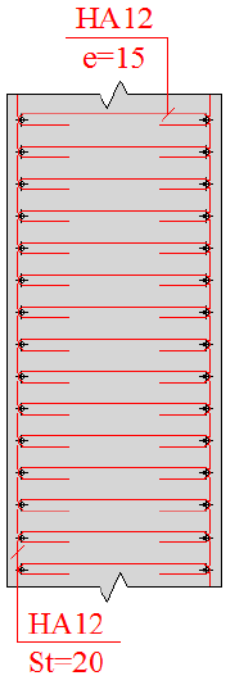


Figure VIII.10 : Ferraillage transversal de la pile 08.

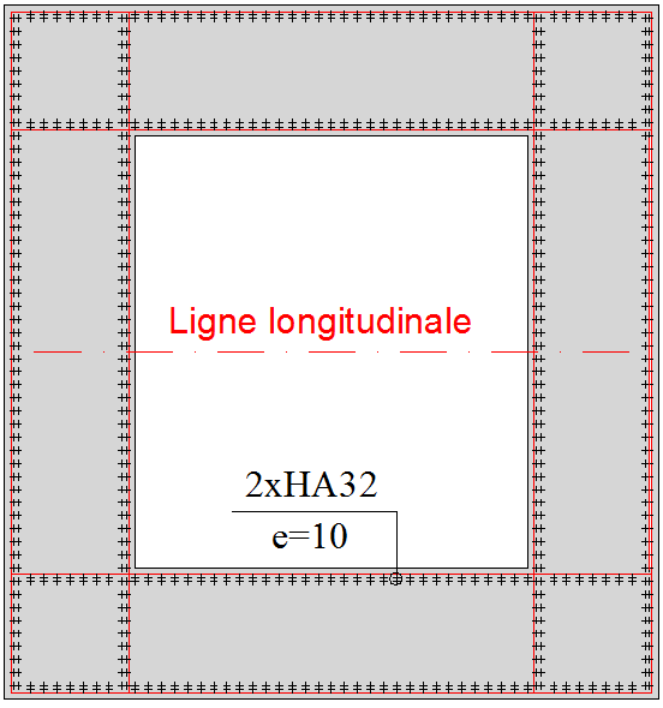


Figure VIII.11 : Ferraillage longitudinal de la pile 11.

NB : *il faut bien différencier l'espacement transversale* ***St*** *qui est la distante en élévation entre les armatures transversales, de l'espacement* ***e*** *qui est la distance entre les épingles de même niveau.*

VIII.3.ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

VIII.3.1. Conception des culées

VIII.3.1.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

➔ On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

VIII.3.1.2. Eléments constituants une culée remblayée

Une culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Corbeau avant (porte le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous)
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

VIII.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée

Les dimensions choisis sont montrés dans les 2 figures de la page suivante.

VIII.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées :

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

On se limitera à l'étude de la culée C02, qui est la culée la plus sollicitée.

VIII.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée

Le coefficient de poussée K_{ad} est donné par le RPOA par la formule suivante :

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

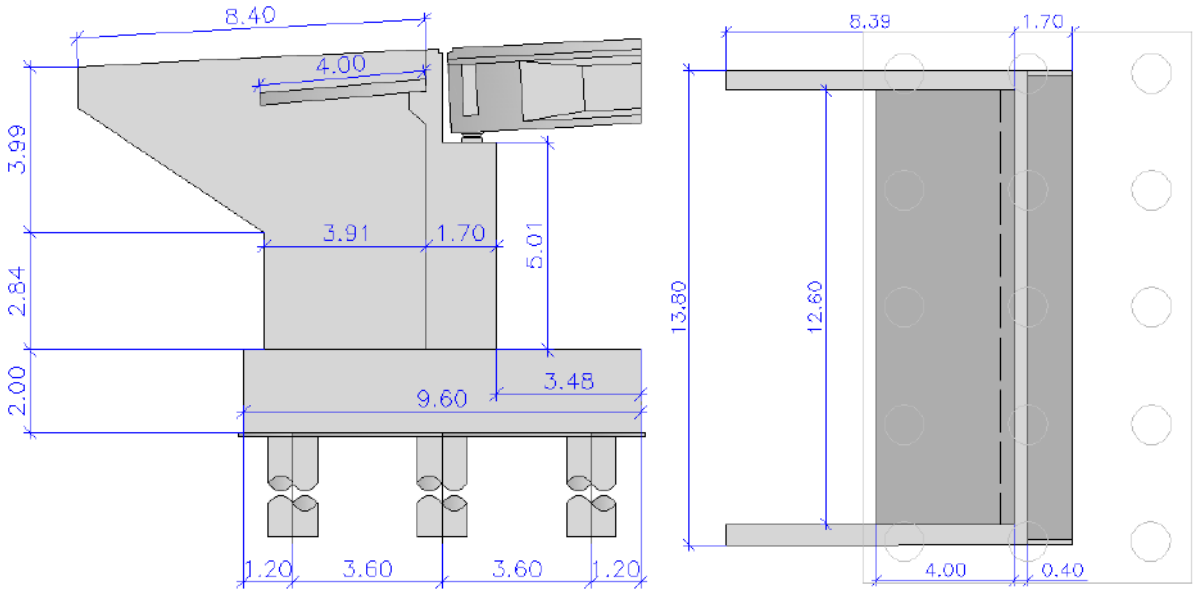


Figure VIII.12 : Dimensions de la culée C01.

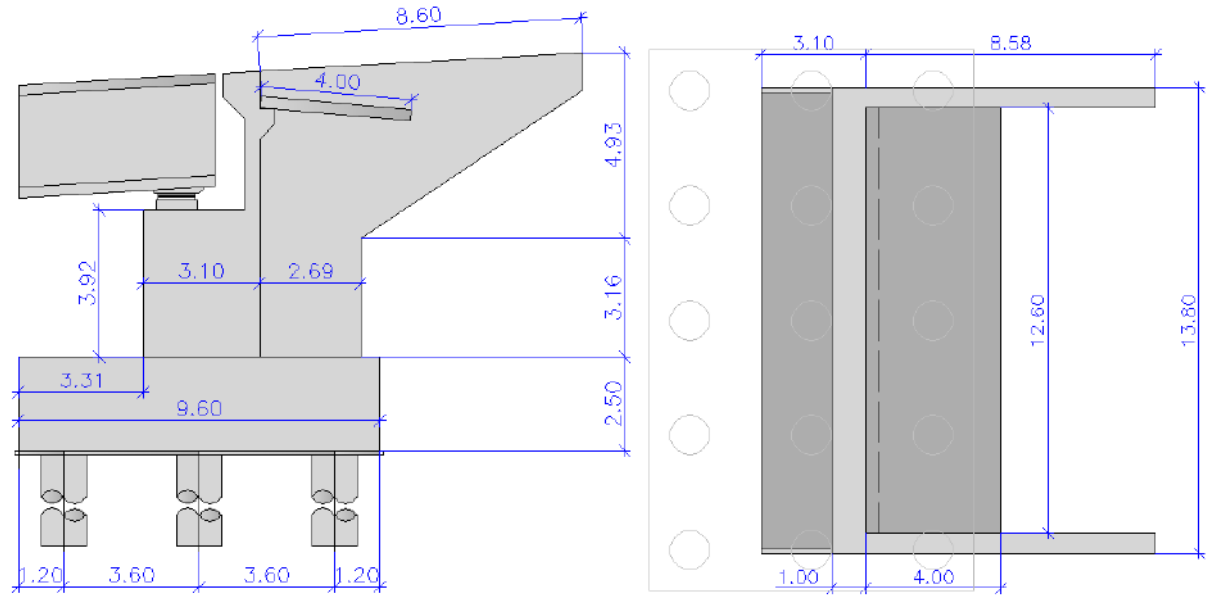


Figure VIII.13 : Dimensions de la culée C02.

Avec :

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

k_h : coefficient sismique horizontal ; $k_h = A = 0.2$

k_v : coefficient sismique vertical ; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$

A : coefficient d'accélération de zone (voir chapitre précédent).

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; $\varphi = 30°$

β : angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; β**(Culée 02) = 2.68°**

Le calcul se fait sous les quatre cas montrés au tableau suivant :

Tableau VIII.11 : Calcul des coefficients de poussée possibles.

Cas	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Normal	0.00	0.00	0.00	**0.34**
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.20	0.06	10.68	**0.48**
Séisme Horizontal	0.20	0.00	11.31	**0.49**
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.20	- 0.06	12.01	**0.51**

VIII.3.2.2. Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges :

❖ **Evaluation des charges statiques dues au remblai**

Le remblai d'accès sollicite la culée par son poids propre et par une poussée statique s'exerçant à une hauteur H/3 selon un diagramme de pression triangulaire. Elle est donnée par :

$$\mathbf{F_h = \frac{1}{2}\gamma\, k_a H^2}$$

Avec :

γ : est la masse volumique de remblai ; γ = 18 KN/ m^3

H : est la hauteur totale de la culée ; H = 10.10 m

$\mathbf{K_a}$: coefficient de poussée dans le cas normal (voir **tableau VIII.11**).

Tableau VIII.12 : Evaluation des charges statiques dues au remblai.

Poids (KN)	d_v (m)	M_v (KN.m)	F_h (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
6296.72	8.01	50 447.77	3 964.63	3.37	13 347.60

NB : *Pour avoir la poussée en KN, on doit multiplier la valeur par la largeur de mur.*

❖ **Evaluation des charges Sismiques dues à la poussée des terres**

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

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

Tableau VIII.13 : calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres

Cas	K_{ad}	F_{ah} (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.48	5 922.45	5.05	29 908.39
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.51	5 497.68	5.05	27 763.26

❖ **Evaluation des efforts dus aux surcharges**

Selon SETRA, une surcharge sur remblai **q = 10 KN/m^2** est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$\mathbf{F_{ah} = \frac{qH}{\cos\beta}\, k_a}$$

Tableau VIII.14 : Evaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.

Poids (KN)	d_v (m)	M_v (KN.m)	F_{ah} (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
401.94	8.01	3 217.53	436.63	3.37	1 469.99

VIII.3.2.3. Evaluation des efforts issus de la culée :

❖ **Efforts dus au poids propre des éléments de la culée**

Ils sont calculés tout simplement en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique de béton armé γ_{BA} **= 25 KN/ m^3**, et en considérant leurs excentrements par rapport au point situé en bas de la semelle (coté du tablier).

Tableau VIII.15 : Calcul des efforts dus au poids propre des culées.

Elément	P (KN)	d_v (m)	M_v (KN.m)
Semelle	7 680.00	4.80	46 080.00
Mur frontal	2 938.37	4.86	20 375.26
Dalle de transition	189.00	6.61	1 249.29
Mur en routeur	1189.98	9.38	10 429.53
corbeau (avant)	0.00	5.73	1 048.92
Corbeau (arrière)	75.60	6.61	499.72
Mur garde-grève	311.88	6.21	3 153.69
Total	15 859.83	5.22	82 836.40

❖ **Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée**

Ces efforts sont obtenus en accélérant les masses par les coefficients sismiques k_h et k_v. L'effort ainsi obtenu sera supposé agir au niveau du centre de gravité de l'appui.

Tableau VIII.16 : Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée

F_{vc} (KN)	d_v (m)	M_v (KN.m)	F_{hc} (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
951.59	5.22	4 970.18	3 171.97	2.79	8 846.74

VIII.3.2.4. Evaluation des efforts issus du tablier :

Les charges statiques et dynamiques (séisme et freinage) issues du tablier sont :

Tableau VIII.17 : Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.

Charge	F_{vt} (KN)	d_v (m)	M_v (KN.m)	F_{ht} (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
G (Tablier)	4 575.02	4.21	19 260.83	/	/	/
A(l)	1 798.57	4.21	7 571.98	18.44	6.42	118.40
Bc	1 448.93	4.21	6 100.00	14.20	6.42	91.14
Bt	796.10	4.21	3 351.58	/	/	/
Mc 120	1 386.95	4.21	5 839.06	/	/	/
D240	1 918.41	4.21	8 076.51	/	/	/
Température	/	/	/	341.22	6.42	2 190.66
Fluage + Retrait	/	/	/	511.84	6.42	3 285.99
Séisme (tablier)	4 217.14	4.21	17 754.18	1 138.63	6.42	7 310.00

VIII.3.2.5. Cumul des efforts sismiques

Les efforts de poussée et les efforts provenant de l'accélération de la culée se cumulent **directement** parce qu'ils sont concomitants.

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement. les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier. Dans ce cas, les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se cumulent quadratiquement :

$$\mathbf{E} = \sqrt{\mathbf{E}^2_{\mathbf{tablier}} + \mathbf{E}^2_{\mathbf{appui}}}$$

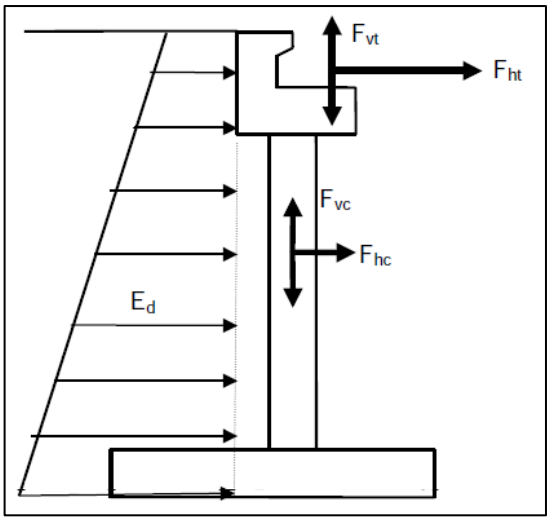


Figure VIII.14 : Culée sous séisme.

On s'intéresse aux cas défavorables suivants :

- Cas 01 : Séisme horizontal avec séisme vertical descendant.
- Cas 02 : Séisme horizontal avec séisme vertical ascendant.
- Cas 03 : Séisme vertical.

NB : Le séisme *horizontal a deux cas par ce que la valeur de la poussée dynamique totale a deux valeurs à considérer (voir **tableau VIII.13**) ; on ne s'intéresse que du séisme sortant (qui a le même sens que la poussée).*

Les résultats sont donnés ci-après :

Tableau VIII.18 : Efforts sismiques totales.

	Efforts provenant de l'appui			Efforts totales		
Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
01	0.00	9 094.42	38 755.13	0.00	**9 165.42**	**39 438.51**
02	0.00	8 669.64	36 610.01	0.00	**8 744.09**	**37 332.68**
03	951.59	0.00	4 970.18	**4 323.17**	**0.00**	**18 436.75**

VIII.3.3. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

VIII.3.3.1. Vérification du tiers central à vide :

Pour assurer que les contraintes sous la semelle sont tous positifs. Autrement dit, la force verticale est à l'intérieur du noyau central. On doit vérifier que : $\mathbf{e_0 < B / 6}$ telle que :

$$\mathbf{e_0 = e - B/2} \quad \mathbf{et} \quad \mathbf{e = (M_s - M_r) / N}$$

B : largeur de la semelle.
Ms et Mr : sont les moments stabilisants et renversants par rapport au point déjà défini.
N : l'effort normal.

Application numérique :

$N_{culée}$ = 15 859.83 KN ; $N_{remblai}$ = 6 296.72 KN ➔ N = 22 156.55 KN
M_s = 133 284.17 KN ; Mr = 13 347.60 KN ➔ e = 5.41 m
B = 9.6 m ➔ e_0 = 0.61 m < B /6 = 1.6 m ✓

VIII.3.3.2. Vérification au renversement et au glissement à l'état normal

Les conditions à vérifier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.19 : Conditions à vérifier pour la stabilité de la culée.

Conditions	Stabilité au renversement	Stabilité au glissement
Normales	Ms / Mr ≥ 1.5	N.tgφ / H ≥ 1.5
Sismiques	Ms / Mr ≥ 1	N.tgφ / H ≥ 1

Les vérifications à l'ELS et à l'ELU sont données ci-dessous :

Tableau VIII.20 : Vérification de stabilité au glissement et renversement aux états normales.

Combinaison	N (KN)	H (KN)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r	N.tgφ / H
En construction (G +1.2Qr)	27 213.90	4 488.59	156 406.04	15 111.58	10.35	3.50
ELS (G+1.2A(l) +0.6T+D)	28 889.86	4 703.33	161 631.38	18 090.06	8.93	3.55
ELU (1.35G+1.6A(l) +0.9T+D)	38 965.33	6 200.70	218 050.92	23 466.28	9.29	3.63

➔ La stabilité de la culée est assurée aux états limites ultime et de service ✓

VIII.3.3.3. Vérification au renversement et au glissement à l'état accidentel :

Les combinaisons les plus défavorables à l'ELA sont celles lorsque les deux séismes horizontale et verticale ascendant ont lieu simultanément (voir **figure VIII.14**). Tout dépend qui est le séisme prépondérant, on distingue deux cas :

- $G + 0.4T + D - E_H - 0.3E_V$
- $G + 0.4T + D - E_V - 0.3E_H$

NB : *Le signe (-) montre qu'on a considéré le séisme renversant.*

Tableau VIII.21 : Vérification de stabilité au glissement et renversement à l'ELA.

combinaison	N (KN)	H (KN)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r	N.tgφ / H
$G + 0.4T + D - E_H - 0.3E_V$	25 434.62	9 813.75	152 545.00	49 131.80	3.10	1.50
$G + 0.4T + D - E_V - 0.3E_H$	22 408.40	3 397.95	152 545.00	34 430.56	4.43	3.81

➔ La stabilité de la culée est assurée sous séisme ✓

VIII.4. CALCUL DU SOMMIER

Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie supérieure des piles sous l'effet des charges verticales provenant du tablier. Sous l'action de

ces charges, il y a risque de fissuration du béton d'une part suivant des plans verticaux, d'autre part suivant des plans obliques (aux extrémités). C'est pourquoi des armatures de renforcement de sommier sont à déterminer (selon PP73).

VIII.4.1. Armatures de chainage

Ces armatures de chaînage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrées aux extrémités. Leur section est déterminée de telle sorte qu'elle équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte :

$$\mathbf{A_c} = \frac{\mathbf{0.25 \times R}}{\boldsymbol{\sigma_s}}$$

VIII.4.2. Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égal à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge.

$$\mathbf{A_h} = \frac{\mathbf{0.125 \times R}}{\boldsymbol{\sigma_s}}$$

VIII.4.3. Frettes inferieures (d'éclatement)

Elles sont disposées à une profondeur entre E/3 et E à partir de la face supérieure de l'appui, tel que E est l'épaisseur de l'appui.

$$\mathbf{A_i} = \frac{\mathbf{0.10 \times R}}{\boldsymbol{\sigma_s}}$$

Les résultats de calcul et le ferraillage choisit sont données au tableau suivant :

Tableau VIII.22 : Ferraillage des sommiers.

Armatures		Partie poutre	Partie voussoir	
		Appui d'une poutre	Appui de rive	Appui intermédiaire
De chainage	A_S (cm^2)	8.59	32.01	77.19
	Ø (mm)	**5 HA16**	**11 HA20**	**25 HA20**
Horizontales	A_S (cm^2)	4.29	16.01	38.60
	Ø (mm)	**5 HA12**	**11 HA14**	**26 HA14**
D'éclatement	A_S (cm^2)	3.44	12.80	30.88
	Ø (mm)	**5 HA10**	**12 HA12**	**28 HA12**

VIII.5. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit tenir compte de l'effet sismique qui est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de séismicité élevée ou même moyenne.

CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études, qui a eu pour objectif la conception et l'étude d'un pont relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou, peut donc être décomposé en 2 phases, chacune avec ses propres enseignements :

- Le choix du type d'ouvrage : nous aurons appris que cet exercice est primordial, il est guidé par des soucis d'ordre technique et économiques. Ce dernier est sans aucun doute le critère principal qui nous a aidés à porter notre choix sur un pont à deux parties ; à poutres et en voussoirs, afin de pouvoir économiser la quantité d'acier et de béton nécessaire, et surtout garder le critère de l'art fourni par le tablier caisson à hauteur variable.
- Le dimensionnement : cette deuxième phase d'étude nous a permis de dimensionner un ouvrage et tous ses éléments structurels et ses équipements. Nous avons pu remarquer que le défi dans cette phase, c'est de pouvoir évaluer les charges, notamment les charges sismiques, et conclure les sollicitations les plus proche de la réalité que possible.

Ce travail peut être inclut sous un thème comparatif, où on a pu constater plusieurs différences entre deux types de tabliers, parmi lesquelles :

- Le système mécanique : l'un est isostatique à travées indépendantes, et l'autre est hyperstatique dans lequel les efforts se partagent avec les autres travées.
- La méthode de réalisation : l'un se base sur la préfabrication et l'autre sur la construction en fléau, qui nécessite des câbles de précontraintes provisoires (de clouage) et des câbles dimensionnées en phase de construction (de fléau) et un câblage dense et complexe qui nécessitent une main d'œuvre très qualifiée.
- La portée : l'un à une portée modeste (35.5 m) et l'autre à une portée importante (98 m), où on a pu apprécier la différence dans l'ordre de grandeur des sollicitations, et par conséquent, un câblage et un ferraillage dense, des équipements énormes et des appuis importants.
- La continuité du tablier : la continuité du premier est assurée par la continuité de l'hourdis (attelage) sur une longueur qui ne dépasse pas 150 m, l'autre est totalement continu sur une longueur qui dépasse 500 m, ceci a induit des déplacements horizontaux très importants qui peuvent nuire les équipements après un séisme désastreux.

Ce mémoire, m'a vraiment aidé à développer mes compétences de calcul, renforcer les acquis théoriques, augmenter l'esprit de recherche, maitriser la modélisation, améliorer les dessins techniques, et à enrichir ma bibliothèque en étudiant deux types de ponts. Ce mémoire m'a donné également l'opportunité à s'exercer à appliquer les différents règlements, ce qui m'a appris à vérifier les calculs et la source de chaque relation ou paramètre utilisé. Enfin, il me reste juste de dire, que ça reste une expérience inoubliable.

BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

[1] Aude PETEL, Gilles LACOSTE, Jean-Michel LACOMBE, *Projet de pont partie 2/3 pont en encorbellement,* Ecole Spéciale des Travaux Publics, ESTP option T.P.3/R.O, août 2012.
[2] Aurelio Muttoni, *Conception et dimensionnement de la précontrainte*, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.
[3] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.
[4] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
[5] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
[6] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
[7] Document SETRA, *Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3*, SETRA ,1999.
[8] Document SETRA, *Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton*, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), *2007.*
[9] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
[10] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
[11] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
[12] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
[13] Gustavo Henrique SIQUEIRA, *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel,* thèse de doctorat, université de Sherbrooke, juin 2013.
[14] KIBBOUA. A, *Développement d'une méthodologie d'analyse pour la vulnérabilité sismique des piles de ponts algériens,* thèse de doctorat sous la direction de BENOUAR Djillali, USTHB, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, 2012.
[15] RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.
[16] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.
[17] THONIER. H, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.

ANNXE A

RESULTAS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un sondage carotté

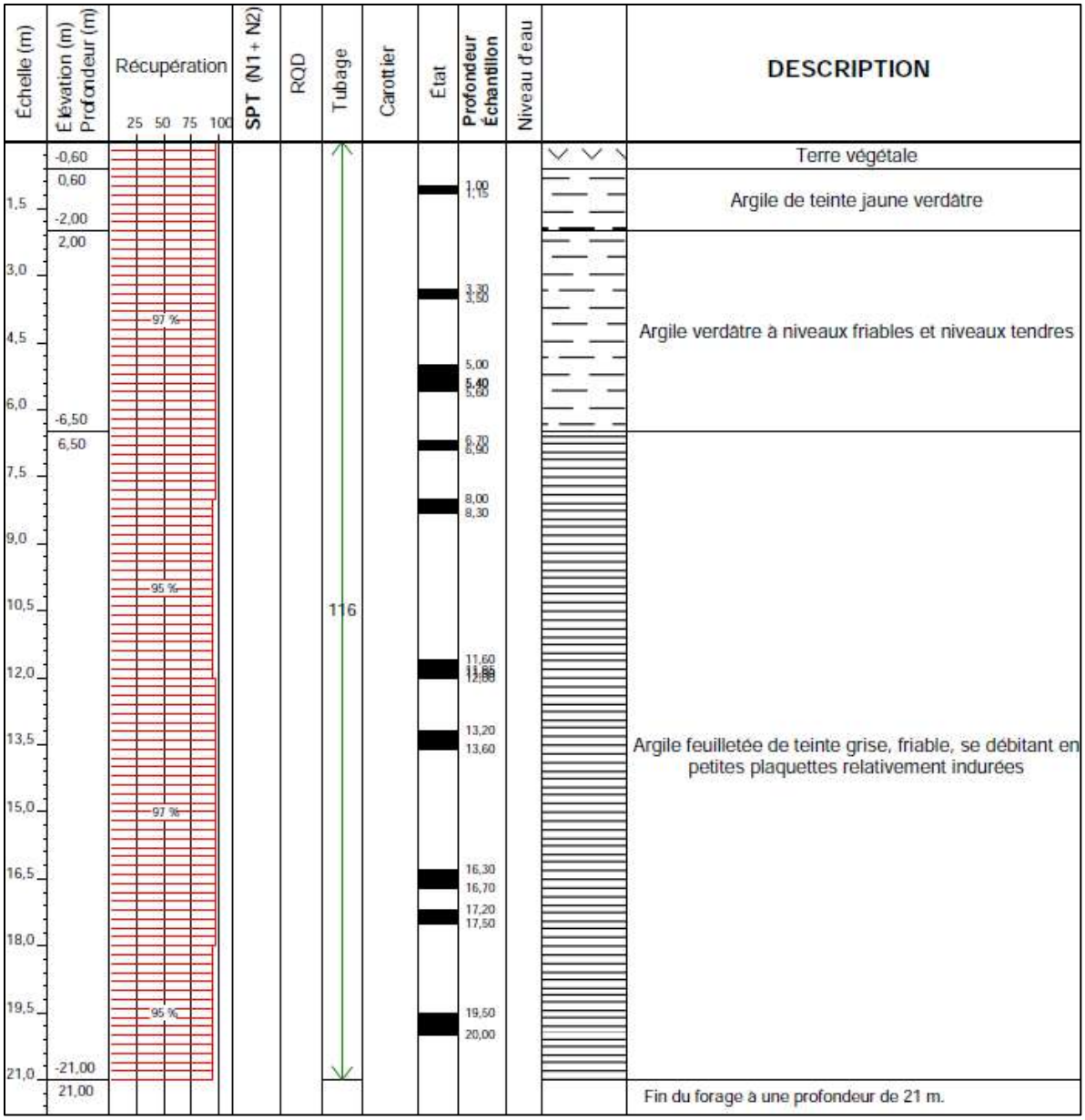




Figure A.1 : Sondage carotté (SC 5-E) sur 21 m de profondeur.

Exemple d'un puits de reconnaissance

ETUDE : MODERNISATION DE LA RN25 EN AXE AUTOROUTIER SUR 38KMS
N°Dossier : 430.12.159
LIEU : DRAA EL MIZANE - TIZI OUZOU
CLIENT : DTP DE TIZI OUZOU

Réf : PR3-C PK3+530
COORDONNEES : X - Y -
Z -
Date d'exécution : 24/12/12

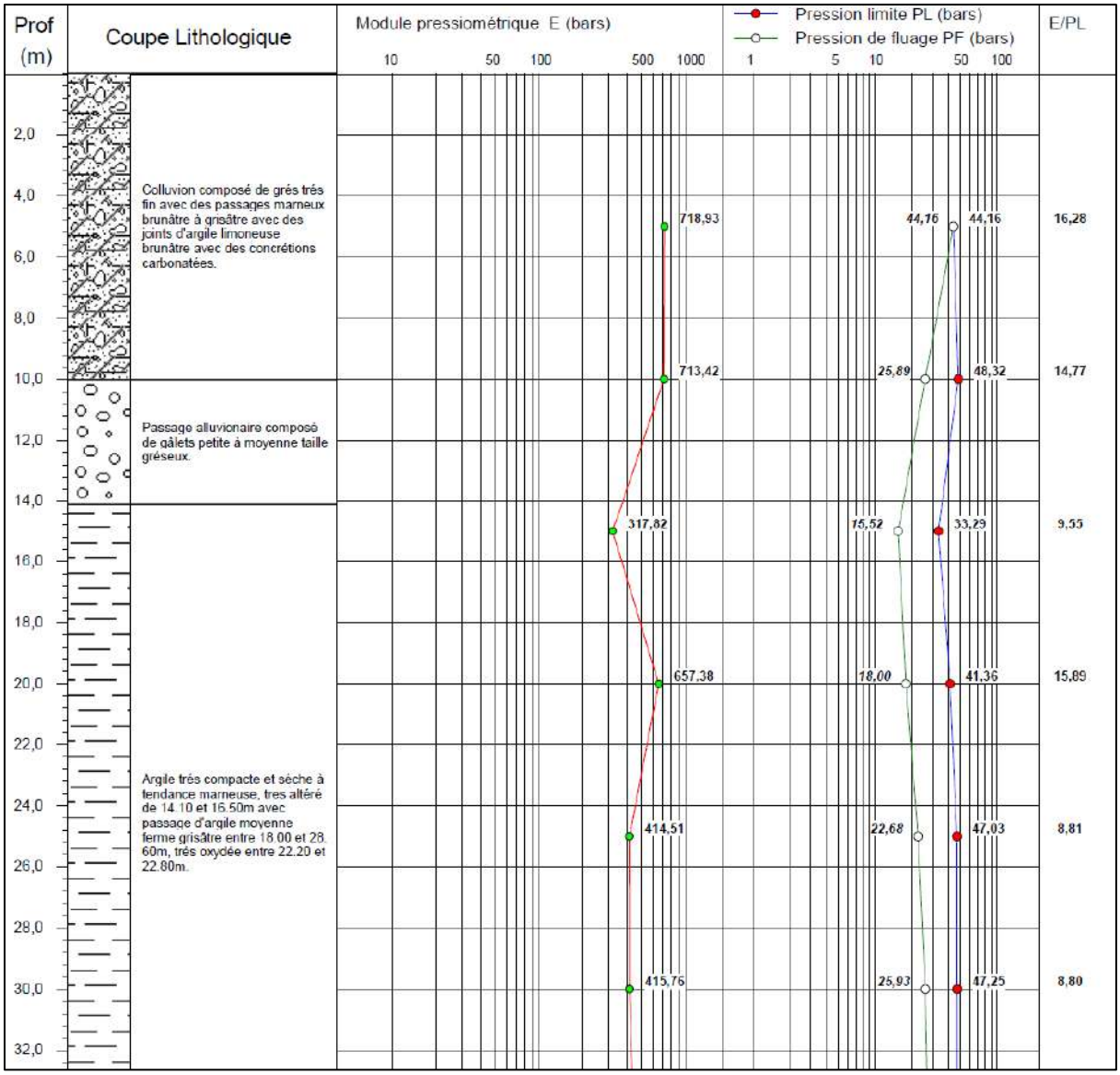
Profondeur (m)	Coupe Lithologique	DESCRIPTION GEOTECHNIQUE	Profondeur Echantillon	Granulométrie			Essais d'identification					Proctor	
				< 2 mm (%)	< 80 µ (%)	< 2 µ (%)	γ_h (g/cm³)	W_N (%)	W_L (%)	IP (%)	IC	W_{opt} (%)	γ_{dr} (g/cm³)
0,5		TERRE VEGETALE NOIRATRE	0,80										
1,0													
1,5		ARGILE SABLEUSE A PASSAGES INDURES AVEC PRESENCE DE BLOCS GRESEUX ET SCHISTEUX DE COULEUR ROUGE BRIQUE, BRUN, GRIS ET JAUNE		62,00	44,70			17,10	50,00	22,00		14,20	1,83
2,0													
2,5													
3,0			3,00										
3,5													

Activer Windows
Accédez aux paramèt



Figure A.2 : Puits de reconnaissance (PR 3-C) sur 3m de profondeur.

Exemple d'un essai pressiométrique



Profondeur (m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite P_L (bars)	Pression de fluage P_f (bars)
5	718,93	44,16	44,16
10	713,42	48,32	25,89
15	317,82	33,29	15,52
20	657,38	41,36	18
25	414,51	47,03	22,68
30	415,76	47,25	25,93
35	444,33	47,3	27,53
moyenne harmonique à 35 m	**481,81**	**43,44**	**23,31**
moyenne harmonique à 30 m	**488,68**	**42,86**	**22,73**

Figure A.3 : Essai pressiométrique Menard (SCP-53 (2)) sur 35 m de profondeur.

ANNXE B

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction

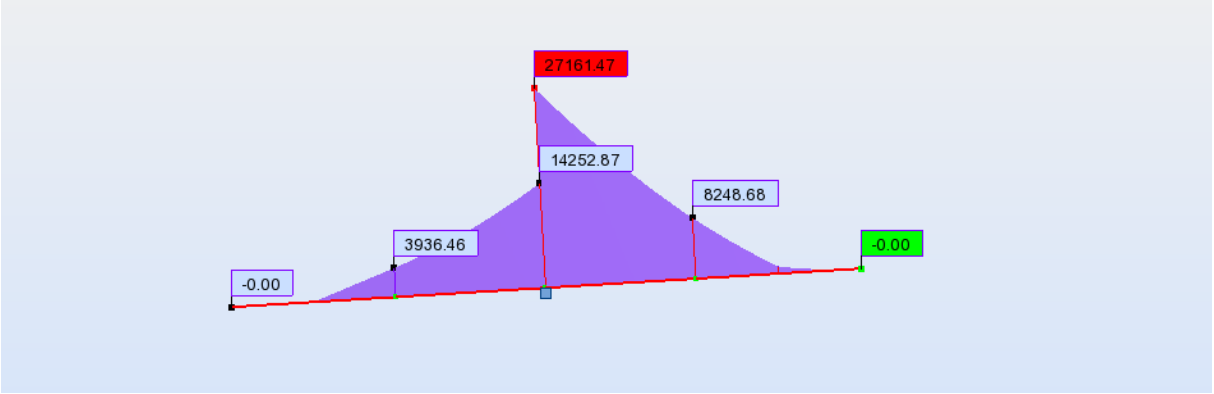


Figure B.1 : Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison (A1).

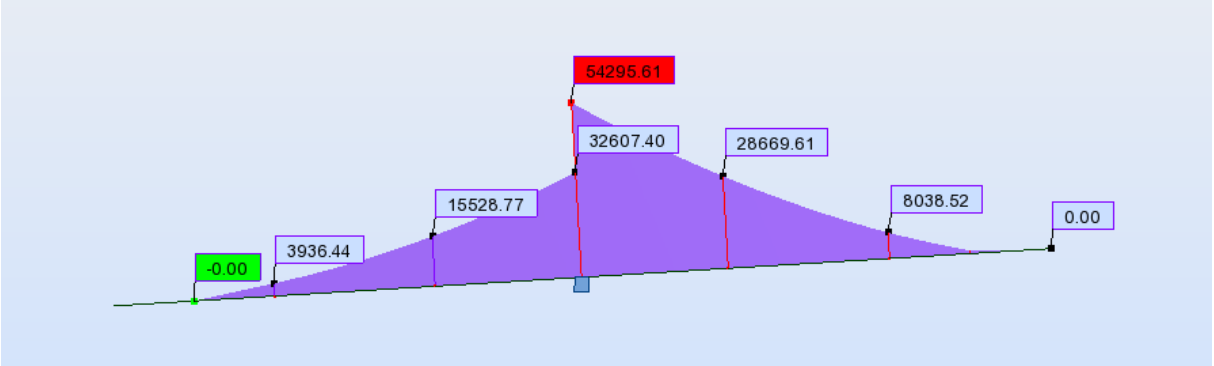


Figure B.2 : Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison (A1).

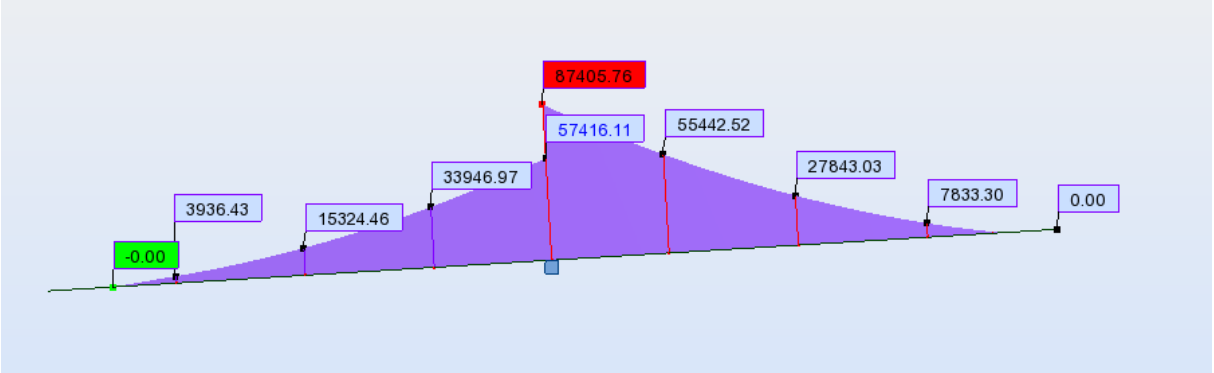


Figure B.3 : Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison (A1).

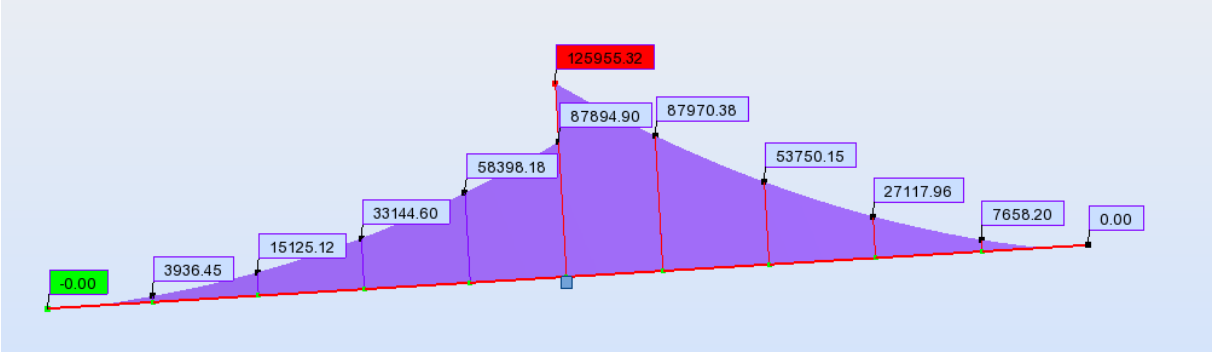


Figure B.4 : Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison (A1).

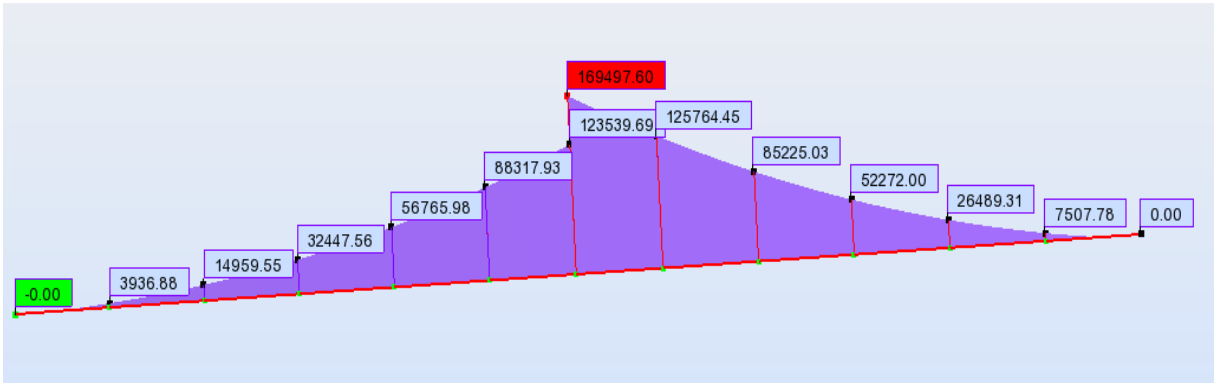


Figure B.5 : Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison (A1).

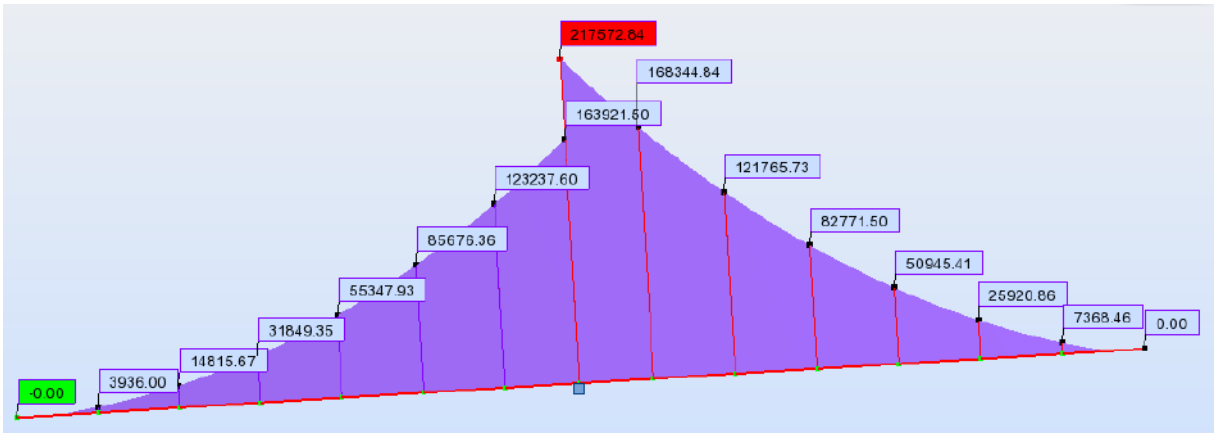


Figure B.6 : Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison (A1).

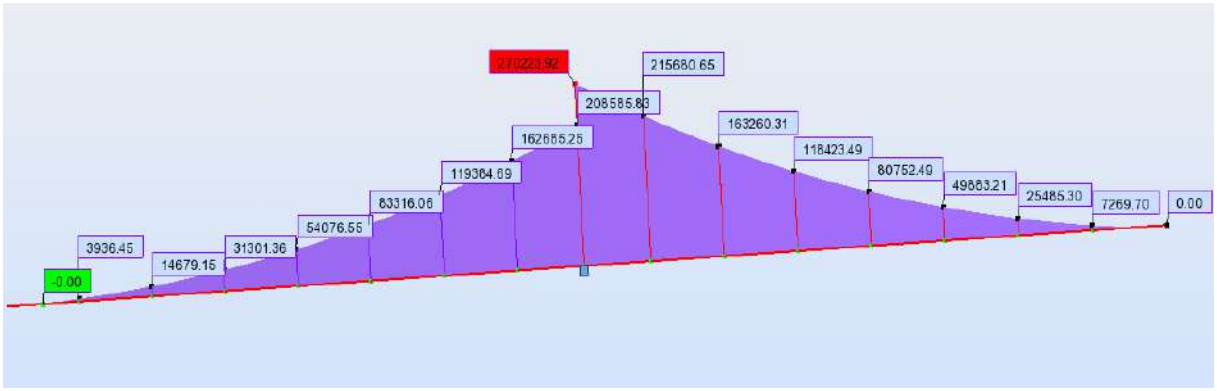


Figure B.7 : Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison (A1).

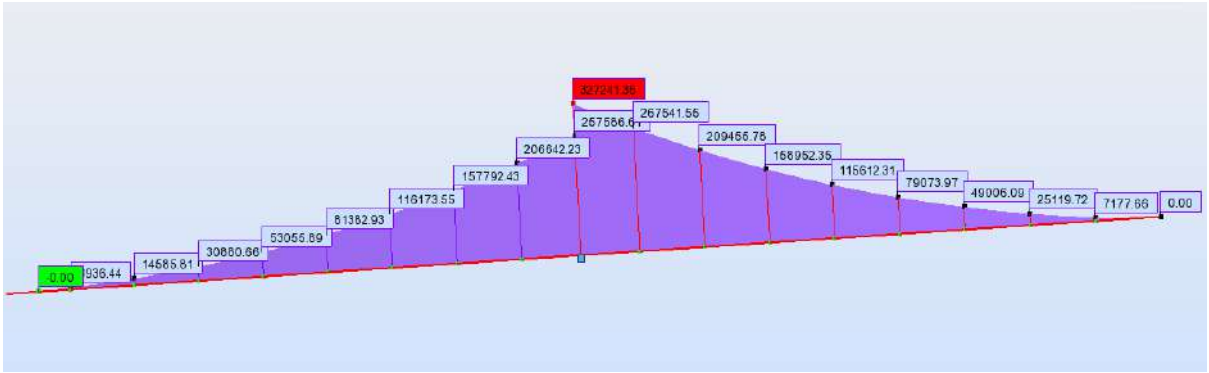


Figure B.8 : Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison (A1).

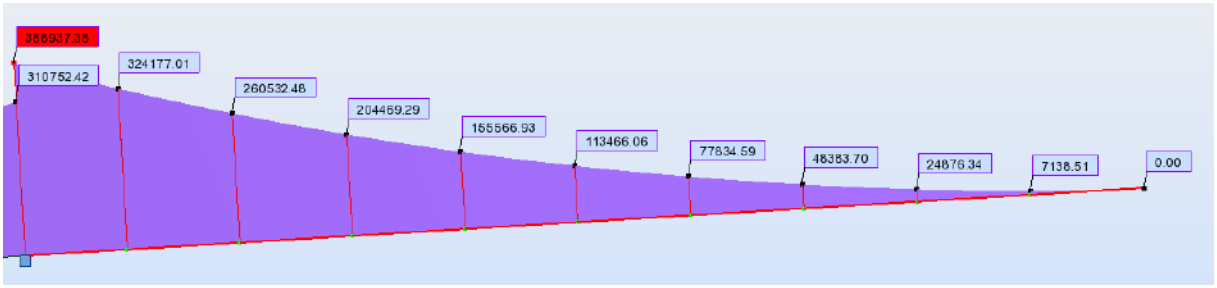


Figure B.9 : Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison (A1).

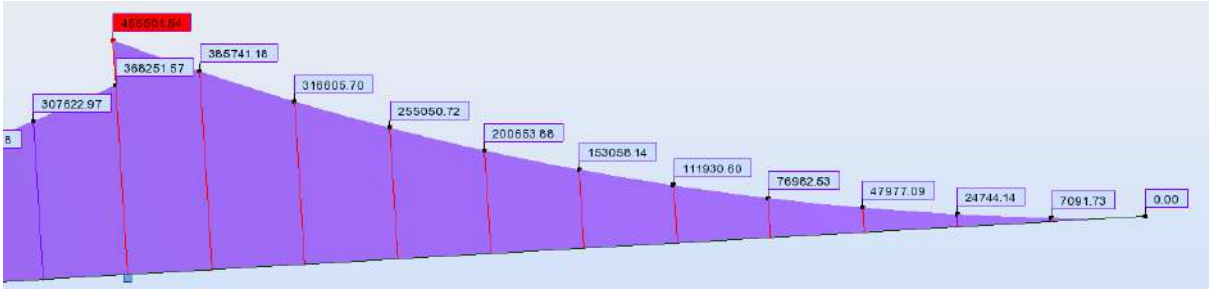


Figure B.10 : Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous combinaison (A1).

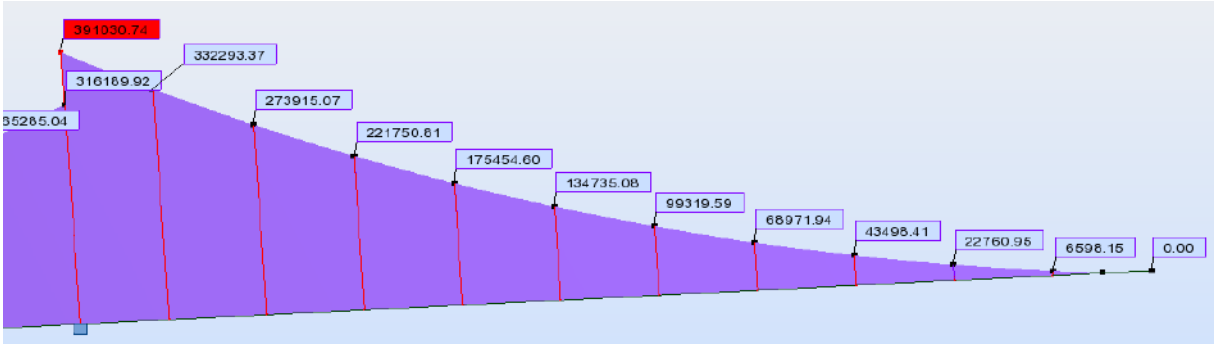


Figure B.11 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (A2).

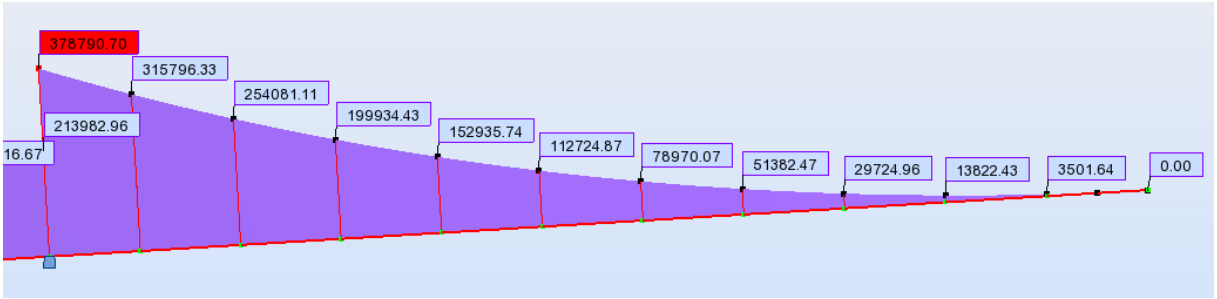


Figure B.12 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (B1).

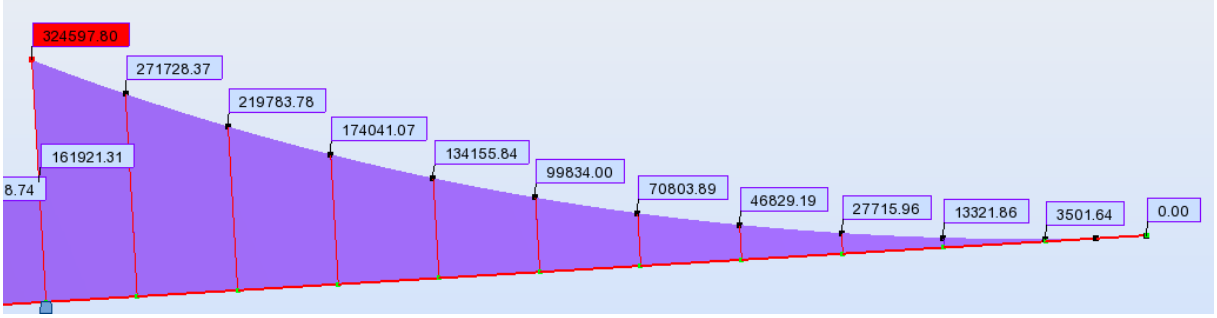


Figure B.13 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (B2).

Diagrammes des efforts internes longitudinaux (Partie Voussoir)

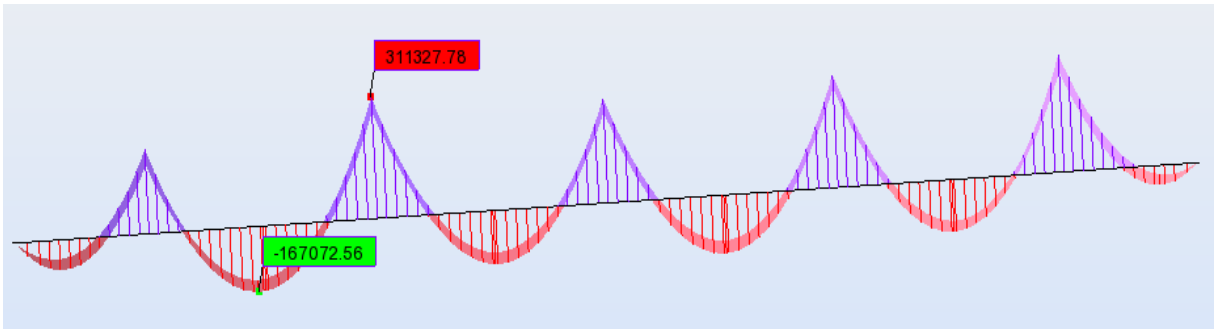


Figure B.14 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

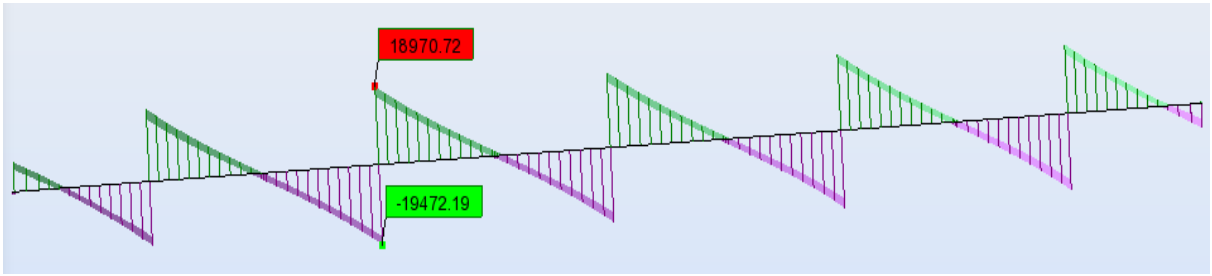


Figure B.15 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

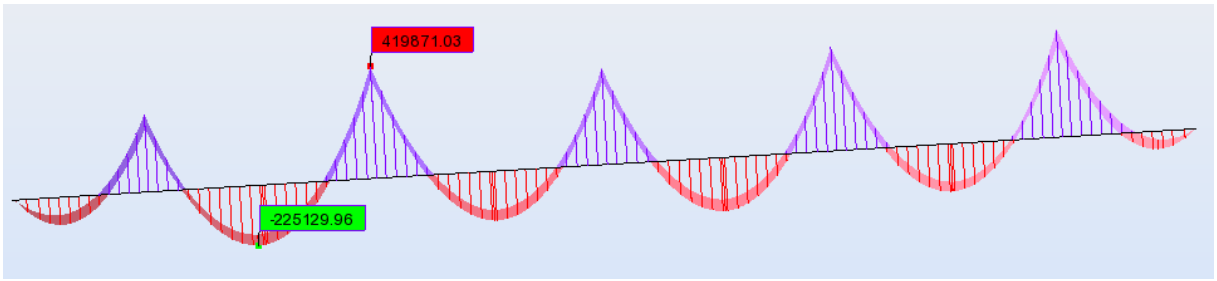


Figure B.16 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

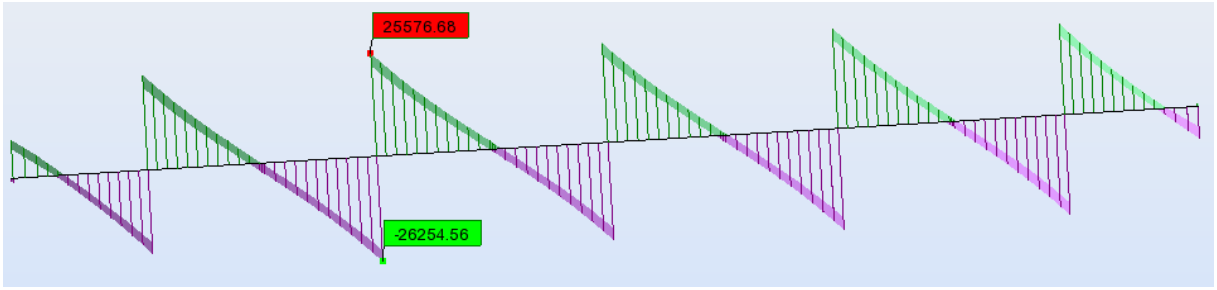


Figure B.17 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

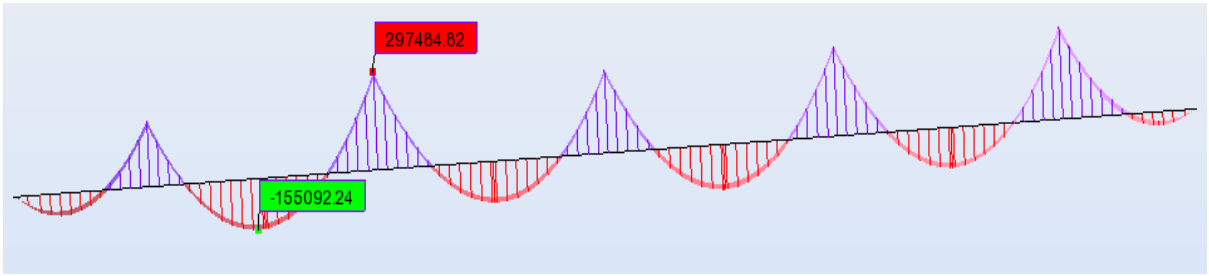


Figure B.18 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt

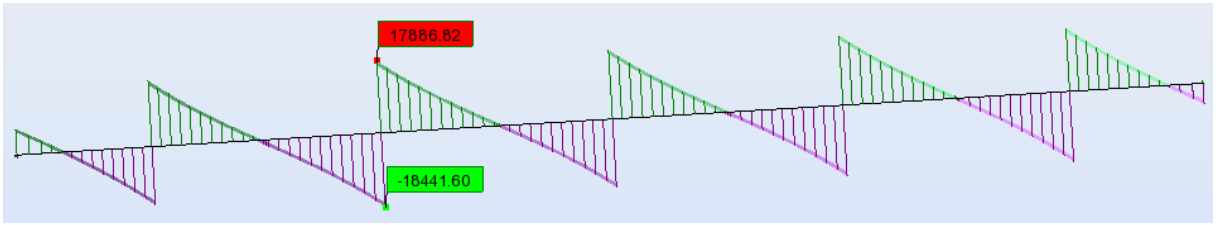


Figure B.19 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt

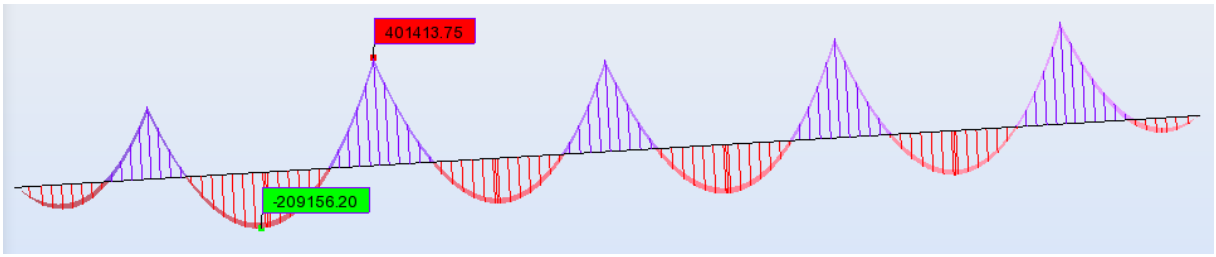


Figure B.20 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt

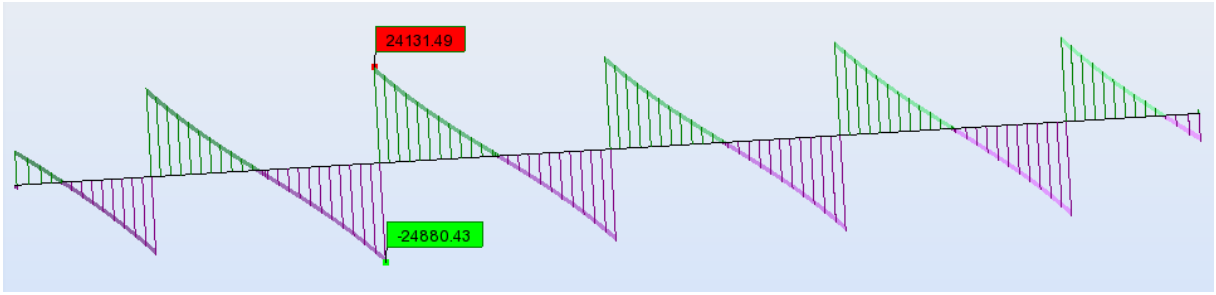


Figure B.21 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt

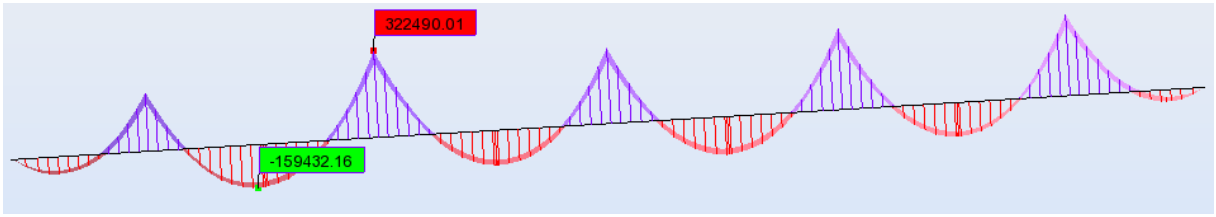


Figure B.22 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120

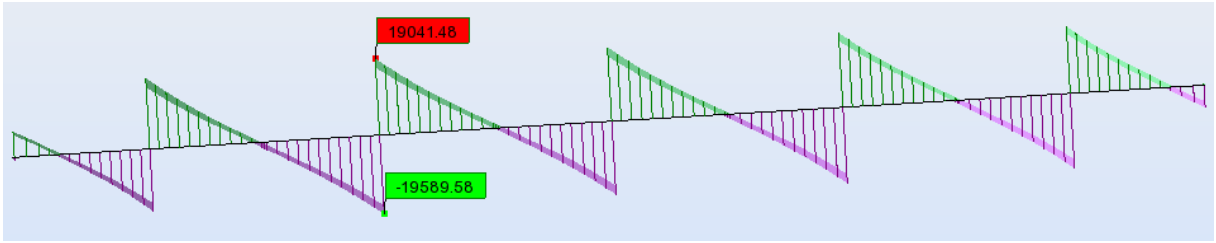


Figure B.23 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120

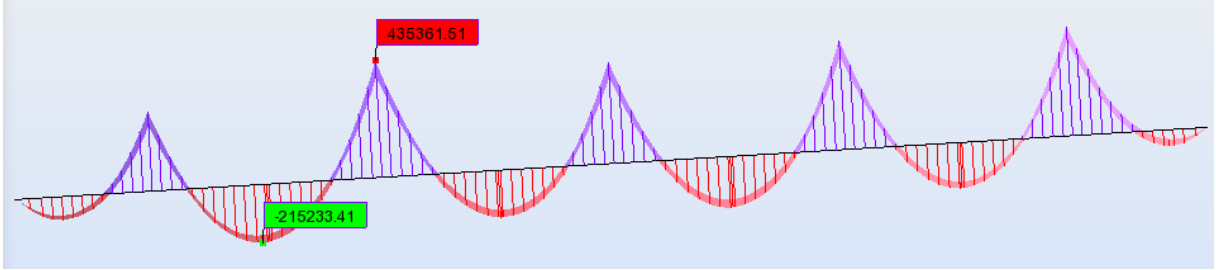


Figure B.24 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

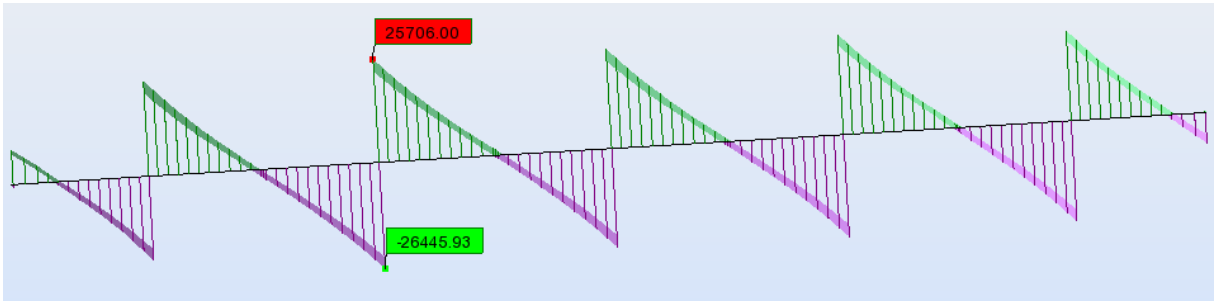


Figure B.25 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

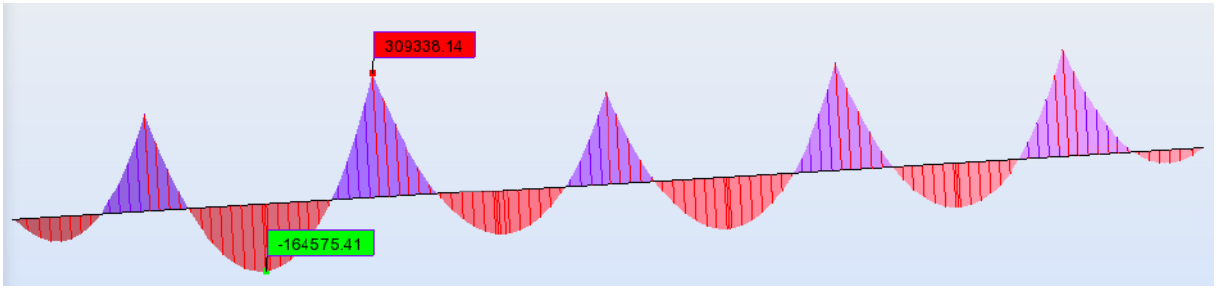


Figure B.26 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

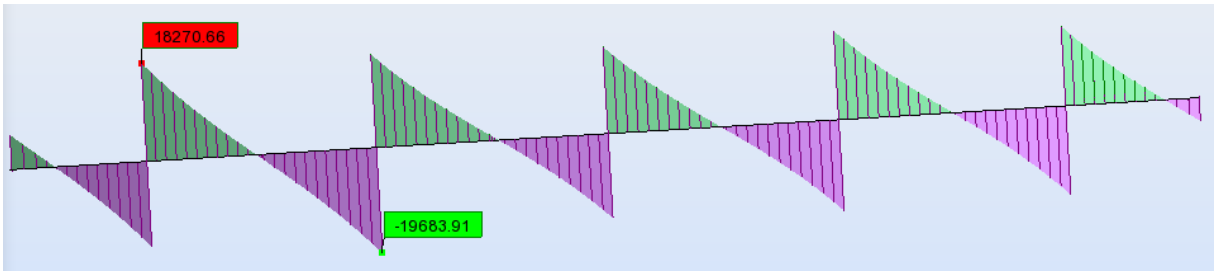


Figure B.27 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

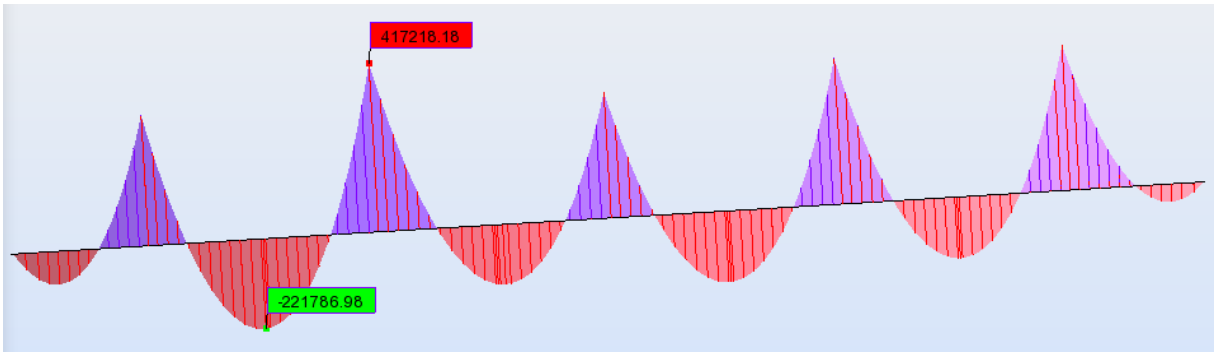


Figure B.28 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

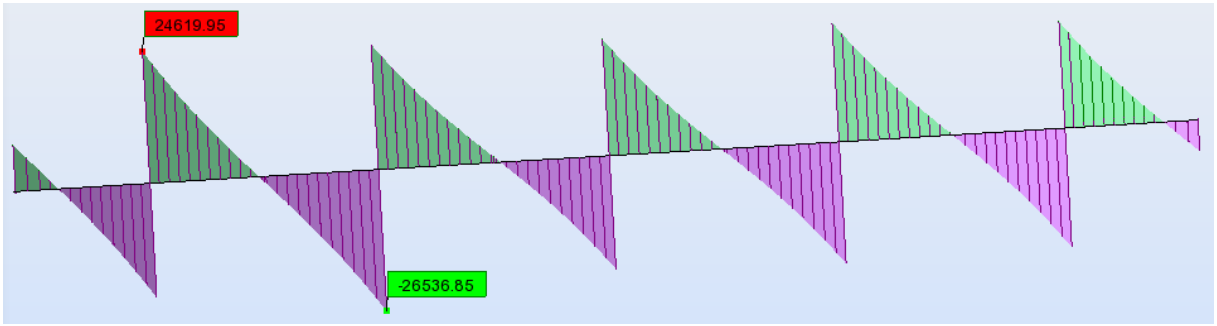


Figure B.29 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

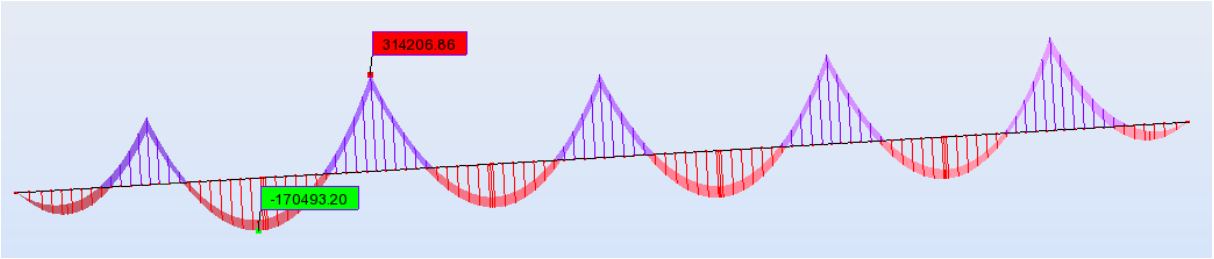


Figure B.30 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

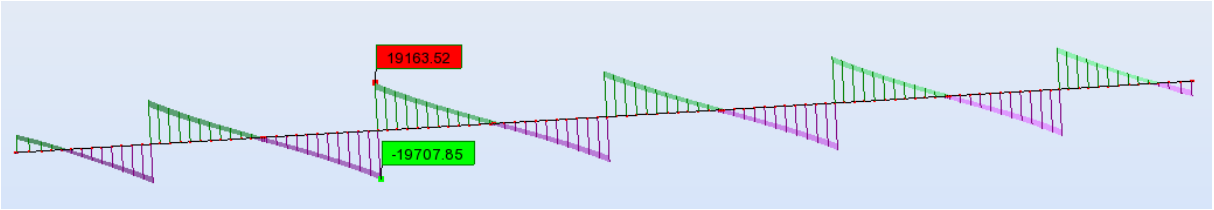


Figure B.31 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

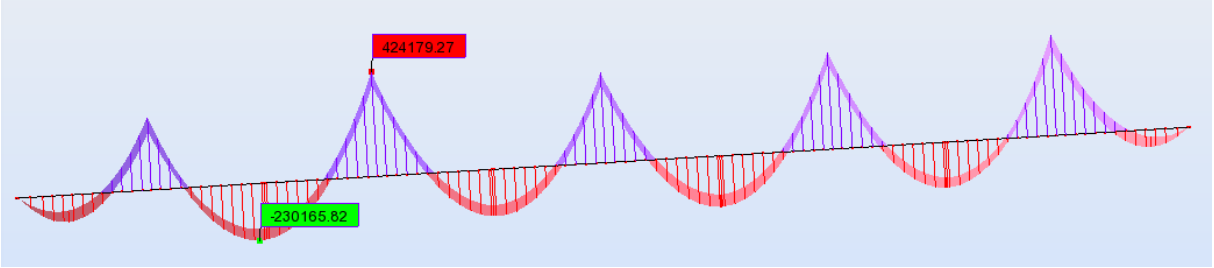


Figure B.32 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

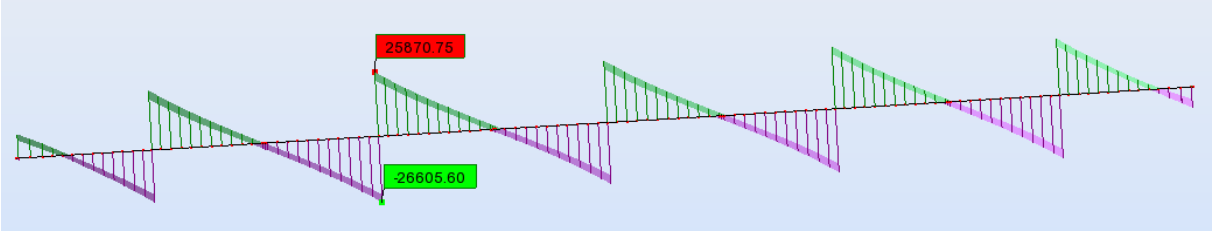


Figure B.33 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

Diagrammes des efforts internes transversaux de VSP

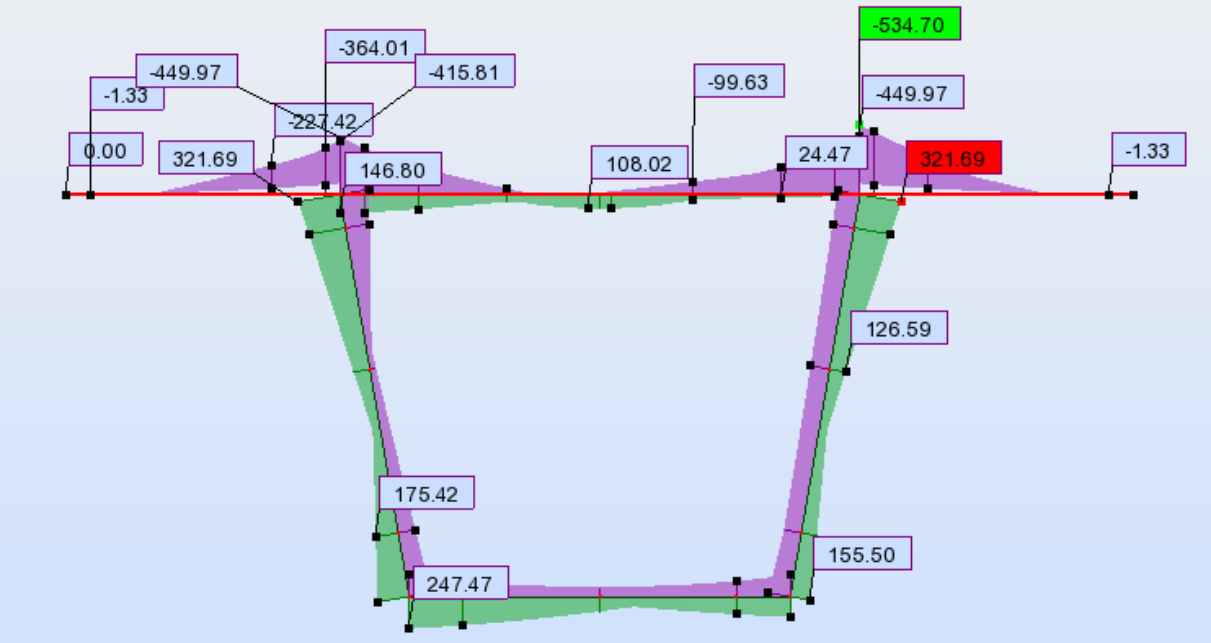


Figure B.34 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt2

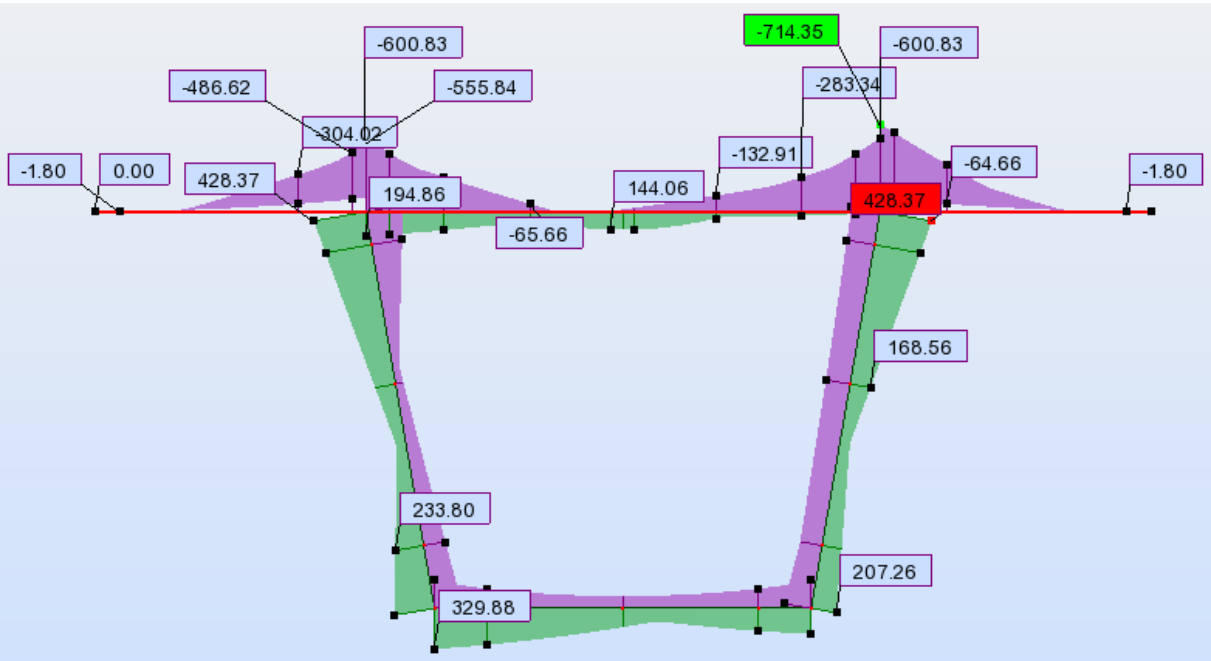


Figure B.35 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

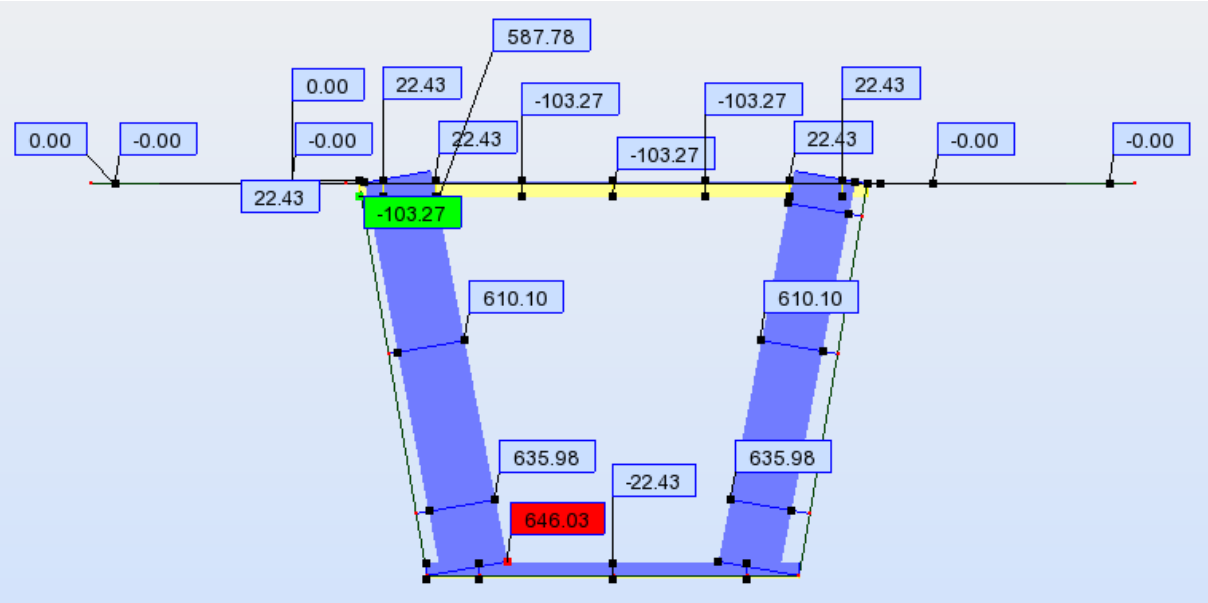


Figure B.36 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison G+1.2Bt2.

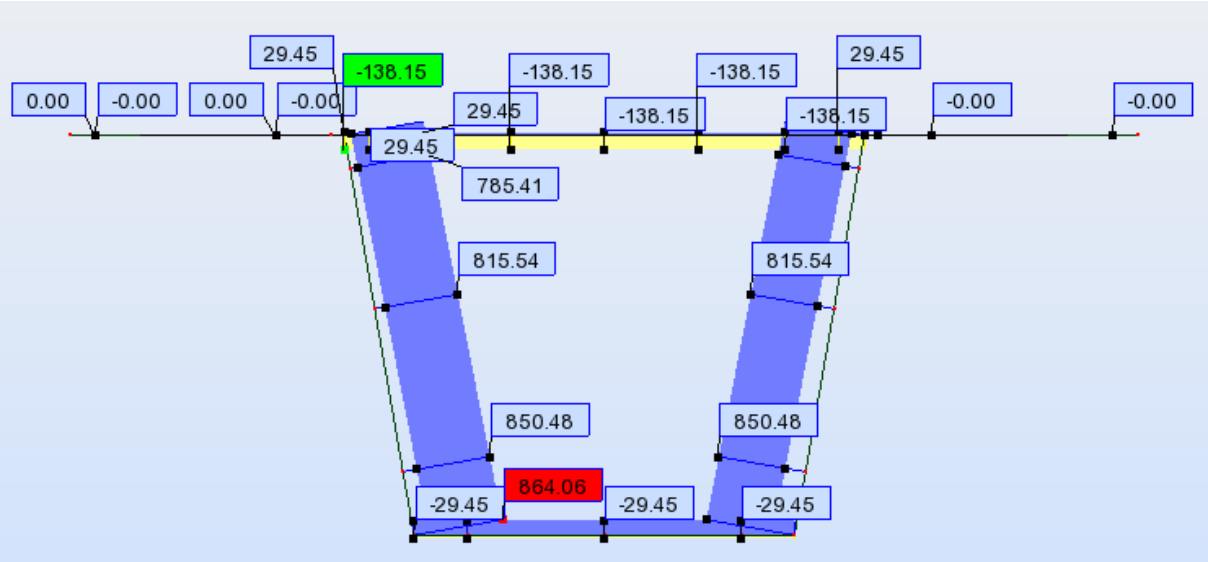


Figure B.37 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

Diagrammes des efforts internes transversaux de VC

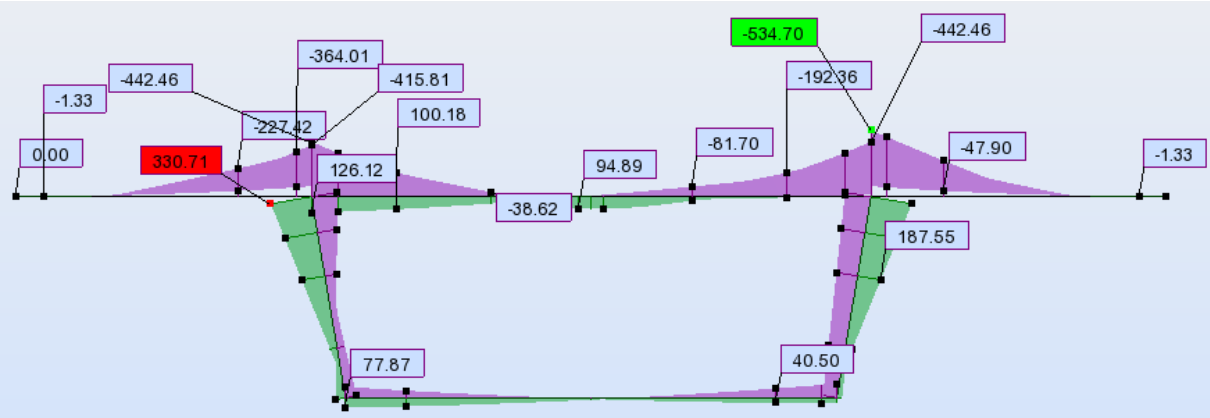


Figure B.38 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt2.

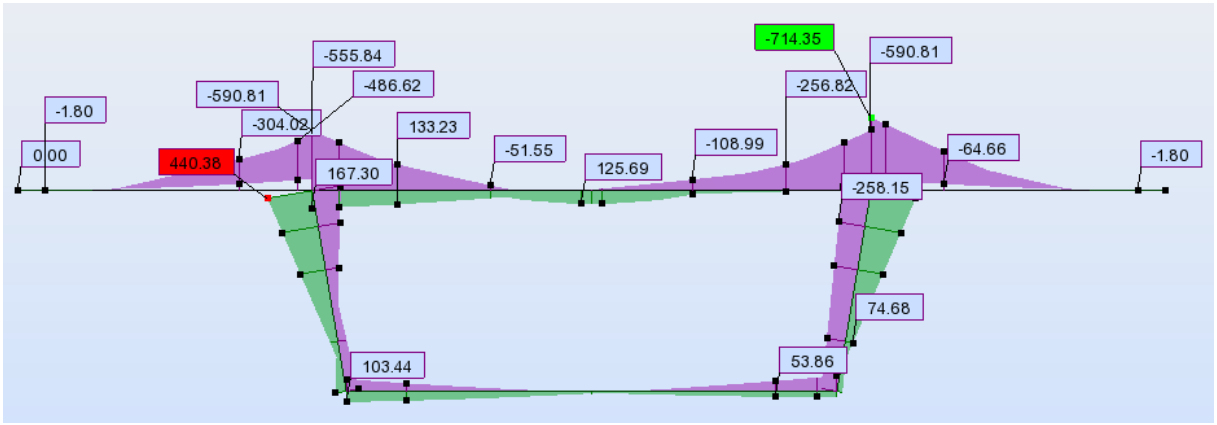


Figure B.39 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

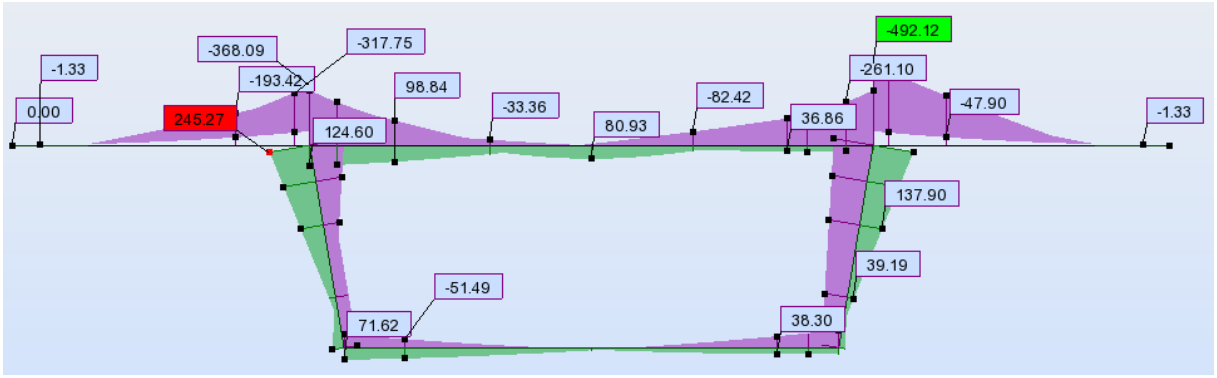


Figure B.40 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bc2.

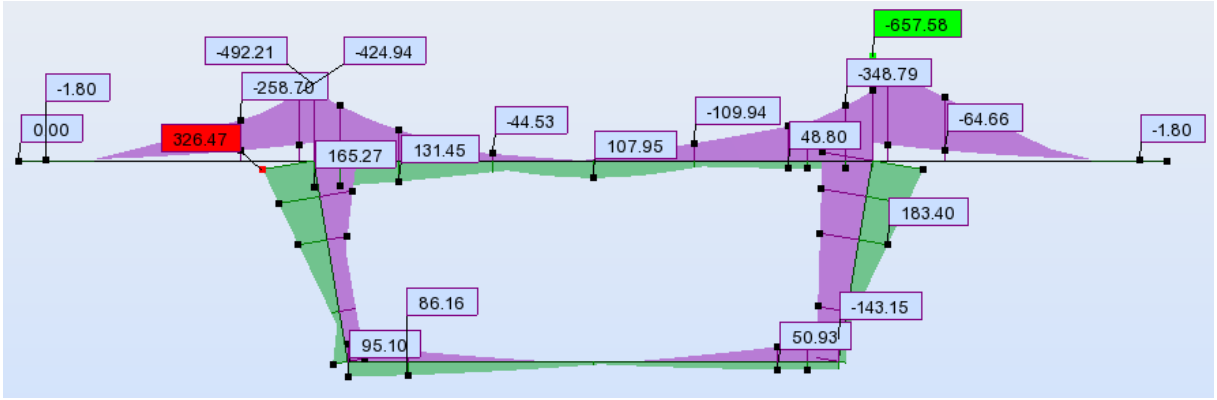


Figure B.41 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2.

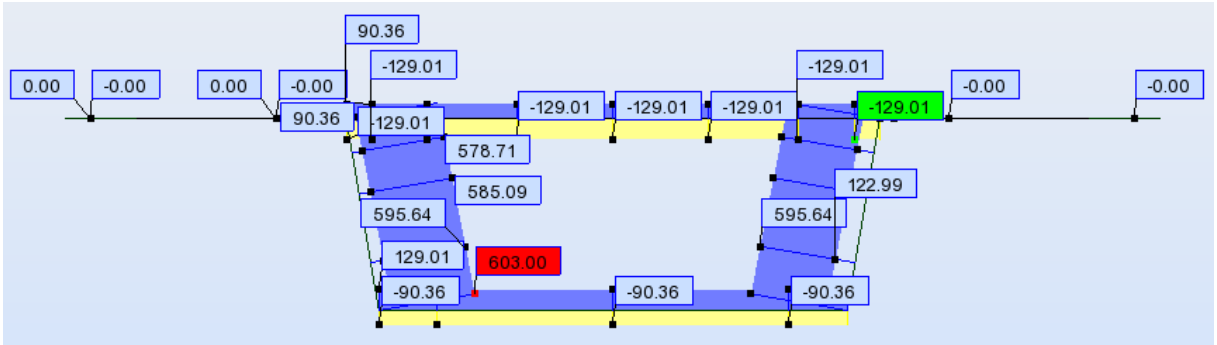


Figure B.42 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison G+1.2Bt2.

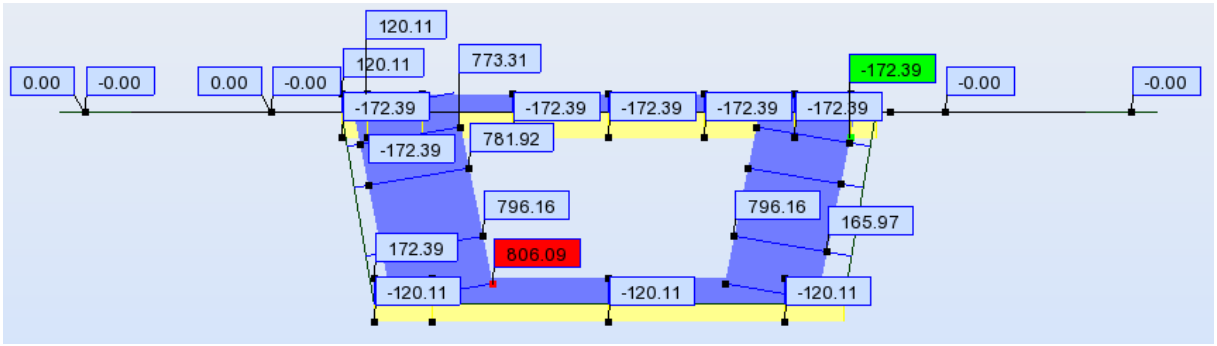


Figure B.43 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

Diagrammes des efforts internes longitudinaux (Partie Poutre)

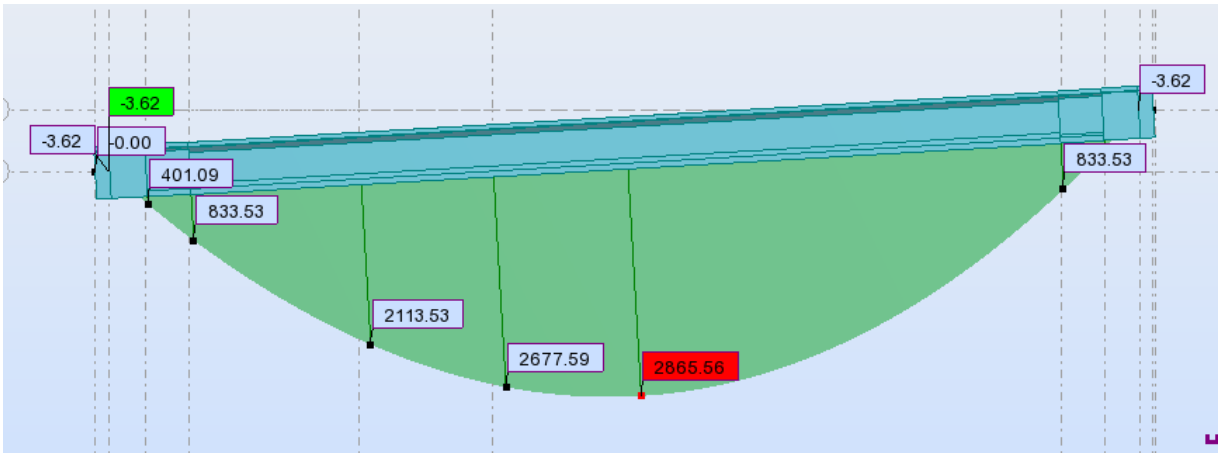


Figure B.44 : Moment fléchissent longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

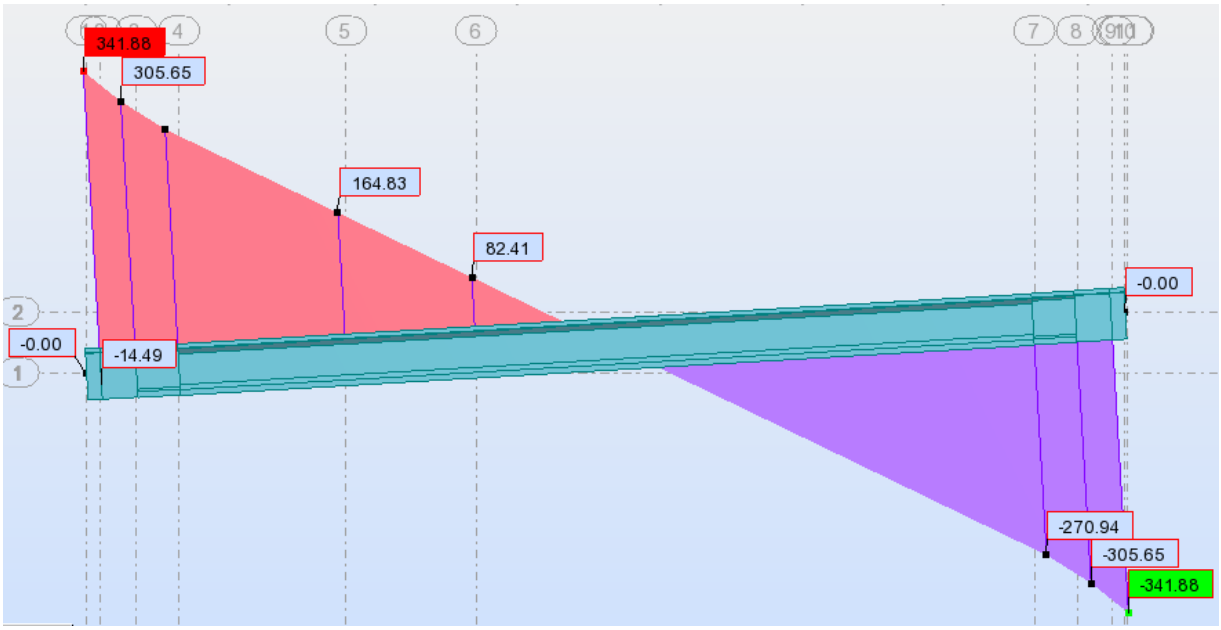


Figure B.45 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

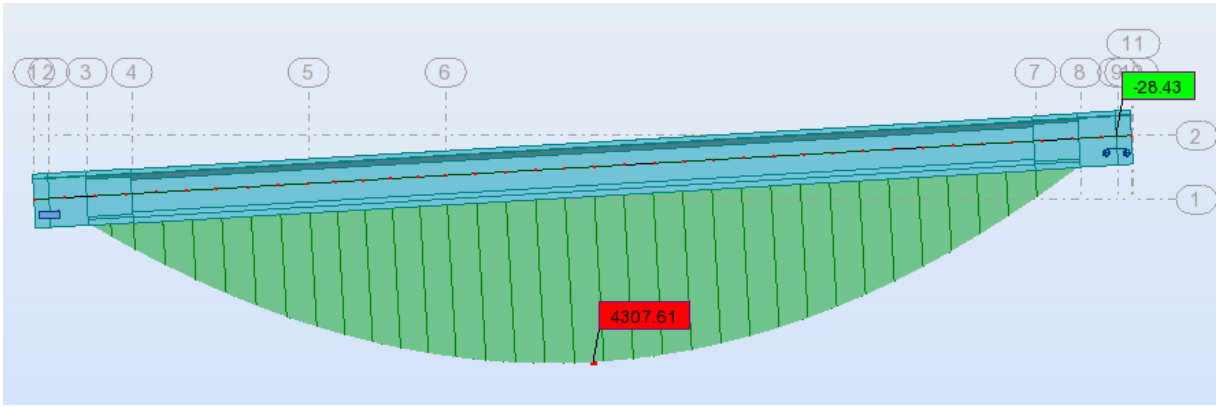


Figure B.46 : Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

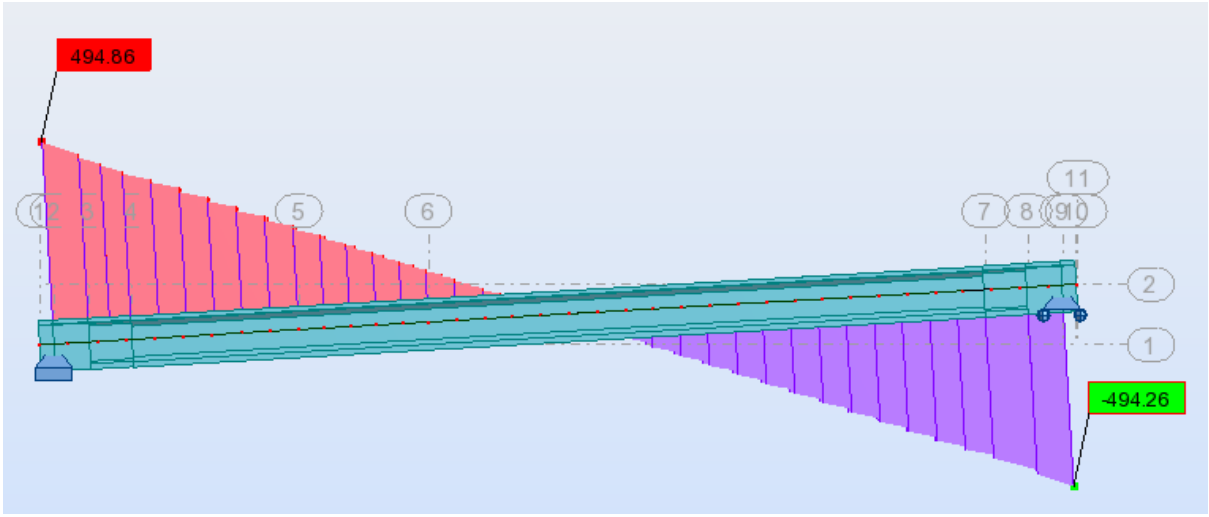


Figure B.47 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

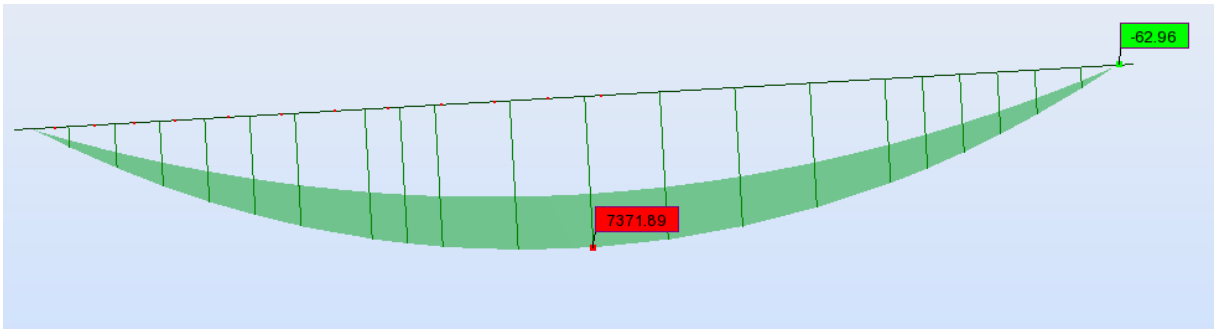


Figure B.48 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

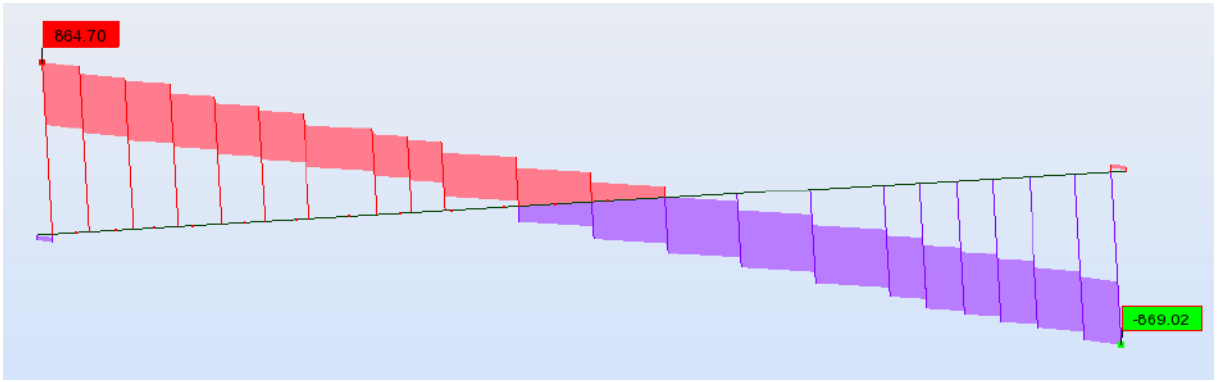


Figure B.49 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

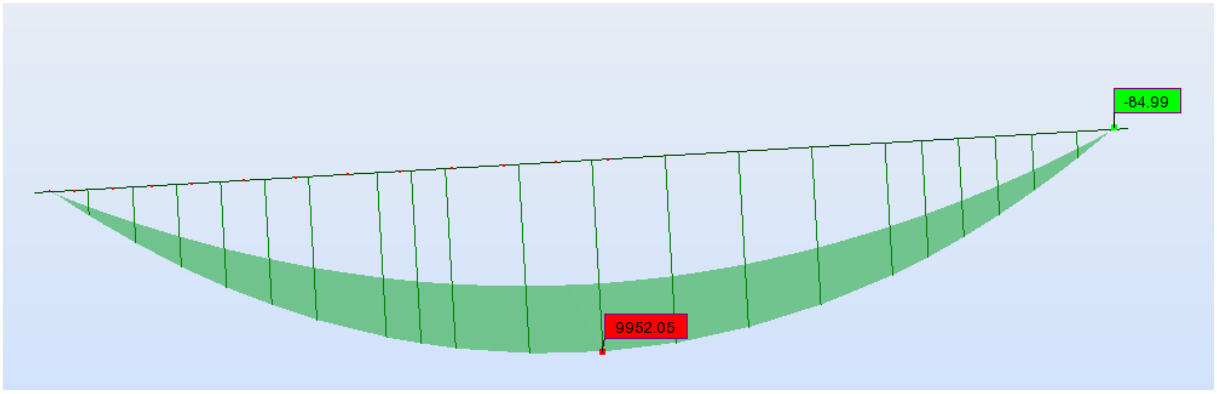


Figure B.50 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

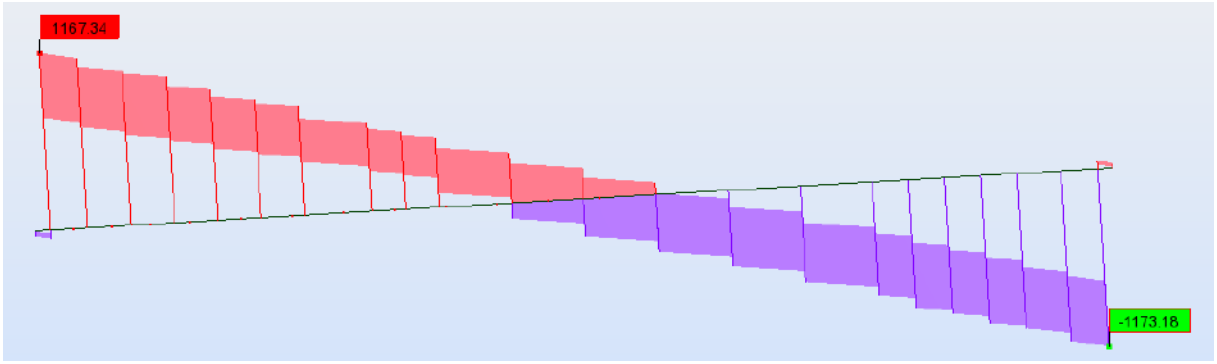


Figure B.51 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

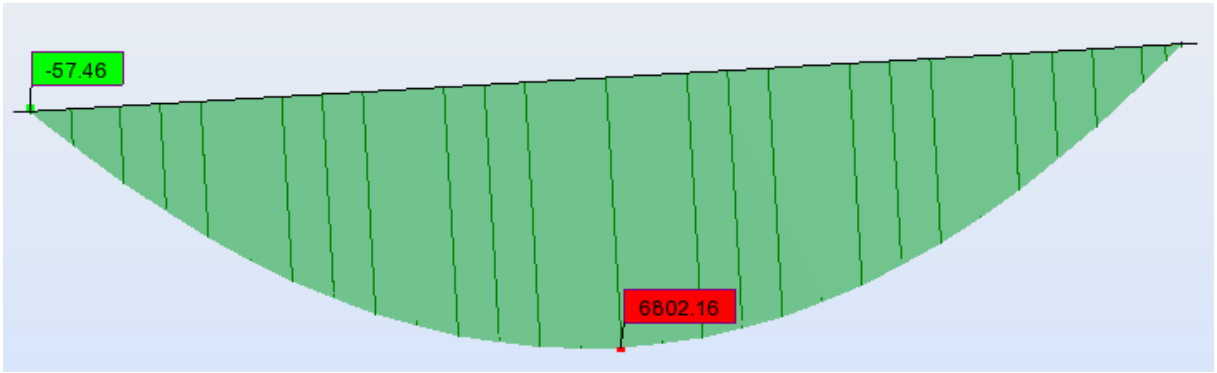


Figure B.52 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

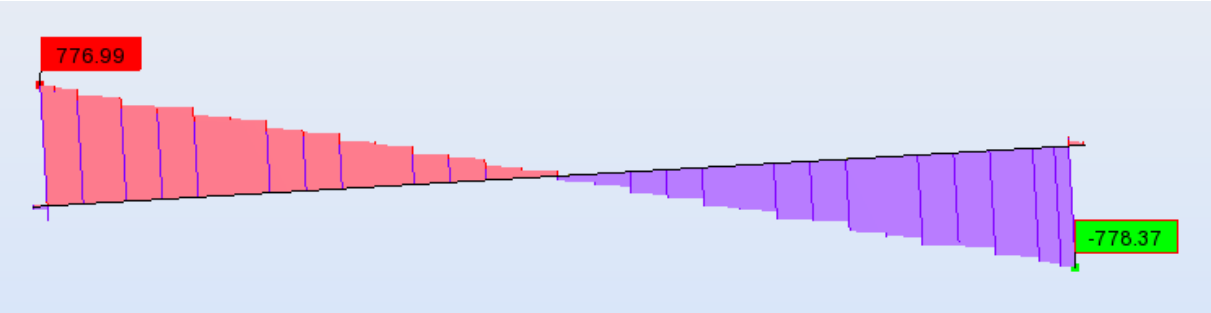


Figure B.53 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

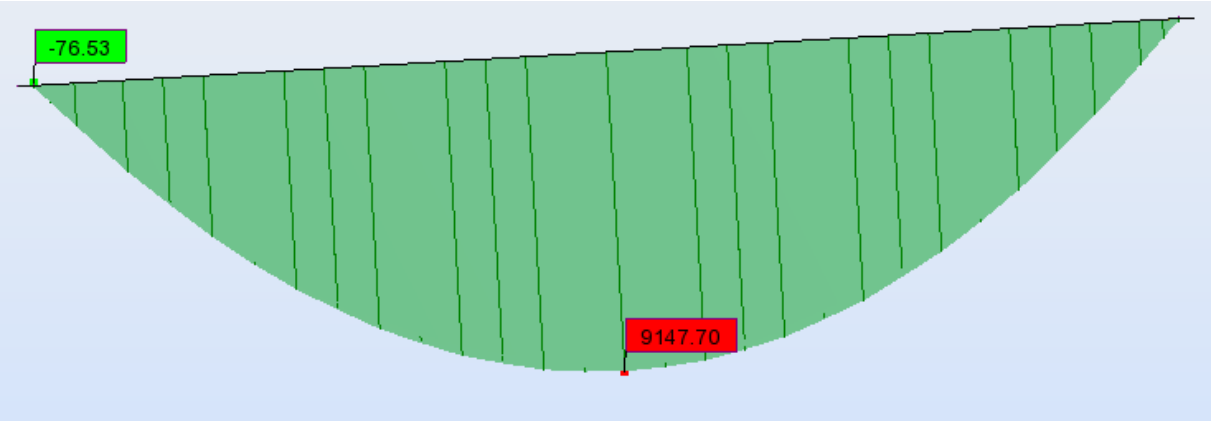


Figure B.54 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

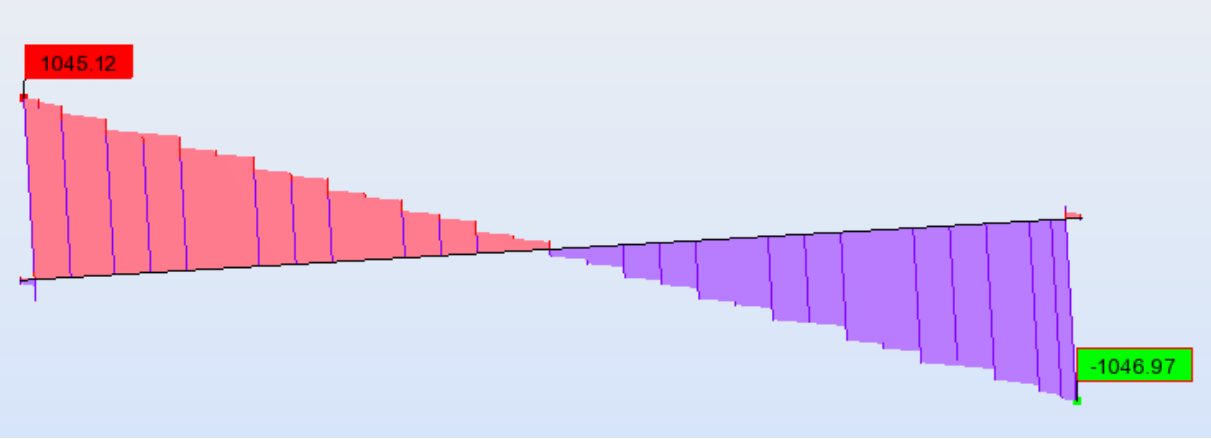


Figure B.55 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

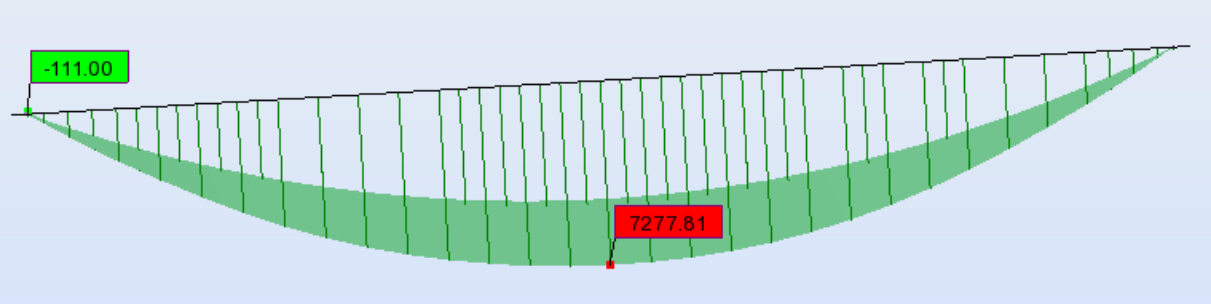


Figure B.56 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

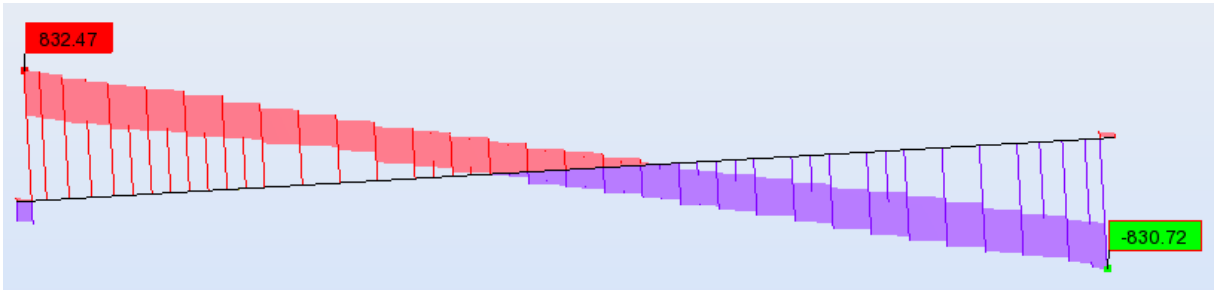


Figure B.57 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

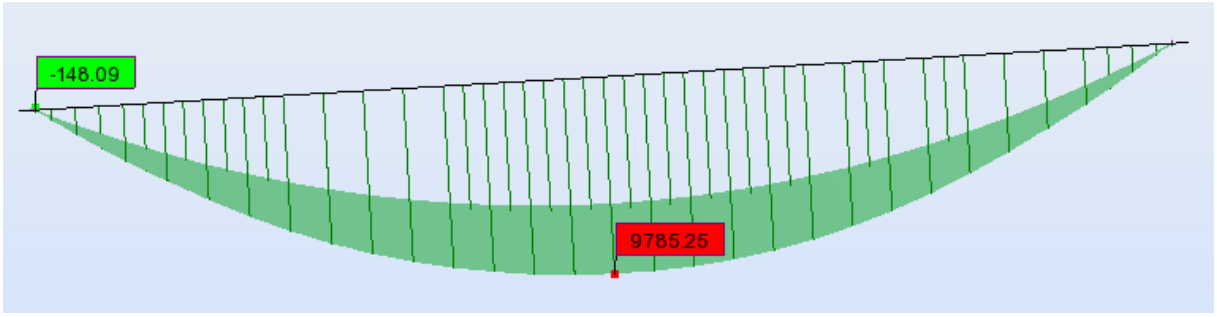


Figure B.58 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

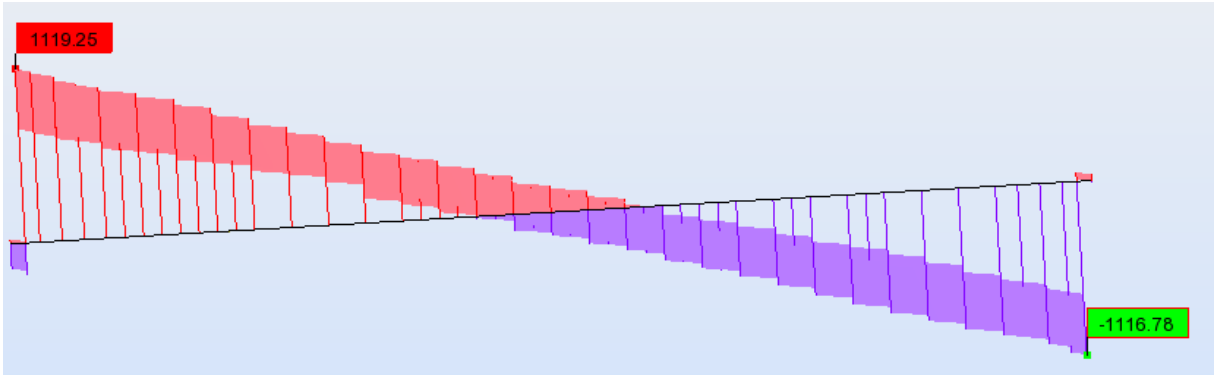


Figure B.59 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

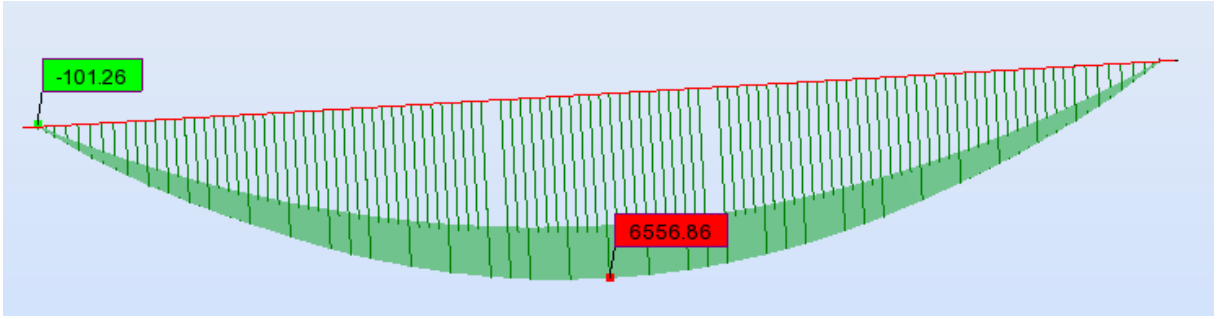


Figure B.60 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.

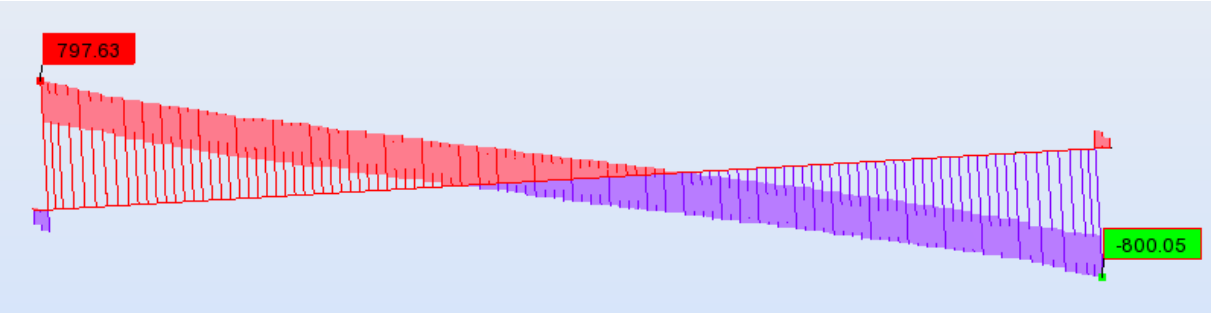


Figure B.61 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.

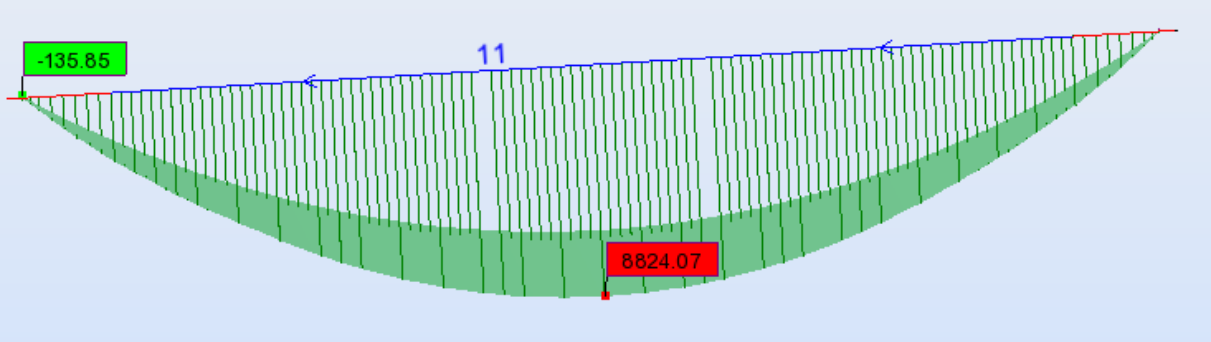


Figure B.62 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

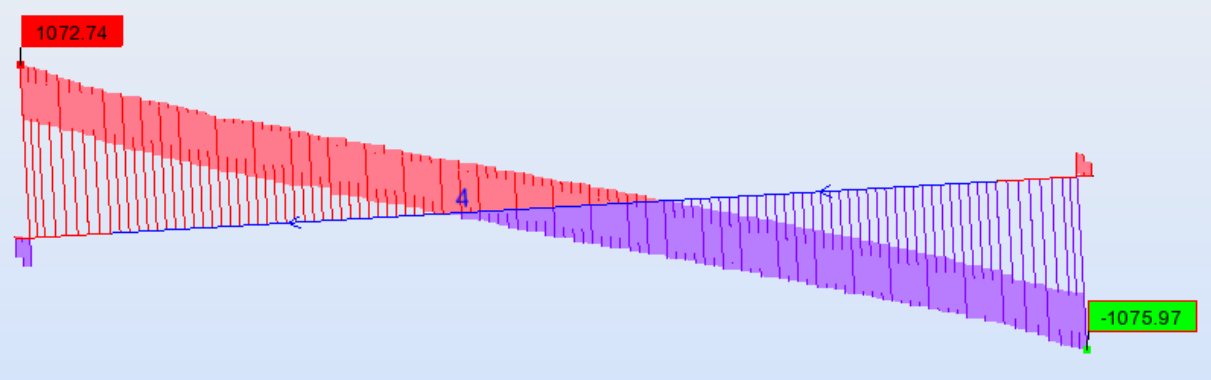


Figure B.63 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

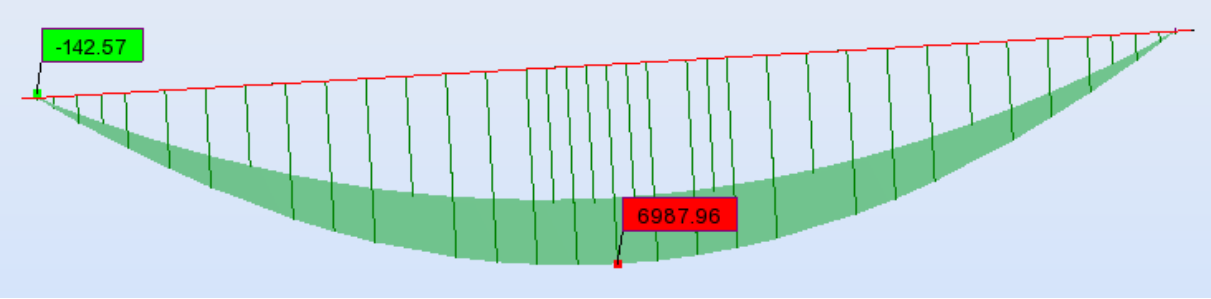


Figure B.64 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

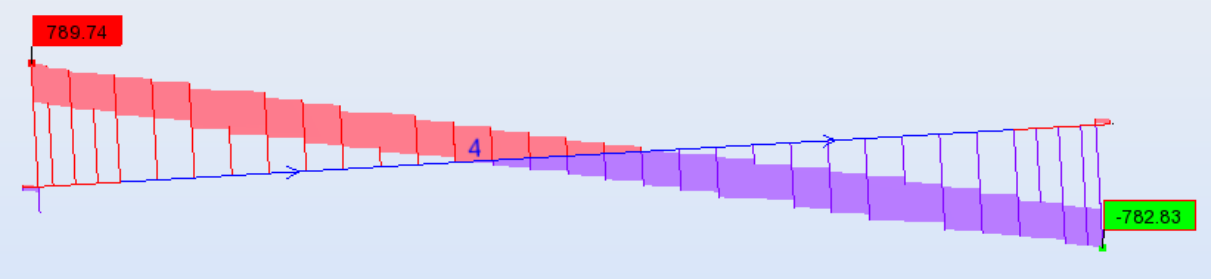


Figure B.65 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

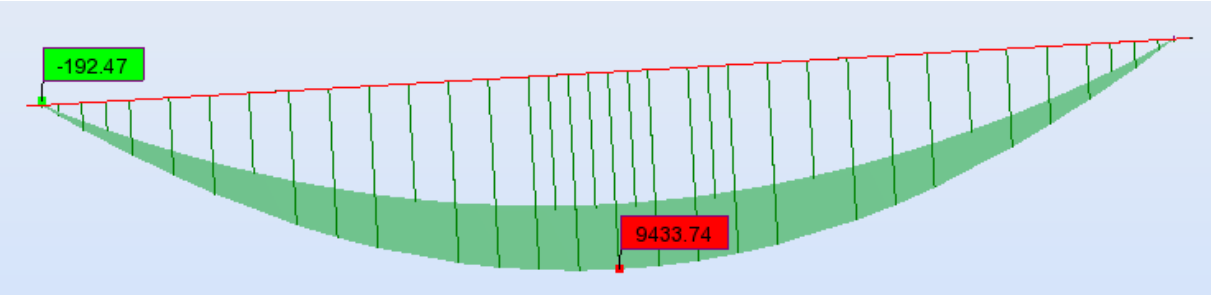


Figure B.66 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

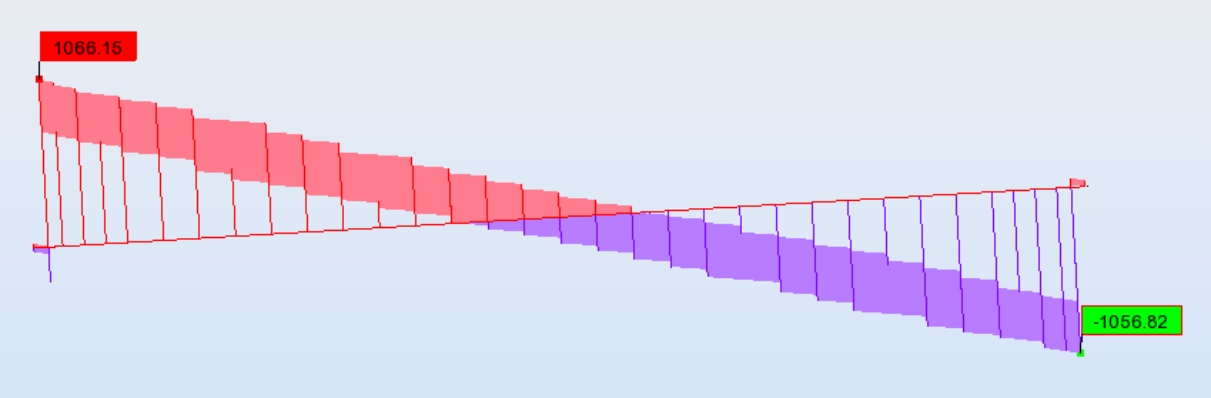


Figure B.67 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

ANNXE C

TABLEAUX DE CALCUL



Tableau C.1: L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale.

Voussoirs	ei (m)	Câbles	d (m)	L (m)	d0	d1	Ri(m)	α (rad)	Equation
V3	0.5205	**C12**	0.20	4.4	0.15	0.72	16.97	0.2537	0.15 + 0.0295 x²
	0.5205	C11	0.53	4.4	0.15	1.05	10.75	0.3885	0.15 + 0.0465 x²
V4	0.462	C10	0.20	4.4	0.15	0.66	18.91	0.2287	0.15 + 0.0264 x²
	0.462	C9	0.53	4.4	0.15	0.99	11.50	0.3655	0.15 + 0.0435 x²
V5	0.4125	C8	0.20	4.4	0.15	0.61	20.93	0.2072	0.15 + 0.0239 x²
	0.4125	C7	0.53	4.4	0.15	0.94	12.21	0.3458	0.15 + 0.0409 x²
V6	0.3720	C6	0.20	4.4	0.15	0.57	22.94	0.1895	0.15 + 0.0218 x²
	0.3720	C5	0.53	4.4	0.15	0.90	12.87	0.3294	0.15 + 0.0388 x²
V7	0.3405	C4	0.53	4.4	0.35	0.87	18.60	0.2323	0.35 + 0.0269 x²
V8	0.3180	C3	0.20	4.4	0.15	0.52	26.30	0.1657	0.15 + 0.0190 x²
	0.3180	C2	0.53	4.4	0.35	0.85	19.44	0.2226	0.35 + 0.0257 x²
V9	0.3045	**C1**	0.53	4.4	0.35	0.83	19.98	0.2168	0.35 + 0.0250 x²
V10	Pas de déviation dans ce voussoir								
VC	Pas de déviation dans ce voussoir								
V10	0.3000	**C1**	0.53	4.4	0.35	0.83	20.17	0.2148	0.35 + 0.0248 x²
V9	0.3045	C2	0.53	4.4	0.35	0.83	19.98	0.2168	0.35 + 0.0250 x²
	0.3045	C3	0.20	4.4	0.15	0.50	27.31	0.1598	0.15 + 0.0183 x²
V8	0.3180	C4	0.53	4.4	0.35	0.85	19.44	0.2226	0.35 + 0.0257 x²
V7	0.3405	C5	0.53	4.4	0.15	0.87	13.44	0.3165	0.15 + 0.0372 x²
	0.3405	C6	0.20	4.4	0.15	0.54	24.79	0.1757	0.15 + 0.0202 x²
V6	0.3720	C7	0.53	4.4	0.15	0.90	12.87	0.3294	0.15 + 0.0388 x²
	0.3720	C8	0.20	4.4	0.15	0.57	22.94	0.1895	0.15 + 0.0218 x²
V5	0.4125	C9	0.53	4.4	0.15	0.94	12.21	0.3458	0.15 + 0.0409 x²
	0.4125	C10	0.20	4.4	0.15	0.61	20.93	0.2072	0.15 + 0.0239 x²
V4	0.4620	C11	0.53	4.4	0.15	0.99	11.50	0.3655	0.15 + 0.0435 x²
	0.4620	**C12**	0.20	4.4	0.15	0.66	18.91	0.2287	0.15 + 0.0264 x²

Tableau C.2 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive.

Voussoirs	ei (m)	Câbles	d (m)	L (m)	d0	d1	Ri(m)	α (rad)	Equation
½ VSC	0.3000	C6	0.20	5.9	0.15	0.5000	49.7286	0.1181	0.15 + 0.0101 x²
	0.3000	C5	0.53	5.9	0.15	0.8300	25.5956	0.2266	0.15 + 0.0195 x²
½ VSC	0.3000	C4	0.20	5.9	0.15	0.5000	49.7286	0.1181	0.15 + 0.0101 x²
	0.3000	C3	0.53	5.9	0.35	0.8300	36.2604	0.1613	0.35 + 0.0138x²
V10	0.3000	C2	0.53	4.4	0.35	0.8300	20.1667	0.2148	0.35 + 0.0248x²
V9	0.3045	C1	0.53	4.4	0.35	0.8345	19.9794	0.2168	0.35 + 0.0250x²
V8	Pas de déviation dans ce voussoir								
V7	0.3405	C1	0.53	4.4	0.35	0.8705	18.5975	0.2323	0.35 + 0.0269x²
V6	0.3720	C2	0.53	4.4	0.35	0.9020	17.5362	0.2458	0.35 + 0.0285x²
V5	0.4125	C3	0.53	4.4	0.35	0.9425	16.3376	0.2631	0.35 +0.0306x²
	0.4125	C4	0.20	4.4	0.15	0.6125	20.9297	0.2072	0.15 + 0.0239x²
V4	0.4620	C5	0.53	4.4	0.15	0.9920	11.4964	0.3655	0.15 + 0.0435x²
	0.4620	C6	0.20	4.4	0.15	0.6620	18.9063	0.2287	0.15 + 0.0264 x²

ei : épaisseur de l'hourdis inférieur.

d : distance entre l'ancrage et la fibre supérieure de l'hourdis inférieur.

Tableau C.3 : Pertes par frottements

X (m)	Câbles	L (m)	θ (rad)	θd (rad)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10
4	2× C0	4.00	0.0000	0.0000	17.75	0.00										
8.4	2× C1	4.40	0.0000	0.0000	37.03	19.51	0.00									
12.8	4× C2	4.40	0.1221	0.1221	90.61	73.735	54.94	0.00								
17.2	4× C3	4.40	0.3034	0.1221	158.04	141.99	124.10	54.94	0.00							
21.6	4× C4	4.40	0.4818	0.1221	221.49	206.20	189.16	171.91	54.94	0.00						
26	4× C5	4.40	0.2105	0.2105	168.39	152.46	134.71	116.73	98.51	80.05	0.00					
30.4	4× C6	4.40	0.3918	0.2105	232.07	216.91	200.02	182.91	165.57	147.99	80.04	0.00				
34.8	4× C7	4.40	0.5702	0.2105	291.98	277.54	261.46	245.16	228.65	211.91	194.96	80.04	0.00			
39.2	4× C8	4.40	0.0000	0.0000	165.09	149.12	131.33	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0,00		
43.6	4× C9	4.40	0.0000	0.0000	182.44	166.68	149.12	131.33	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19,51	0,00	
48.0	4× C10	4.40	0.0000	0.0000	199.56	184.00	166.68	149.12	131.33	113.30	95.04	76.53	57.77	38,77	19,51	0,00
Pertes par frottements moyennes $\Delta\sigma_{\varphi\ moy}$				**(MPa)**	**173.71**	**157.84**	**148.58**	**129.49**	**110.92**	**103.55**	**84.06**	**50.62**	**29.01**	**19.43**	**9.76**	**0.00**
				(%)	**11.67**	**10.61**	**9.99**	**8.70**	**7.45**	**6.96**	**5.65**	**3.40**	**1.95**	**1.31**	**0.66**	**0.00**

θ_d : variation d'angle au dernier voussoir de chaque câble.

θ : variation d'angle de chaque câble à l'avant dernier voussoir.

L : longueur de déviation pour une seule pente (par défault est la longueur du dernier voussoir).

Tableau C.4 : Pertes par recul d'ancrage.

X (m)	Câbles	L (m)	θ (rad)	k	d (m)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10
4.0	2× C0	4.0	0.000	0.003	9.23	77.14	112.86										
8.4	2× C1	8.4	0.000	0.003	9.23	7.74	47.02	82.74									
12.8	4× C2	4.4	0.122	0.009	7.19	0	0	23.85	133.74								
17.2	4× C3	4.4	0.122	0.009	5.31	0	0	0	28.49	138.37							
21.6	4× C4	4.4	0.122	0.009	4.96	0	0	0	0	29.55	139.44						
26.0	4× C5	4.4	0.210	0.013	5.10	0	0	0	0	0	5.85	165.94					
30.4	4× C6	4.4	0.210	0.013	4.60	0	0	0	0	0	0	6.18	166.27				
34.8	4× C7	4.4	0.210	0.013	4.52	0	0	0	0	0	0	0	6.23	166,32			
39.2	4× C8	4.4	0.000	0.003	9.23	0	0	0	0	0	0	0	3.81	43,09	82,37		
43.6	4× C9	4.4	0.000	0.003	9.23	0	0	0	0	0	0	0	0	3,81	43,09	82,37	
48.0	4× C10	4.4	0.000	0.003	9.23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,81	43,09	82,37
Pertes par recul d'ancrage moyennes $\Delta\sigma_{g\ moy}$					**(MPa)**	**4.24**	**7.99**	**6.87**	**18.03**	**20.99**	**20.76**	**28.69**	**35.26**	**53.30**	**43.09**	**62.73**	**82.37**
					(%)	**0.29**	**0.54**	**0.46**	**1.21**	**1.41**	**1.39**	**1.93**	**2.37**	**3.58**	**2.90**	**4.22**	**5.54**

C0, C1 : cas de câbles rectilignes courts avec grands glissements (d > longueur du câble).

C2, C3, C4, C5, C6, C7 : cas de câbles qui présentent un recul d'ancrage sur deux pentes (d > longueur du dernier voussoir).

C8, C9, C10 : cas de câbles rectilignes longs (d < longueur du câble) ➔ calcul suivant le paragraphe V.4.3.1

Tableau C.5 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles.

Section		Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10
N câbles		40	40	38	36	32	28	24	20	16	12	8	4
$\Delta\sigma_\varphi+\Delta\sigma_g$ (MPa)		11.96	11.14	10.45	9.91	8.86	8.35	7.58	5.77	5.53	4.20	4.87	5.54
P (MN)		117.905	118.995	113.933	108.579	97.639	85.913	74.264	63.095	50.605	38.488	25.479	12.651
υ (m)		2.641	2.641	2.334	2.069	1.831	1.627	1.457	1.321	1.218	1.146	1.097	1.087
d_{moy} (m)		0.269	0.269	0.251	0.260	0.249	0.234	0.248	0.268	0.298	0.190	0.190	0.190
e_{moy} (m)		2.372	2.372	2.084	1.809	1.582	1.392	1.209	1.053	0.920	0.956	0.907	0.897
I (m^4)		80.6130	80.6130	62.1632	48.1339	37.2375	29.0650	23.0492	18.7275	15.7361	13.8027	12.6045	12.3085
S (m^2)		14.9109	14.9109	14.0575	13.3169	12.6028	11.9707	11.4280	10.9808	10.6340	10.3915	10.2016	10.1743
Mg (MN.m)		354.589	293.963	234.799	183.150	138.596	100.777	69.361	44.058	24.633	10.908	2.715	0.000
σ_{bi} (MPa)		5.702	7.634	8.192	8.654	8.421	8.097	7.568	7.004	6.042	5.499	3.966	2.070
$\Delta\sigma_e$	**(MPa)**	**15.05**	**20.16**	**21.63**	**22.85**	**22.23**	**21.33**	**19.98**	**18.49**	**15.95**	**14.52**	**10.47**	**5.46**
	(%)	**1.01**	**1.35**	**1.45**	**1.54**	**1.49**	**1.43**	**1.34**	**1.24**	**1.07**	**0.98**	**0.70**	**0.37**

Tableau C.6 : Pertes per retrait de béton.

Zone climatique	ε_r	Ep (MPa)	Δσr (MPa)	Δσr (%)
A	0,0002	190 000	**38**	**2.55**

Tableau C.7 : Pertes par fluage.

Section		Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10
N câbles		40	40	38	36	32	28	24	20	16	12	8	4
$\Delta\sigma_i$ (%)		12.97	12.50	11.90	11.45	10.36	9.79	8.92	7.01	6.60	5.18	5.58	5.90
P (MN)		116.550	117.181	112.084	106.729	96.038	84.569	73.185	62.263	50.030	38.096	25.291	12.601
υ (m)		2.641	2.641	2.334	2.069	1.831	1.627	1.457	1.321	1.218	1.146	1.097	1.087
d_{moy} (m)		0.269	0.269	0.251	0.260	0.249	0.234	0.248	0.268	0.298	0.190	0.190	0.190
e_{moy} (m)		2.372	2.372	2.084	1.809	1.582	1.392	1.209	1.053	0.920	0.956	0.907	0.897
I (m^4)		80.6130	80.6130	62.1632	48.1339	37.2375	29.0650	23.0492	18.7275	15.7361	13.8027	12.6045	12.3085
S (m^2)		14.9109	14.9109	14.0575	13.3169	12.6028	11.9707	11.4280	10.9808	10.6340	10.3915	10.2016	10.1743
Mg (MN.m)		354.589	293.963	234.799	183.150	138.596	100.777	69.361	44.058	24.633	10.908	2.715	0.000
σ_{bi} (MPa)		5.516	7.39	7.932	8.389	8.187	7.878	7.405	6.879	5.957	5.435	3.935	2.062
$\Delta\sigma_{fl}$	(MPa)	**72.82**	**97.50**	**104.71**	**110.75**	**108.07**	**103.99**	**97.75**	**90.81**	**78.64**	**71.75**	**51.95**	**27.22**
	(%)	**4.89**	**6.55**	**7.04**	**7.44**	**7.26**	**6.99**	**6.57**	**6.10**	**5.28**	**4.82**	**3.49**	**1.83**

Tableau C.8 : Pertes par relaxation.

Section		Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10
N câbles		40	40	38	36	32	28	24	20	16	12	8	4
$\Delta\sigma_i$ (%)		12.97	12.50	11.90	11.45	10.36	9.79	8.92	7.01	6.60	5.18	5.58	5.90
σ_i (MPa)		1295.00	1302.01	1310.92	1317.64	1333.86	1342.37	1355.28	1383.62	1389.73	1410.97	1405.04	1400.16
μ		0.696	0.700	0.705	0.708	0.717	0.722	0.729	0.744	0.747	0.759	0.755	0.753
$\Delta\sigma_\rho$	(MPa)	**51.72**	**52.73**	**54.04**	**55.03**	**57.45**	**58.74**	**60.71**	**65.14**	**66.12**	**69.54**	**68.58**	**67.79**
	(%)	**3.48**	**3.54**	**3.63**	**3.70**	**3.86**	**3.95**	**4.08**	**4.38**	**4.44**	**4.67**	**4.61**	**4.56**

Tableau C.9 : Pertes Totales.

Section		Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10
$\Delta\sigma_i$	(MPa)	193.00	185.99	177.08	170.36	154.14	145.63	132.72	104.38	98.27	77.03	82.96	87.84
	(%)	12.97	12.50	11.90	11.45	10.36	9.79	8.92	7.01	6.60	5.18	5.58	5.90
$\Delta\sigma_d$	(MPa)	153.92	179.45	187.74	194.60	193.95	190.94	186.35	183.10	171.73	167.70	147.10	121.71
	(%)	10.34	12.06	12.62	13.08	13.03	12.83	12.52	12.31	11.54	11.27	9.89	8.18
$\Delta\sigma_{TOT}$	(MPa)	**346.92**	**365.44**	**364.81**	**364.96**	**348.09**	**336.57**	**319.07**	**287.48**	**270.01**	**244.73**	**230.06**	**209.54**
	(%)	**23.31**	**24.56**	**24.52**	**24.53**	**23.39**	**22.62**	**21.44**	**19.32**	**18.15**	**16.45**	**15.46**	**14.08**

Tableau C.10 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

Section	x (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	n_f	n_c	P_f (MN)	P_c (MN)	e_f (m)	e_c (m)	M(MN.m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Début VSC	0.0	1.913	1.087	12.3085	10.1743	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Axe VSC	5.9	1.913	1.087	12.3085	10.1743	0	4	0	12.797	0	1.763	24.540	1.43	0.95
Fin V10	11.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	8	10.103	25.594	0.897	1.713	45.742	4.47	1.81
Fin V9	16.2	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	10	20.206	31.993	0.907	1.703	54.695	6.73	2.27
Fin V8	20.6	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	12	30.309	38.392	0.956	1.724	57.991	8.34	3.64
Fin V7	25.0	2.052	1.218	15.7361	10.634	16	12	40.412	38.392	0.920	1.802	55.515	9.23	4.34
Fin V6	29.4	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	10	50.515	31.993	1.053	1.929	47.174	10.24	3.06
Fin V5	33.8	2.293	1.457	23.0492	11.428	24	8	60.618	25.594	1.209	2.093	32.788	10.86	2.32
Fin V4	38.2	2.453	1.627	29.065	11.9707	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	12.140	11.52	0.13
Fin V3	42.6	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	0	80.825	0	1.582	0	-15.031	11.96	**-1.58**
Fin V2	47.0	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-49.019	11.79	-0.01
Fin V1	51.4	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-90.169	10.95	1.36
Fin VSP	55.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-138.860	10.08	2.58
Axe VSP P9	59.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-189.915	8.40	4.71

Section	x (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	n_f	n_c	P_f (MN)	P_c (MN)	e_f (m)	e_c (m)	M(MN.m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Fin VSP	63.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-130.903	10.34	2.25
Fin V01	68.2	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-73.462	11.58	0.53
Fin V02	72.6	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-23.562	12.89	-1.52
Fin V03	77.0	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	4	80.825	12.797	1.582	2.489	19.177	13.09	-0.74
Fin V04	81.4	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	8	70.721	25.594	1.392	2.303	55.100	13.34	0.06
Fin V05	85.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	12	60.618	38.392	1.209	2.143	84.498	**13.43**	1.15
Fin V06	90.2	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	16	50.515	51.189	1.053	2.009	107.635	13.35	2.58
Fin V07	94.6	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	18	40.412	57.587	0.920	1.880	124.725	13.37	2.22
Fin V08	99.0	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	22	30.309	70.385	0.956	1.787	135.936	12.94	4.10
Fin V09	103.4	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	24	20.206	76.783	0.907	1.733	141.397	11.83	5.42
Fin V10	107.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	141.993	10.26	5.51
Vc P9-P10	108.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	0	24	0	76.783	0.000	1.713	140.346	8.32	6.18
Fin V10	109.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	139.222	10.02	5.94
Fin V9	114.2	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	22	20.206	70.385	0.907	1.746	130.802	11.16	4.86
Fin V8	118.6	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	18	30.309	57.587	0.956	1.801	116.708	11.94	2.46
Fin V7	123.0	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	16	40.412	51.189	0.920	1.902	96.867	11.45	3.83
Fin V6	127.4	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	12	50.515	38.392	1.053	2.009	71.145	11.43	2.65
Fin V5	131.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	8	60.618	25.594	1.209	2.143	39.377	11.20	1.79
Fin V4	136.2	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	1.347	10.91	1.04
Fin V3	140.6	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	0	80.825	0	1.582	0	-43.206	10.58	0.41
Fin V2	145.0	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-94.575	9.84	2.69
Fin V1	149.4	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-153.105	8.59	4.49
Fin VSP	153.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-219.175	7.44	5.92
Axe VSP P10	157.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-286.040	5.25	8.71
Fin VSP	161.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-221.424	7.37	6.02
Fin V01	166.2	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-157.824	8.41	4.73
Fin V02	170.6	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-101.763	9.53	3.11
Fin V03	175.0	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	4	80.825	12.797	1.582	2.489	-52.860	9.55	4.37
Fin V04	179.4	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	8	70.721	25.594	1.392	2.303	-10.772	9.65	5.62
Fin V05	183.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	12	60.618	38.392	1.209	2.143	24.794	9.66	7.09
Fin V06	188.2	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	16	50.515	51.189	1.053	2.009	54.100	9.58	8.75
Fin V07	192.6	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	18	40.412	57.587	0.920	1.880	77.361	9.70	8.40
Fin V08	197.0	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	22	30.309	70.385	0.956	1.787	94.744	9.52	9.98
Fin V09	201.4	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	24	20.206	76.783	0.907	1.733	106.378	8.78	10.78
Fin V10	205.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	112.342	7.64	10.12
Vc P10-P11	206.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	0	24	0	76.783	0.000	1.713	112.909	5.90	10.45
Fin V10	207.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	113.187	7.72	9.99
Fin V9	212.2	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	22	20.206	70.385	0.907	1.746	110.942	9.43	7.90
Fin V8	216.6	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	18	30.309	57.587	0.956	1.801	103.025	10.81	4.42
Fin V7	221.0	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	16	40.412	51.189	0.920	1.902	89.360	10.87	4.81
Fin V6	225.4	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	12	50.515	38.392	1.053	2.009	69.815	11.33	2.81
Fin V5	229.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	8	60.618	25.594	1.209	2.143	44.225	11.50	1.31
Fin V4	234.2	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	12.373	11.53	0.11
Fin V3	238.6	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	0	80.825	0	1.582	0	-26.003	11.42	-0.81
Fin V2	243.0	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-71.196	10.84	1.30
Fin V1	247.4	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-123.550	9.70	3.02
Fin VSP	251.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-183.444	8.61	4.44
Axe VSP P11	255.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-244.685	6.61	6.99
Fin VSP	259.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-182.645	8.64	4.40
Fin V01	264.2	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-121.868	9.76	2.94

Section	x (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	n_f	n_c	P_f (MN)	P_c (MN)	e_f (m)	e_c (m)	M(MN.m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Fin V02	268.6	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-68.630	10.95	1.15
Fin V03	273.0	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	4	80.825	12.797	1.582	2.489	-22.552	11.04	2.22
Fin V04	277.4	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	8	70.721	25.594	1.392	2.303	16.710	11.19	3.30
Fin V05	281.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	12	60.618	38.392	1.209	2.143	49.450	11.22	4.64
Fin V06	286.2	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	16	50.515	51.189	1.053	2.009	75.929	11.12	6.23
Fin V07	290.6	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	18	40.412	57.587	0.920	1.880	96.362	11.17	5.92
Fin V08	295.0	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	22	30.309	70.385	0.956	1.787	110.916	10.86	7.67
Fin V09	299.4	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	24	20.206	76.783	0.907	1.733	119.721	9.94	8.74
Fin V10	303.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	122.856	8.57	8.48
Vc P11-P12	304.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	0	24	0	76.783	0.000	1.713	122.779	6.77	8.91
Fin V10	305.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	122.413	8.53	8.55
Fin V9	310.2	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	22	20.206	70.385	0.907	1.746	117.340	9.99	6.92
Fin V8	314.6	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	18	30.309	57.587	0.956	1.801	106.593	11.10	3.91
Fin V7	319.0	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	16	40.412	51.189	0.920	1.902	90.097	10.93	4.71
Fin V6	323.4	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	12	50.515	38.392	1.053	2.009	67.722	11.19	3.05
Fin V5	327.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	8	60.618	25.594	1.209	2.143	39.301	11.19	1.80
Fin V4	332.2	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	4.619	11.10	0.76
Fin V3	336.6	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	0	80.825	0	1.582	0	-36.587	10.90	-0.06
Fin V2	341.0	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-84.610	10.26	2.10
Fin V1	345.4	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-139.793	9.09	3.83
Fin VSP	349.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-202.517	7.99	5.23
Axe VSP P12	353.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-266.329	5.90	7.89
Fin VSP	357.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-203.498	7.96	5.27
Fin V01	362.2	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-141.851	9.01	3.93
Fin V02	366.6	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-87.744	10.13	2.28
Fin V03	371.0	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	4	80.825	12.797	1.582	2.489	-40.796	10.14	3.52
Fin V04	375.4	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	8	70.721	25.594	1.392	2.303	-0.663	10.22	4.77
Fin V05	379.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	12	60.618	38.392	1.209	2.143	32.949	10.18	6.28
Fin V06	384.2	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	16	50.515	51.189	1.053	2.009	60.298	10.01	8.03
Fin V07	388.6	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	18	40.412	57.587	0.920	1.880	81.604	10.03	7.84
Fin V08	393.0	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	22	30.309	70.385	0.956	1.787	97.032	9.71	9.66
Fin V09	397.4	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	24	20.206	76.783	0.907	1.733	106.712	8.81	10.73
Fin V10	401.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	110.722	7.50	10.37
Vc P12-P13	402.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	0.00	24	0	76.783	0.000	1.713	110.847	5.72	10.77
Fin V10	403.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	110.679	7.50	10.38
Fin V9	408.2	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	22	20.206	70.385	0.907	1.746	106.480	9.05	8.59
Fin V8	412.6	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	18	30.309	57.587	0.956	1.801	96.613	10.27	5.33
Fin V7	417.0	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	16	40.412	51.189	0.920	1.902	80.999	10.23	5.90
Fin V6	421.4	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	12	50.515	38.392	1.053	2.009	59.509	10.61	4.00
Fin V5	425.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	8	60.618	25.594	1.209	2.143	31.974	10.73	2.53
Fin V4	430.2	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	-1.821	10.74	1.31
Fin V3	434.6	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	0	80.825	0	1.582	0	-42.139	10.63	0.34
Fin V2	439.0	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-89.274	10.06	2.37
Fin V1	443.4	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-143.570	8.95	4.02
Fin VSP	447.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-205.410	7.90	5.35
Axe VSP P13	451.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-268.423	5.83	7.98
Fin VSP	455.8	3.360	2.641	80.6130	14.9109	40	0	101.031	0	2.372	0	-212.267	7.67	5.64
Fin V01	460.2	3.096	2.334	62.1632	14.0575	38	0	95.979	0	2.084	0	-157.971	8.41	4.73
Fin V02	464.6	2.851	2.069	48.1339	13.3169	36	0	90.928	0	1.809	0	-111.219	9.12	3.67
Fin V03	469.0	2.639	1.831	37.2375	12.6028	32	0	80.825	0	1.582	0	-71.628	9.18	2.43

Section	x (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	n_f	n_c	P_f (MN)	P_c (MN)	e_f (m)	e_c (m)	M(MN.m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Fin V04	473.4	2.453	1.627	29.0650	11.9707	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	-38.853	8.66	4.43
Fin V05	477.8	2.293	1.457	23.0492	11.4280	24	8	60.618	25.594	1.209	2.093	-12.600	7.99	6.84
Fin V06	482.2	2.159	1.321	18.7275	10.9808	20	10	50.515	31.993	1.053	1.929	7.390	7.43	7.64
Fin V07	486.6	2.052	1.218	15.7361	10.6340	16	12	40.412	38.392	0.920	1.802	21.339	6.59	8.80
Fin V08	491.0	1.974	1.146	13.8027	10.3915	12	12	30.309	38.392	0.956	1.724	29.411	5.97	7.72
Fin V09	495.4	1.933	1.097	12.6045	10.2016	8	10	20.206	31.993	0.907	1.703	31.761	4.74	5.79
Fin V10	499.8	1.913	1.087	12.3085	10.1743	4	8	10.103	25.594	0.897	1.713	28.395	2.94	4.50
Axe VSC	505.7	1.913	1.087	12.3085	10.1743	0	4	0	12.797	0	1.763	14.918	0.58	2.45
Fin VSC	511.6	1.913	1.087	12.3085	10.1743	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau C.11 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

Section	x (m)	n_f	n_c	P_f (MN)	P_c (MN)	e_f (m)	e_c (m)	M_1(MN.m)	σ_{Sup1} (MPa)	σ_{Inf1} (MPa)	M_2(MN.m)	σ_{Sup2} (MPa)	σ_{Inf2} (MPa)
Début VSC	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Axe VSC	5.9	0	4	0	12.797	0	1.763	22.070	1.21	1.34	31.195	2.02	-0.08
Fin V10	11.8	4	8	10.103	25.594	0.897	1.713	40.297	3.99	2.65	60.411	5.77	-0.47
Fin V9	16.2	8	10	20.206	31.993	0.907	1.703	47.031	6.06	3.45	73.905	8.40	-0.67
Fin V8	20.6	12	12	30.309	38.392	0.956	1.724	48.097	7.52	5.05	79.764	10.15	0.52
Fin V7	25.0	16	12	40.412	38.392	0.920	1.802	43.420	8.29	5.92	77.933	10.97	1.42
Fin V6	29.4	20	10	50.515	31.993	1.053	1.929	32.862	9.23	4.71	69.261	11.80	0.51
Fin V5	33.8	24	8	60.618	25.594	1.209	2.093	16.260	9.82	3.97	53.424	12.17	0.27
Fin V4	38.2	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	-6.604	10.47	1.71	30.322	12.53	-1.41
Fin V3	42.6	32	0	80.825	0	1.582	0	-35.990	10.93	-0.10	-0.197	12.69	**-2.64**
Fin V2	47.0	36	0	90.928	0	1.809	0	-72.193	10.80	1.36	-36.457	12.33	-0.76
Fin V1	51.4	38	0	95.979	0	2.084	0	-115.557	10.00	2.62	-76.404	11.47	0.67
Fin VSP	55.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-166.461	9.17	3.73	-123.891	10.57	1.95
Axe VSP P9	59.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-219.529	7.43	5.94	-163.386	9.27	3.60
Fin VSP	63.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-154.373	9.57	3.22	-116.636	10.80	1.65
Fin V01	68.2	38	0	95.979	0	2.084	0	-90.648	10.93	1.38	-61.174	12.04	-0.09
Fin V02	72.6	36	0	90.928	0	1.809	0	-36.500	12.33	**-0.75**	-13.247	13.33	-2.13
Fin V03	77.0	32	4	80.825	12.797	1.582	2.489	7.185	12.50	0.11	30.417	13.64	-1.53
Fin V04	81.4	28	8	70.721	25.594	1.392	2.303	44.053	12.72	0.99	70.094	14.18	-1.21
Fin V05	85.8	24	12	60.618	38.392	1.209	2.143	74.396	**12.80**	2.16	102.989	14.60	-0.69
Fin V06	90.2	20	16	50.515	51.189	1.053	2.009	98.477	12.71	3.63	129.258	14.88	0.08
Fin V07	94.6	16	18	40.412	57.587	0.920	1.880	116.511	12.73	3.29	149.027	**15.25**	-0.95
Fin V08	99.0	12	22	30.309	70.385	0.956	1.787	128.666	12.34	5.13	162.399	15.14	0.31
Fin V09	103.4	8	24	20.206	76.783	0.907	1.733	135.070	11.28	6.39	169.380	14.27	1.12
Fin V10	107.8	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	135.978	9.73	6.44	170.519	12.78	1.08
Vc P9-P10	108.8	0	24	0	76.783	0.000	1.713	134.162	7.78	7.14	169.283	10.88	1.68
Fin V10	109.8	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	132.597	9.43	6.97	168.206	12.57	1.43
Fin V9	114.2	8	22	20.206	70.385	0.907	1.746	122.220	10.42	6.18	159.557	13.67	0.45
Fin V8	118.6	12	18	30.309	57.587	0.956	1.801	106.159	11.07	3.97	144.533	14.25	-1.52
Fin V7	123.0	16	16	40.412	51.189	0.920	1.902	84.343	10.48	5.46	123.076	13.48	0.41
Fin V6	127.4	20	12	50.515	38.392	1.053	2.009	56.645	10.40	4.33	95.087	13.12	-0.11
Fin V5	131.8	24	8	60.618	25.594	1.209	2.143	22.900	10.16	3.43	60.469	12.53	-0.30
Fin V4	136.2	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	-17.106	9.88	2.60	19.039	11.90	-0.45
Fin V3	140.6	32	0	80.825	0.000	1.582	0	-63.639	9.57	1.86	-29.374	11.26	-0.57
Fin V2	145.0	36	0	90.928	0	1.809	0	-116.989	8.87	4.01	-82.623	10.35	1.98
Fin V1	149.4	38	0	95.979	0	2.084	0	-177.497	7.67	5.71	-140.453	9.06	3.86
Fin VSP	153.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-245.545	6.58	7.02	-205.822	7.88	5.37
Axe VSP P10	157.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-314.207	4.33	9.89	-263.376	6.00	7.77
Fin VSP	161.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-243.794	6.64	6.95	-209.005	7.78	5.50

Section	x (m)	n_f	n_c	P_f (MN)	P_c (MN)	e_f (m)	e_c (m)	M_1(MN.m)	σ_{Sup1} (MPa)	σ_{Inf1} (MPa)	M_2(MN.m)	σ_{Sup2} (MPa)	σ_{Inf2} (MPa)
Fin V01	166.2	38	0	95.979	0	2.084	0	-177.758	7.66	5.72	-147.150	8.81	4.20
Fin V02	170.6	36	0	90.928	0.000	1.809	0	-120.051	8.74	4.19	-92.828	9.91	2.58
Fin V03	175.0	32	4	80.825	12.797	1.582	2.489	-69.503	8.73	5.55	-40.957	10.13	3.53
Fin V04	179.4	28	8	70.721	25.594	1.392	2.303	-25.775	8.81	6.89	4.729	10.52	4.31
Fin V05	183.8	24	12	60.618	38.392	1.209	2.143	11.428	8.82	8.42	43.502	10.84	5.23
Fin V06	188.2	20	16	50.515	51.189	1.053	2.009	42.370	8.75	10.10	75.596	11.09	6.27
Fin V07	192.6	16	18	40.412	57.587	0.920	1.880	67.258	8.92	9.71	101.174	11.55	5.29
Fin V08	197.0	12	22	30.309	70.385	0.956	1.787	86.265	8.81	11.20	120.336	11.64	6.33
Fin V09	201.4	8	24	20.206	76.783	0.907	1.733	99.511	8.18	11.84	133.170	11.11	6.68
Fin V10	205.8	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	107.035	7.17	10.94	139.696	10.06	5.87
Vc P10-P11	206.8	0	24	0	76.783	0.000	1.713	107.501	5.42	11.29	140.304	8.32	6.19
Fin V10	207.8	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	107.104	7.18	10.93	140.605	10.14	5.73
Fin V9	212.2	8	22	20.206	70.385	0.907	1.746	103.133	8.75	9.10	137.952	11.79	3.76
Fin V8	216.6	12	18	30.309	57.587	0.956	1.801	93.480	10.01	5.78	129.028	12.97	0.70
Fin V7	221.0	16	16	40.412	51.189	0.920	1.902	78.073	10.00	6.28	113.700	12.76	1.63
Fin V6	225.4	20	12	50.515	38.392	1.053	2.009	56.784	10.41	4.31	91.944	12.89	0.26
Fin V5	229.8	24	8	60.618	25.594	1.209	2.143	29.450	10.57	2.78	63.616	12.73	-0.62
Fin V4	234.2	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	-4.150	10.61	1.50	28.534	12.43	-1.26
Fin V3	238.6	32	0	80.825	0.000	1.582	0	-44.274	10.52	0.49	-13.470	12.04	-1.69
Fin V2	243.0	36	0	90.928	0	1.809	0	-91.214	9.98	2.49	-61.956	11.24	0.75
Fin V1	247.4	38	0	95.979	0	2.084	0	-145.315	8.88	4.10	-112.834	10.10	2.49
Fin VSP	251.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-206.956	7.84	5.42	-171.093	9.02	3.92
Axe VSP P11	255.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-271.284	5.74	8.10	-224.274	7.28	6.14
Fin VSP	259.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-207.623	7.82	5.44	-169.384	9.08	3.85
Fin V01	264.2	38	0	95.979	0	2.084	0	-145.059	8.89	4.09	-109.244	10.24	2.31
Fin V02	268.6	36	0	90.928	0.000	1.809	0	-90.035	10.03	2.42	-56.644	11.47	0.44
Fin V03	273.0	32	4	80.825	12.797	1.582	2.489	-42.171	10.08	3.61	-9.232	11.69	1.28
Fin V04	277.4	28	8	70.721	25.594	1.392	2.303	-1.124	10.19	4.81	33.905	12.15	1.85
Fin V05	281.8	24	12	60.618	38.392	1.209	2.143	33.400	10.21	6.24	70.071	12.52	2.59
Fin V06	286.2	20	16	50.515	51.189	1.053	2.009	61.661	10.11	7.88	99.496	12.78	3.51
Fin V07	290.6	16	18	40.412	57.587	0.920	1.880	83.873	10.21	7.55	122.357	13.18	2.53
Fin V08	295.0	12	22	30.309	70.385	0.956	1.787	100.207	9.97	9.20	138.716	13.17	3.70
Fin V09	299.4	8	24	20.206	76.783	0.907	1.733	110.790	9.17	10.11	148.695	12.47	4.30
Fin V10	303.8	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	115.698	7.94	9.60	152.324	11.17	3.90
Vc P11-P12	304.8	0	24	0	76.783	0.000	1.713	115.631	6.14	10.02	152.235	9.37	4.33
Fin V10	305.8	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	115.283	7.90	9.66	151.836	11.13	3.98
Fin V9	310.2	8	22	20.206	70.385	0.907	1.746	108.609	9.23	8.26	146.228	12.51	2.49
Fin V8	314.6	12	18	30.309	57.587	0.956	1.801	96.257	10.24	5.38	134.263	**13.40**	-0.05
Fin V7	319.0	16	16	40.412	51.189	0.920	1.902	78.156	10.01	6.27	115.886	12.93	1.35
Fin V6	323.4	20	12	50.515	38.392	1.053	2.009	54.176	10.23	4.61	91.051	12.83	0.36
Fin V5	327.8	24	8	60.618	25.594	1.209	2.143	24.150	10.23	3.31	59.637	12.48	-0.22
Fin V4	332.2	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	-12.138	10.16	2.18	21.494	12.04	-0.66
Fin V3	336.6	32	0	80.825	0.000	1.582	0	-54.951	10.00	1.25	-23.570	11.54	-0.98
Fin V2	341.0	36	0	90.928	0	1.809	0	-104.579	9.41	3.28	-75.840	10.64	1.58
Fin V1	345.4	38	0	95.979	0	2.084	0	-161.368	8.28	4.90	-129.968	9.46	3.34
Fin VSP	349.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-225.696	7.23	6.20	-190.903	8.37	4.75
Axe VSP P12	353.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-292.122	5.06	8.96	-247.089	6.53	7.09
Fin VSP	357.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-227.646	7.17	6.28	-191.029	8.37	4.75
Fin V01	362.2	38	0	95.979	0	2.084	0	-164.184	8.17	5.04	-130.231	9.45	3.35
Fin V02	366.6	36	0	90.928	0.000	1.809	0	-108.262	9.25	3.50	-76.974	10.59	1.64
Fin V03	371.0	32	4	80.825	12.797	1.582	2.489	-59.500	9.22	4.84	-28.000	10.77	2.61

Section	x (m)	n_f	n_c	P_f (MN)	P_c (MN)	e_f (m)	e_c (m)	M_1(MN. m)	σ_{Sup1} (MPa)	σ_{Inf1} (MPa)	M_2(MN. m)	σ_{Sup2} (MPa)	σ_{Inf2} (MPa)
Fin V04	375.4	28	8	70.721	25.594	1.392	2.303	-17.553	9.27	6.19	15.647	11.13	3.39
Fin V05	379.8	24	12	60.618	38.392	1.209	2.143	17.871	9.22	7.78	52.242	11.40	4.36
Fin V06	384.2	20	16	50.515	51.189	1.053	2.009	47.033	9.08	9.56	82.013	11.55	5.53
Fin V07	388.6	16	18	40.412	57.587	0.920	1.880	70.151	9.14	9.34	105.106	11.85	4.78
Fin V08	393.0	12	22	30.309	70.385	0.956	1.787	87.390	8.91	11.04	121.712	11.76	6.13
Fin V09	397.4	8	24	20.206	76.783	0.907	1.733	98.878	8.13	11.93	131.913	11.00	6.87
Fin V10	401.8	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	104.695	6.97	11.31	135.833	9.72	6.47
Vc P12-P13	402.8	0	24	0	76.783	0.000	1.713	105.229	5.22	11.64	135.766	7.92	6.89
Fin V10	403.8	4	24	10.103	76.783	0.897	1.713	104.981	6.99	11.26	135.446	9.68	6.53
Fin V9	408.2	8	22	20.206	70.385	0.907	1.746	101.194	8.59	9.40	130.233	11.11	4.95
Fin V8	412.6	12	18	30.309	57.587	0.956	1.801	90.433	9.76	6.22	118.765	12.11	2.16
Fin V7	417.0	16	16	40.412	51.189	0.920	1.902	73.925	9.68	6.82	101.120	11.78	3.27
Fin V6	421.4	20	12	50.515	38.392	1.053	2.009	51.541	10.04	4.91	77.224	11.86	1.95
Fin V5	425.8	24	8	60.618	25.594	1.209	2.143	23.112	10.17	3.41	46.977	11.68	1.04
Fin V4	430.2	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	-11.576	10.19	2.13	10.256	11.41	0.29
Fin V3	434.6	32	0	80.825	0.000	1.582	0	-53.838	10.05	1.17	-33.203	11.07	-0.30
Fin V2	439.0	36	0	90.928	0	1.809	0	-106.378	9.33	3.38	-79.910	10.47	1.82
Fin V1	443.4	38	0	95.979	0	2.084	0	-166.623	8.08	5.17	-132.393	9.37	3.46
Fin VSP	447.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-234.869	6.93	6.58	-192.418	8.32	4.81
Axe VSP P13	451.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-304.043	4.66	9.46	-249.089	6.46	7.17
Fin VSP	455.8	40	0	101.031	0	2.372	0	-245.430	6.58	7.02	-198.635	8.12	5.07
Fin V01	460.2	38	0	95.979	0	2.084	0	-188.432	7.26	6.25	-145.450	8.88	4.11
Fin V02	464.6	36	0	90.928	0	1.809	0	-138.977	7.93	5.31	-99.714	9.61	2.99
Fin V03	469.0	32	0	80.825	0.000	1.582	0	-96.683	7.95	4.20	-56.001	9.95	1.32
Fin V04	473.4	28	4	70.721	12.797	1.392	2.303	-61.206	7.41	6.32	-19.983	9.72	2.84
Fin V05	477.8	24	8	60.618	25.594	1.209	2.093	-32.249	6.75	8.79	8.571	9.33	4.73
Fin V06	482.2	20	10	50.515	31.993	1.053	1.929	-9.557	6.24	9.60	29.825	9.02	5.06
Fin V07	486.6	16	12	40.412	38.392	0.920	1.802	7.094	5.48	10.66	43.844	8.33	5.87
Fin V08	491.0	12	12	30.309	38.392	0.956	1.724	17.869	5.01	9.37	50.741	7.74	4.67
Fin V09	495.4	8	10	20.206	31.993	0.907	1.703	20.011	3.71	7.59	50.521	6.37	2.91
Fin V10	499.8	4	8	10.103	25.594	0.897	1.713	22.260	2.40	5.46	43.180	4.25	2.21
Axe VSC	505.7	0	4	0	12.797	0	1.763	12.388	0.36	2.84	21.939	1.20	1.36
Fin VSC	511.6	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00

Tableau C.12 : Raideur des appuis dans le cas sismique.

Appuis	Hmoy(m)	I(m^4)		K pile (MN/m)		K appareil d'appui		Kapp (MN/m)	
		long	trans	long	trans	nA-App	Kaa (MN/m)	long	trans
C01	/	infini	infini	infini	infini	9.00	22.05	22.05	22.05
P01	6.75	1.92	204.56	1 851.72	65 847.11	18.00	44.10	43.07	63.87
P02	11.11	1.92	204.56	415.28	14 767.46	18.00	44.10	39.87	57.06
P03	11.39	1.92	204.56	385.40	13 704.93	18.00	44.10	39.57	56.46
P04	6.95	1.92	204.56	1 696.41	60 324.49	9.00	22.05	21.77	32.44
P04	6.95	1.92	204.56	1 696.41	60 324.49	9.00	22.05	21.77	32.44
P05	5.53	1.92	204.56	3 367.53	119 749.21	18.00	44.10	43.53	64.88
P06	6.47	1.92	204.56	2 102.68	74 771.35	18.00	44.10	43.19	64.13
P07	7.76	1.92	204.56	1 218.71	43 337.40	18.00	44.10	42.56	62.74
P08	10.16	117.20	684.27	11 063.22	64 592.61	9.00	22.05	22.01	32.98
P08	10.16	117.20	684.27	11 063.22	64 592.61	2.00	6.13	6.12	9.18
P09	11.43	47.78	53.05	3 167.91	3 516.93	4.00	24.30	24.12	36.04
P10	15.82	47.78	53.05	1 194.79	1 326.43	4.00	24.30	23.82	35.37
P11	22.69	47.78	53.05	404.96	449.57	4.00	24.30	22.92	33.44
P12	19.29	47.78	53.05	659.04	731.65	4.00	24.30	23.44	34.54
P13	5.74	47.78	53.05	25 013.57	27 769.43	4.00	24.30	24.28	36.40
C02	/	infini	infini	infini	infini	2.00	6.13	6.13	6.13

Tableau C.13 : Modes Propres; Résultats Robot structural Analysis 2014.

Mode	fréquence (Hz)	pèriode (s)	Masse cumulée (Ux)	Masse cumulée (Uy)	Masse cumulée (Uz)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masse modale Uz (%)	Masse totale Ux (Kg)	Masse totale Uy (Kg)	Masse totale Uz (Kg)
1	0.40	2.48	0.42	0.07	0.07	0.42	0.07	0.07	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
2	0.43	2.32	0.42	49.52	0.07	0.00	**49.45**	0.00	35 011391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
3	0.43	2.30	50.28	49.52	0.07	**49.86**	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
4	0.50	2.01	50.29	49.52	0.10	0.01	0.00	0.03	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
5	0.58	1.72	50.29	50.25	0.10	0.00	0.73	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
6	0.84	1.19	50.29	50.25	0.10	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
7	0.92	1.09	50.29	50.25	0.12	0.00	0.00	0.02	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
8	0.94	1.06	61.63	54.16	0.12	11.34	3.91	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
9	0.97	1.03	70.50	61.08	0.12	8.87	6.92	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
10	0.97	1.03	75.80	66.49	0.12	5.30	5.42	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
11	0.98	1.02	77.30	76.98	0.12	1.50	10.48	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
12	1.15	0.87	77.30	76.98	0.41	0.00	0.00	0.29	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
13	1.18	0.85	77.30	76.98	0.41	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
14	1.19	0.84	77.30	76.98	0.46	0.00	0.00	0.06	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
15	1.23	0.82	77.30	76.98	0.46	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
16	1.48	0.67	77.30	76.99	0.46	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
17	1.59	0.63	77.30	76.99	0.47	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
18	1.99	0.50	77.30	76.99	3.50	0.00	0.00	3.03	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
19	2.03	0.49	77.30	76.99	9.29	0.00	0.00	5.79	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
20	2.44	0.41	77.31	76.99	21.55	0.00	0.00	12.26	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
21	2.44	0.41	77.31	76.99	27.57	0.00	0.00	6.02	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
22	2.50	0.40	77.31	76.99	27.58	0.00	0.00	0.01	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
23	2.60	0.38	77.31	76.99	27.58	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
24	2.61	0.38	77.31	76.99	27.58	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
25	2.66	0.38	77.31	76.99	27.58	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
26	2.69	0.37	77.31	76.99	27.58	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
27	2.76	0.36	77.31	76.99	28.09	0.00	0.00	0.50	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
28	2.77	0.36	77.31	76.99	28.34	0.00	0.00	0.26	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
29	2.78	0.36	77.31	76.99	28.35	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
30	2.83	0.35	77.31	76.99	28.55	0.00	0.00	0.20	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
31	2.92	0.34	77.31	76.99	28.55	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
32	2.93	0.34	77.31	76.99	28.55	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
33	2.93	0.34	77.31	76.99	43.67	0.00	0.00	**15.12**	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
34	3.14	0.32	77.31	76.99	43.75	0.00	0.00	0.08	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
35	3.14	0.32	77.31	76.99	43.79	0.00	0.00	0.05	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
36	3.50	0.29	77.31	76.99	43.86	0.00	0.00	0.07	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
37	3.55	0.28	77.31	76.99	43.91	0.00	0.00	0.05	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
38	3.55	0.28	77.31	76.99	43.94	0.00	0.00	0.03	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
39	3.64	0.27	77.31	76.99	47.42	0.00	0.00	3.48	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80
40	3.65	0.27	**77.31**	**76.99**	**47.42**	0.00	0.00	0.00	35 011 391.80	35 011 391.80	35 011 391.80

Tableau C.14 : Evaluation des efforts normales sismiques sur chaque appareil d'appui.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04G	P04D	P05	P06	P07	P08 P	P08 V	P09	P10	P11	P12	P13	C02
Ex	5.64	60.15	88.94	85.84	49.65	49.65	36.80	37.84	39.00	49.65	12.81	15.09	9.37	6.47	8.36	8.74	12.81
Ey	7.21	88.01	143.08	151.22	97.24	97.24	81.45	95.23	112.42	97.24	5.36	12.81	6.38	4.43	7.31	4.22	5.36
Ez	155.14	158.56	145.74	159.67	156.29	156.29	158.47	145.37	158.85	156.29	997.17	1 061.97	1 087.95	1 207.55	1 012.07	886.69	997.17
Ex cor	7.30	77.87	115.15	111.14	64.27	64.27	47.65	48.99	50.49	64.27	16.58	19.54	12.13	8.37	10.83	11.32	16.58
Ey cor	9.37	114.41	185.99	196.56	126.41	126.41	105.88	123.79	146.13	126.41	6.97	16.65	8.29	5.76	9.50	5.48	6.97
Ez cor	326.95	334.16	307.14	336.50	329.37	329.37	333.97	306.36	334.77	329.37	2 101.51	2 238.09	2 292.83	2 544.89	2 132.91	1 868.69	2 101.51
E1	108.20	212.44	263.09	271.06	201.01	201.01	179.60	178.03	194.76	201.01	649.13	695.96	702.47	773.57	653.55	573.57	649.13
E2	109.65	238.02	312.68	330.85	244.50	244.50	220.36	230.40	261.71	244.50	642.39	693.94	699.78	771.74	652.62	569.48	642.39
E3	**331.96**	**391.84**	**397.48**	**428.81**	**386.58**	**386.58**	**380.03**	**358.19**	**393.76**	**386.58**	**2 108.57**	**2248.94**	**2 298.96**	**2 549.14**	**2 139.01**	**1 873.73**	**2 108.57**

Tableau C.15 : Evaluation des déplacements des tabliers suivant l'axe X de repère globale.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04G	P04D	P05	P06	P07	P08 P	P08 V	P09	P10	P11	P12	P13	C02
Ex	57.20	57.90	58.40	58.50	58.50	56.50	56.70	56.70	56.60	56.40	126.20	125.90	125.90	125.90	126.10	126.00	126.40
Ey	9.90	9.90	10.00	10.10	10.10	2.80	2.80	2.80	2.90	2.90	7.70	5.40	1.40	0.80	1.40	6.70	8.30
Ez	0.50	0.50	0.60	0.60	0.60	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	3.80	3.60	2.30	0.50	1.80	3.20	3.40
Ex cor	74.05	74.96	75.61	75.74	75.74	73.15	73.41	73.41	73.28	73.02	163.39	163.00	163.00	163.00	163.26	163.13	163.65
Ey cor	12.87	12.87	13.00	13.13	13.13	3.64	3.64	3.64	3.77	3.77	10.01	7.02	1.82	1.04	1.82	8.71	10.79
Ez cor	1.05	1.05	1.26	1.26	1.26	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48	8.01	7.59	4.85	1.05	3.79	6.74	7.17
E1	**78.23**	**79.14**	**79.89**	**80.06**	**80.06**	**74.68**	**74.94**	**74.94**	**74.85**	**74.59**	**168.79**	**167.38**	**165.00**	**163.63**	**164.94**	**167.76**	**169.03**
E2	35.40	35.67	36.06	36.23	36.23	26.03	26.10	26.10	26.20	26.12	61.43	58.19	52.17	50.26	51.94	59.67	62.03
E3	27.13	27.40	27.85	27.92	27.92	24.51	24.59	24.59	24.59	24.51	60.03	58.59	54.29	50.27	53.32	58.30	59.50

Tableau C.16 : Evaluation des déplacements des tabliers suivant l'axe Y de repère globale.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04G	P04D	P05	P06	P07	P08 P	P08 V	P09	P10	P11	P12	P13	C02
Ex	10.20	10.00	10.00	10.00	9.90	9.90	2.80	2.80	2.80	2.80	14.50	8.70	4.00	0.60	3.40	7.90	14.30
Ey	54.60	56.30	57.30	57.60	57.30	57.30	56.20	56.40	56.10	55.00	102.20	109.20	131.60	144.20	132.80	113.00	108.70
Ez	0.40	0.40	0.40	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.20	0.20	5.00	3.00	2.10	1.00	2.00	3.00	5.10
Ex cor	13.21	12.95	12.95	12.95	12.82	12.82	3.63	3.63	3.63	3.63	18.77	11.26	5.18	0.78	4.40	10.23	18.51
Ey cor	70.97	73.18	74.48	74.87	74.48	74.48	73.05	73.31	72.92	71.49	132.85	141.95	171.06	187.44	172.62	146.89	141.30
Ez cor	0.84	0.84	0.84	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.42	0.42	10.54	6.32	4.43	2.11	4.21	6.32	10.75
E1	34.75	35.15	35.54	35.60	35.35	35.35	25.73	25.81	25.63	25.20	61.79	55.74	57.83	57.64	57.45	56.19	64.13
E2	**75.19**	**77.32**	**78.62**	**78.95**	**78.52**	**78.52**	**74.33**	**74.59**	**74.14**	**72.71**	**141.64**	**147.22**	**173.95**	**188.31**	**175.21**	**151.85**	**150.08**
E3	26.10	26.68	27.07	26.98	26.82	26.82	23.64	23.71	23.39	22.96	56.02	52.29	57.30	58.57	57.32	53.46	58.69

Tableau C.17 : Evaluation des déplacements longitidinaux et transversaux des tabliers dus au séisme.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04G	P04D	P05	P06	P07	P08 P	P08 V	P09	P10	P11	P12	P13	C02
θz (rad)	0.62	0.60	0.55	0.51	0.46	0.46	0.42	0.37	0.33	0.30	0.30	0.21	0.09	0.03	0.15	0.24	0.24
UL (mm)	107.40	108.97	109.31	108.38	106.71	101.90	98.65	96.93	94.68	92.92	203.42	193.97	179.42	169.72	189.62	198.77	199.79
UT (mm)	106.70	108.50	108.90	107.95	106.02	103.62	98.34	96.73	94.23	91.69	185.64	178.36	187.56	193.58	198.21	187.04	185.86

Tableau C.18 : Evaluation des efforts sismiques longitudinaux et transversaux en tête de chaque appui.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04G	P04D	P05	P06	P07	P08 P	P08 V	P09	P10	P11	P12	P13	C02
FL	263.12	260.77	242.11	238.26	258.08	246.46	238.57	232.61	223.86	227.21	622.64	1169.4	1068.3	972.66	1111.0	1206.3	611.84
FT	261.41	384.97	345.22	338.60	382.18	373.52	354.43	344.65	328.47	335.94	852.05	1606.9	1658.6	1618.3	1711.6	1701.9	569.20

Tableau C.19 : Evaluation des efforts statiques sur chaque appui.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13	C02
H chevêtre	/	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	/
H fût	/	6.75	11.11	11.39	6.95	5.53	6.47	7.76	7.66	8.93	13.32	20.19	16.79	3.24	/
H totale	/	8.25	12.61	12.89	8.45	7.03	7.97	9.26	10.16	11.43	15.82	22.69	19.29	5.74	/
G (chevêtre)	/	1738.54	1738.54	1738.54	1738.54	1738.54	1738.54	1738.54	5702.02	1656.25	1656.25	1656.25	1656.25	1656.25	/
G (füt)	/	2485.05	4090.21	4193.29	2558.68	2035.90	2381.97	2856.89	49287.5	57459.2	85706.2	129910.5	108033.6	20847.5	/
G (Tablier)	5535.02	11070.1	11070.1	11070.1	11070.1	11070.1	11070.1	11070.1	11647.5	29154.8	34502.7	32458.3	33298.6	31431.2	4575.02
A(l)	1676.80	2254.19	2254.19	2254.19	2254.19	2254.19	2254.19	2254.19	2360.95	4213.55	4450.2	4469.9	4363.16	4320.3	1798.57
Bc	1467.02	1603.93	1603.93	1603.93	1603.93	1603.93	1603.93	1603.93	1654.7	1841.82	1797.89	1794.19	1796.16	1887.74	1448.93
Bt	808.86	812.87	812.87	812.87	812.87	812.87	812.87	812.87	833.93	819.89	798.05	796.36	797.74	840.62	796.1
Mc 120	1085.04	1146.95	1146.95	1146.95	1146.95	1146.95	1146.95	1146.95	1489.88	3031.92	3305.39	3312.97	3243.2	3099.04	1386.95
D240	1805.07	2143.44	2143.44	2143.44	2143.44	2143.44	2143.44	2143.44	2198.26	2457.55	2398.05	2393.06	2395.9	2518.65	1918.41
Freinage Bc	40.85	78.88	70.47	69.73	40.07	75.68	74.81	73.19	38.47	55.68	54.65	51.67	53.37	56.24	14.20
Freinage Al	16.19	31.26	27.93	27.63	15.88	29.99	29.65	29.01	18.43	72.33	71.00	67.12	69.33	73.06	18.44
Température	337.20	336.81	6.40	349.56	3.73	342.11	1.01	344.10	1.31	1047.79	523.82	0.16	524.13	1048.11	341.22
Fluage + Retrait	505.80	505.21	9.60	524.35	113.89	513.17	1.51	516.15	113.50	1571.69	785.72	0.24	786.20	1572.16	511.84
M Freinage Bc	/	650.76	888.66	898.82	338.57	532.03	596.26	677.77	390.84	636.44	864.64	1172.42	1029.52	322.82	/
M Freinage A(l)	/	257.90	352.18	356.21	134.18	210.85	236.30	268.60	187.21	826.76	1123.20	1523.02	1337.38	419.35	/
M Température	/	2778.65	80.68	4505.88	31.56	2405.06	8.01	3186.34	13.32	11976.25	8286.78	3.58	10110.50	6016.13	/
M Fluage + Retrait	/	4167.98	121.01	6758.83	962.41	3607.59	12.02	4779.51	1153.13	17964.37	12430.16	5.37	15165.75	9024.19	/

Tableau C.20 : Combinaisons à l'ELS et à l'ELU des efforts statiques à la base de chaque pile.

Appuis	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13
G+1.2Al	17998.7	19603.8	**19706.9**	18072.3	17549.5	17895.6	18370.5	**69470.2**	93326.52	127205.4	**169389.0**	148224.2	59119.3
G+1.2Bc	17218.4	18823.5	18926.6	17292.0	16769.2	17115.3	17590.2	68622.7	90480.45	124022.6	166178.2	145143.8	56200.2
G+1.2Bt	16269.1	17874.2	17977.3	16342.7	15819.9	16165.9	16640.9	67637.8	89254.13	122822.8	164980.8	143945.7	54943.7
G+Mc120	16670.0	18275.1	18378.2	16743.6	16220.8	16566.9	17041.8	68424.9	91908.57	125831.6	168000.7	146880.3	57653.8
G+D240	17865.8	19470.9	19574.0	17939.4	17416.6	17762.7	18237.6	69275.0	91219.32	124742.8	166896.8	145863.5	56957.3
1.35G+1.6Al	24253.1	26420.1	**26559.2**	24352.5	23646.8	24113.9	24755.1	**93737.6**	125906.5	171638.2	**228585.8**	200015.4	79724.6
1.35G+1.6Bc	23212.7	25379.7	25518.8	23312.1	22606.3	23073.5	23714.7	92607.6	122111.8	167394.5	224304.6	195908.2	75832.5
1.35G+1.6Bt	21947.0	24114.0	24253.1	22046.4	21340.6	21807.8	22449.0	91294.3	120476.7	165794.8	222708.1	194310.7	74157.1
1.35G+1.35Mc120	22194.8	24361.8	24500.9	22294.2	21588.4	22055.6	22696.8	91971.4	123258.0	168980.2	225906.4	197412.7	76995.8
1.35G+1.35D240	23540.1	25707.0	25846.2	23639.5	22933.7	23400.9	24042.0	92927.7	122482.6	167755.3	224664.6	196268.8	76212.3
1.2HFrBc+0.6Ht+Hd	801.95	98.00	**817.76**	164.22	809.26	91.89	810.44	**160.45**	2267.18	1165.60	62.34	1164.72	2268.51
1.2HFrAl+0.6Ht+Hd	744.81	46.95	767.25	135.19	754.43	37.69	757.41	136.39	2287.16	1185.21	80.88	1183.87	**2288.69**
1.6HFrBc+0.9Ht+Hd	934.54	128.11	**950.52**	181.36	942.16	122.11	942.94	**176.23**	2603.79	1344.61	83.05	1343.31	2605.44
1.6HFrAl+0.9Ht+Hd	858.35	60.04	883.17	142.66	869.06	49.85	872.24	144.16	2630.43	1370.76	107.78	1368.84	**2632.35**
1.2HFrBc+0.6Ht+Hd	6616.08	1235.81	**10540.9**	1387.63	5689.07	732.34	7504.64	**1630.12**	25913.85	18439.80	1414.42	22467.48	13021.3
1.2HFrAl+0.6Ht+Hd	6144.65	592.03	9889.80	1142.36	5303.65	300.39	7013.64	1385.77	**26142.23**	18750.07	1835.13	22836.91	13137.1
1.6HFrBc+0.9Ht+Hd	7709.99	1615.48	**12252.2**	1532.53	6623.40	973.25	8731.65	**1790.45**	29761.30	21271.69	1884.47	25912.44	14955.2
1.6HFrAl+0.9Ht+Hd	7081.41	757.11	11384.1	1205.50	6109.50	397.31	8076.98	1464.65	**30065.81**	21685.38	2445.42	26405.01	15109.7
ELS/fut	5999.55	6534.60	**6568.97**	6024.10	5849.84	5965.19	6123.50						
ELU/fut	8084.37	8806.69	**8853.08**	8117.50	7882.25	8037.98	8251.69						
ELS/fut	267.32	32.67	**272.59**	54.74	269.75	30.63	270.15						
ELU/fut	311.51	42.70	**316.84**	60.45	314.05	40.70	314.31						
ELS/fut	2205.36	411.94	**3513.65**	462.54	1896.36	244.11	2501.55						
ELU/fut	2570.00	538.49	**4084.08**	510.84	2207.80	324.42	2910.55						

Tableau 21 : Evaluation des efforts normales sismiques à la base de chaque fût.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13	C02
Ex	65.70	1401.7	2072.8	2000.5	1156.9	857.65	881.80	908.86	87.83	78.16	48.51	33.49	43.31	45.27	33.17
Ey	84.34	2059.3	3347.9	3538.2	2275.3	1905.8	2228.3	2630.4	54.74	66.59	33.17	23.05	38.00	21.92	13.93
Ez	2942.6	6014.8	5528.5	6056.9	5928.7	6011.6	5514.4	6025.9	5700.5	8952.4	9171.3	10179.6	8531.6	7474.8	4203.0
E1/appui	973.78	3823.9	4735.7	4879.0	3618.1	3232.9	3204.6	3505.7	1814.4	2783.8	2809.9	3094.28	2614.2	2294.3	1298.3
E2/appui	986.83	4284.3	5628.2	5955.4	4401.0	3966.6	4147.1	4710.8	1791.3	2775.8	2799.1	3086.97	2610.5	2277.9	1284.8
E3/appui	**2987.6**	**7053.1**	**7154.7**	**7718.5**	**6958.4**	**6840.6**	**6447.4**	**7087.7**	**5743.3**	**8995.8**	**9195.8**	**10196.5**	**8556.0**	**7494.9**	**4217.1**
E1/fût		1716.2	2196.9	2248.2	1648.7	1418.8	1425.6	1550.0							
E2 /fût		1955.6	2657.2	2802.9	2047.7	1800.5	1910.7	2169.9							
E3 /fût		**2914.5**	**3057.8**	**3280.1**	**2981.8**	**2818.0**	**2688.5**	**2932.9**							

Tableau C.22 : Evaluation des moments sismiques Mx à la base de chaque fût.

Appuis	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13
Ex	6699.7	8726.1	8359.9	4908.6	3515.8	3618.6	3772.9	1468.0	3110.4	2073.8	411.70	2019.9	1703.8
Ey	18573.1	26276.1	26292.4	17554.8	14655.2	16113.74	17914.34	19632.37	38853.19	64097.48	97673.21	78341.73	20690.95
Ez	533.42	504.47	538.52	564.17	569.40	534.84	583.94	673.23	1737.60	1650.22	1408.11	1839.64	866.09
E1/appui	12431.68	16760.25	16409.13	10344.29	8083.14	8613.22	9322.36	7559.69	15287.62	21798.12	30136.10	26074.31	8170.88
E2/appui	**20743.06**	**29045.32**	**28961.91**	**19196.63**	**15880.72**	**17359.78**	**19221.38**	**20274.74**	**40307.59**	**65214.69**	**98219.15**	**79499.59**	**21461.91**
E3/appui	8115.27	11005.13	10934.20	7303.19	6020.68	6454.55	7090.11	7003.35	14326.67	21501.61	30833.59	25948.13	7584.51
E1/fût	4301.54	5682.29	5531.41	3498.97	2750.62	2905.22	3126.10						
E2 /fût	**7184.47**	**10090.27**	**10103.07**	**6747.05**	**5605.36**	**6154.40**	**6834.14**						
E3 /fût	2735.73	3740.41	3718.44	2480.14	2031.86	2190.66	2417.44						

Tableau C.23 : Evaluation des moments sismiques My à la base de chaque fût.

Appuis	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13
Ex	**23078.85**	**33455.54**	**34661.89**	**24292.57**	**19606.36**	**23651.42**	**27339.11**	**20854.27**	**44844.94**	**61269.68**	**84804.60**	**73596.52**	**22651.58**
Ey	**6536.54**	**8672.91**	**8552.16**	**4987.99**	**3511.91**	**3627.17**	**3829.17**	**1093.68**	**1924.71**	**565.27**	**701.65**	**929.60**	**1172.59**
Ez	**529.38**	**765.80**	**789.15**	**593.40**	**541.60**	**561.88**	**651.13**	**797.30**	**2072.48**	**1954.29**	**548.32**	**2195.49**	**919.45**
E1/appui	**25198.62**	**36287.15**	**37464.28**	**25966.99**	**20822.41**	**24908.14**	**28683.20**	**21421.57**	**46044.09**	**62025.55**	**85179.59**	**74534.04**	**23279.19**
E2/appui	13619.01	18939.31	19187.47	12453.78	9556.29	10891.16	12226.24	7589.16	15999.94	19532.46	26307.53	23667.20	8243.89
E3/appui	9413.99	13404.33	13753.36	9377.57	7477.08	8745.45	10001.61	7381.69	16103.37	20504.77	26200.20	24553.32	8066.70
E1/fût	**8558.86**	**12211.87**	**12587.36**	**8697.25**	**7335.45**	**8307.88**	**9587.12**						
E2 /fût	4872.39	6469.24	6464.28	4246.04	3578.13	3732.34	4359.49						
E3 /fût	3229.50	4535.57	4648.27	3199.20	2719.24	2957.44	3350.94						

Tableau C.24 : Evaluation de la réaction horizontale Rx à la base de chaque fût (et sur culée).

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13	C02
Ex	**1628.0**	**3204.4**	**3027.4**	**3014.8**	**3140.1**	**3169.6**	**3143.9**	**3091.3**	**1909.1**	**3919.7**	**3865.2**	**3717.5**	**3807.0**	**3957.2**	**1002.3**
Ey	**283.92**	**612.23**	**552.65**	**550.59**	**383.18**	**248.20**	**207.58**	**216.37**	**100.05**	**168.66**	**41.25**	**23.63**	**40.99**	**211.54**	**65.83**
Ez	**24.28**	**121.92**	**72.43**	**72.37**	**105.08**	**113.32**	**83.86**	**76.21**	**66.09**	**186.91**	**127.84**	**24.68**	**115.17**	**162.51**	**44.24**
E1/appui	**1720.4**	**3424.6**	**3214.9**	**3201.7**	**3286.6**	**3278.0**	**3231.4**	**3179.1**	**1959.0**	**4026.4**	**3915.9**	**3732.0**	**3853.8**	**4069.4**	**1035.3**
E2/appui	779.60	1610.1	1482.6	1476.7	1356.7	1233.1	1175.9	1166.6	692.62	1400.7	1239.2	1146.3	1217.6	1447.5	379.79
E3/appui	597.85	1266.9	1146.4	1142.0	1162.1	1138.7	1089.3	1068.5	668.84	1413.4	1299.8	1147.0	1269.6	1413.1	364.68
E1/fût		**1203.5**	**1125.0**	**1114.4**	**1138.5**	**1128.5**	**1109.3**	**1082.8**							
E2 /fût		566.36	536.71	532.67	486.57	436.62	424.46	408.11							
E3 /fût		458.17	415.76	412.32	415.68	407.42	390.08	377.98							

Tableau C.25: Evaluation de la réaction horizontale Ry à la base de chaque fût.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13	C02
Ex	**290.19**	**591.35**	**547.51**	**547.93**	**376.97**	**219.45**	**205.06**	**191.18**	**142.83**	**318.00**	**123.05**	**18.94**	**105.49**	**247.41**	**113.67**
Ey	**1571.4**	**3155.3**	**3089.5**	**3110.9**	**3150.3**	**3185.8**	**3188.0**	**3146.7**	**1789.6**	**3418.3**	**4065.4**	**4302.0**	**4042.3**	**3565.0**	**865.55**
Ez	**18.23**	**165.82**	**92.41**	**99.73**	**174.16**	**215.76**	**175.57**	**162.17**	**65.82**	**153.53**	**104.66**	**71.09**	**97.83**	**151.59**	**65.96**
E1/appui	767.07	1587.7	1502.1	1511.1	1374.3	1239.9	1214.1	1183.8	699.45	1389.5	1374.0	1330.9	1347.5	1362.4	393.13
E2/appui	**1663.9**	**3382.4**	**3281.5**	**3305.2**	**3315.7**	**3316.3**	**3302.2**	**3252.7**	**1852.2**	**3559.7**	**4133.7**	**4329.1**	**4103.3**	**3684.7**	**919.44**
E3/appui	576.70	1289.8	1183.5	1197.4	1232.4	1237.3	1193.5	1163.5	645.54	1274.4	1361.2	1367.4	1342.2	1295.3	359.73
E1/fût		586.33	567.26	574.93	536.07	493.80	485.22	469.60							
E2 /fût		**1265.1**	**1222.8**	**1237.3**	**1269.2**	**1284.6**	**1280.0**	**1257.1**							
E3 /fût		501.82	459.47	466.41	494.92	504.27	484.46	467.92							

Tableau C.26 : Récapitulatif des efforts à la base de chaque fût.

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13	C02
θz (rad)	0.62	0.60	0.55	0.51	0.46	0.42	0.37	0.33	0.30	0.21	0.09	0.03	0.15	0.24	0.24
V (KN)	2987.60	2914.51	3057.81	3280.09	2981.82	2817.99	2688.47	2932.93	5743.30	8995.78	9195.84	10196.54	8556.02	7494.91	4217.1
RL (KN)	2354.87	1723.59	1631.89	1623.47	1644.23	1631.92	1595.68	1538.02	2353.24	4308.44	4456.76	4449.15	4640.70	4538.25	1138.6
RT (KN)	2367.85	1707.52	1600.25	1576.02	1585.76	1552.58	1498.76	1428.85	2423.21	4669.73	4258.65	3871.96	4431.98	4821.76	1223.8
ML (KN)	0.00	11120.5	15694.8	15914.8	10795.9	8978.55	9976.93	11272.7	26504.3	53319.1	67431.8	88355.95	85736.9	27673.1	0.00
MT (KN)	0.00	10761.9	15008.1	14955.8	9923.02	8098.94	8753.78	9548.33	25752.9	48878.0	70333.2	100960.7	89891.2	26334.1	0.00

Tableau C.27 : Combinaisons accidentelles des efforts à la base de chaque fût.

Appuis	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13
V(G+E)	8012.39	8690.74	8947.38	8104.25	7766.15	7751.99	8154.75	72380.37	97266.04	131061.0	174221.7	151544.4	61429.82
HL(E+0.4T+D)	1936.90	1635.94	1844.86	1682.69	1848.60	1596.31	1755.95	2467.26	6299.24	5452.01	4449.45	5636.55	6529.65
HT (Et)	1707.52	1600.25	1576.02	1585.76	1552.58	1498.76	1428.85	2423.21	4669.73	4258.65	3871.96	4431.98	4821.76
ML(E+0.4T+D)	12880.26	15745.88	18768.52	11120.87	10501.76	9982.00	13290.74	27662.75	76073.91	83176.63	88362.74	104946.8	39103.71
MT(Et)	10761.91	15008.11	14955.83	9923.02	8098.94	8753.78	9548.33	25752.90	48878.04	70333.22	100960.7	89891.21	26334.06

Tableau C.28 : Récapitulatif des solicitations appliquées à la culée C02.

C02	N (KN)	dv(m)	Ms(KN.m)	Mr (KN.m)	H (KN)	dh (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Semelle	9600.00	4.80	46080.00					
Mur F	4192.44	4.86	20375.26					
DDT	189.00	6.61	1249.29					
Mur en Retour	1111.89	9.38	10429.53					
corbeau (avant)	183.06	5.73	1048.92					
Corbeau (arrière)	75.60	6.61	499.72					
Mur GG	507.84	6.21	3153.69					
G culée	**15859.83**	**5.22**	**82836.40**					
G Remblai	**6296.72**	**8.01**	**50447.77**		**3964.63**	**3.37**		**13347.60**
surcharge sur remblai	**401.94**	**8.01**	**3217.53**		**436.63**	**3.37**		**1469.99**
G tablier	**4575.02**	**4.21**	**19260.83**					
A(l)	**1798.57**	**4.21**	**7571.98**		**18.44**	**6.42**		**118.40**
Bc	1448.93	4.21	6100.00		14.20	6.42		91.14

C02	N (KN)	dv(m)	Ms(KN.m)	Mr (KN.m)	H (KN)	dh (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Bt	796.10	4.21	3351.58					
Mc120	1386.95	4.21	5839.06					
D240	1918.41	4.21	8076.51					
température					**341.22**	**6.42**		**2190.66**
D (retrait + fluage)					**511.84**	**6.42**		**3285.99**
Fah (1+v)					5922.45	5.05		29908.39
Fah (1-v)					5497.68	5.05		27763.26
Séisme (culée)	951.59	5.22		4970.18	3171.97	2.79		8846.74
Séisme appui H(1+v)					9094.42			38755.13
Séisme appui H(1-v)					8669.64			36610.01
Séisme appui V	951.59			4970.18				
Séisme (tablier)	4217.14	4.21		17754.18	1138.63	6.42		7310.00
Séisme (1+v)					**9165.42**			**39438.51**
Séisme (1-v)					**8744.09**			**37332.68**
Séisme v	**4323.17**			**18436.75**				

ANNXE D

FERRAILLAGE



Ferraillage de VSP
Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

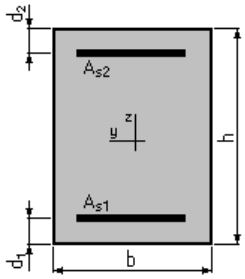
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 90,0 (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)	-103,02	-645,14
Etat **L**imite de **S**ervice	-76,31	-482,90
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,00 (cm²) Section théorique A_{s2} = 24,84 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 0,00 (cm²)
théorique ρ = 0,29 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -103,02 (KN.m)** **M_{min} = -645,14 (KN.m)**

Coefficient de sécurité:	1,38	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 6,8	(cm)
Bras de levier:	Z = 82,3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,87	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,78 (MPa)	

Cas ELS **M_{max} = -76,31 (KN.m)** **M_{min} = -482,90 (KN.m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 21,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 77,8 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5,72 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VSP
Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

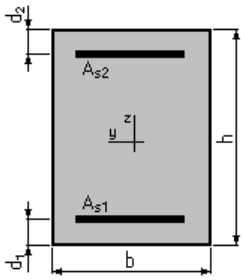
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (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)	149,30	-283,34
Etat **L**imite de **S**ervice	112,24	-212,24
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 12,33 (cm²) Section théorique A_{S2} = 24,10 (cm²)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 5,06 (cm²)
théorique ρ = 0,91 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 149,30 (KN.m)** **M_{min} = -283,34 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,1 (cm)
Bras de levier: Z = 37,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,80 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 64,89 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 112,24 (KN.m)** **M_{min} = -212,24 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,9 (cm)
Bras de levier: Z = 35,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,86 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 247,42 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 72,23 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VSP
Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

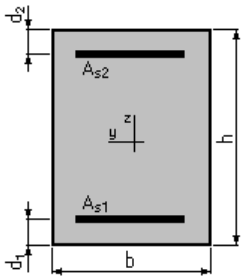
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	**M_{min}** (KN.m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	144,04	-283,34
Etat **L**imite de **S**ervice	106,66	-99,63
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 25,13 (cm²) Section théorique A_{S2} = 23,85 (cm²)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 3,12 (cm²)
théorique ρ = 2,5 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 144,52 (KN.m)** **M_{min} = -132,91 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 5,8 (cm)
Bras de levier: Z = 17,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,24 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 63,18 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 108,44 (KN.m)** **M_{min} = -99,63 (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 = 10,98 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 61,07 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VSP
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

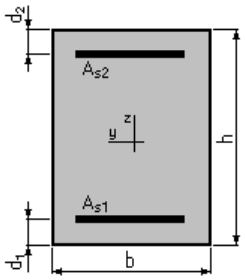
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (KN)	**M** (KN.m)
1.	ELU	785,41	379,51
2.	ELS	587,78	284,99

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 17,26 (cm²) Section théorique A_{s2} = 17,26 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 12,00 (cm²) Section maximum $A_{s_{max}}$ = 250,00 (cm²)
théorique ρ = 0,69 (%)
minimum ρ_{min} = 0,24 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 785,41 (KN) M = 379,51 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,44 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 9,25 (cm)
Bras de levier: Z = 41,30 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,59 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 237,67 (MPa)

Cas N° 1: Type ELU N = 587,78 (KN) M = 284,99 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,83 (cm)
Bras de levier: Z = 39,39 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,95 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 104,97 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VSP
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

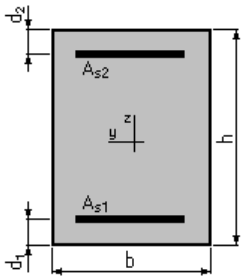
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (KN)	**M** (KN.m)
1.	ELU	785,41	-253,92
2.	ELS	587,78	-190,09

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,43 (cm²) Section théorique A_{s2} = 7,43 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 12,00 (cm²) Section maximum $A_{s_{max}}$ = 250,00 (cm²)
théorique ρ = 0,30 (%)
minimum ρ_{min} = 0,24 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 785,41 (KN) M = -253,92 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,55 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,75 (cm)
Bras de levier: Z = 41,50 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,41 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 206,66 (MPa)

Cas N° 1: Type ELU N = 587,78 (KN) M = -190,09 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,74 (cm)
Bras de levier: Z = 39,75 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,96 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 91,72 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VSP
Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

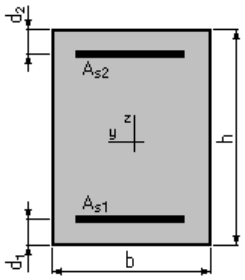
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (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)	296,52	-159,92
Etat **L**imite de **S**ervice	222,10	-120,23
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 13,64 (cm²) Section théorique A_{S2} = 8,04 (cm²)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 8,04 (cm²)
théorique ρ = 0,31 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 296,52 (KN.m)** **M_{min} = -159,92 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,9 (cm)
Bras de levier: Z = 68,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,59 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 222,10 (KN.m)** **M_{min} = -120,23 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,3 (cm)
Bras de levier: Z = 65,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,18 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 15,03 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 15,35 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VC
Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

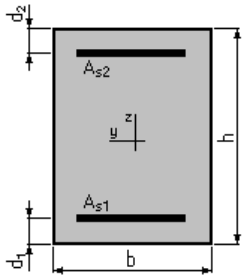
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 90,0 (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)	-103,02	-645,14
Etat **L**imite de **S**ervice	-76,31	-482,90
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,00 (cm²) Section théorique A_{s2} = 24,84 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 0,00 (cm²)
théorique ρ = 0,29 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -103,02 (KN.m)** **M_{min} = -645,14 (KN.m)**

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,8 (cm)
Bras de levier: Z = 82,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,87 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = -76,31 (KN.m)** **M_{min} = -482,90 (KN.m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 21,7 (cm)
Bras de levier: Z = 77,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,72 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VC
Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

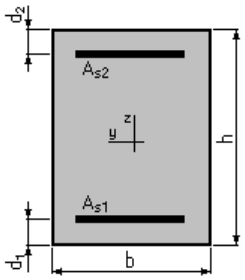
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (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)	133,23	-256,82
Etat **L**imite de **S**ervice	100,18	-192,36
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 10,97 (cm^2) Section théorique A_{S2} = 21,75 (cm^2)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 5,06 (cm^2)
théorique ρ = 0,82 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 133,23 (KN.m)** **M_{min} = -256,82 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)
Bras de levier: Z = 37,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,66 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 39,85 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 112,24 (KN.m)** **M_{min} = -212,24 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,5 (cm)
Bras de levier: Z = 35,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,46 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 247,54 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 67,02 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VC
Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

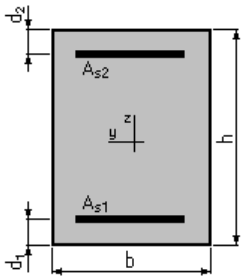
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	**M_{min}** (KN.m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	127,40	-108,99
Etat **L**imite de **S**ervice	95,43	-81,70
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 22,80 (cm^2) Section théorique A_{S2} = 19,32 (cm^2)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 3,12 (cm^2)
théorique ρ = 2,11 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 127,40 (KN.m)** **M_{min} = -108,99 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 5,5 (cm)
Bras de levier: Z = 17,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 13,47 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 95,43 (KN.m)** **M_{min} = -81,70 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,0 (cm)
Bras de levier: Z = 17,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,92 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 49,18 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VC
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

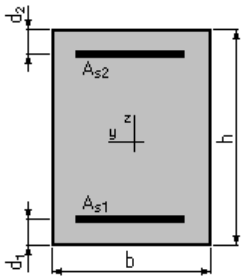
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (KN)	**M** (KN.m)
1.	ELU	773,31	354,35
2.	ELS	587,71	266,15

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 15,31 (cm^2) Section théorique A_{S2} = 15,31 (cm^2)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 12,00 (cm^2) Section maximum $A_{S_{max}}$ = 250,00 (cm^2)
théorique ρ = 0,61 (%)
minimum ρ_{min} = 0,24 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 773,31 (KN) M = 354,35 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,43 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 9,02 (cm)
Bras de levier: Z = 41,39 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,51 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 223,75 (MPa)

Cas N° 1: Type ELU N = 587,71 (KN) M = 266,15 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,64 (cm)
Bras de levier: Z = 39,45 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,77 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 102,56 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VC
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

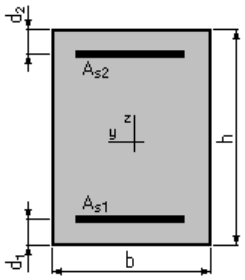
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (KN)	**M** (KN.m)
1.	ELU	773,31	-288,84
2.	ELS	587,71	-216,25

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 10,14 (cm^2) Section théorique A_{S2} = 10,14 (cm^2)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 12,00 (cm^2) Section maximum $A_{S_{max}}$ = 250,00 (cm^2)
théorique ρ = 0,41 (%)
minimum ρ_{min} = 0,24 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 773,31 (KN) M = -288,84 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,47 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,67 (cm)
Bras de levier: Z = 41,53 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,38 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 201,76 (MPa)

Cas N° 1: Type ELU N = 587,78 (KN) M = -190,09 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,08 (cm)
Bras de levier: Z = 39,64 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,26 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 95,67 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de VC
Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

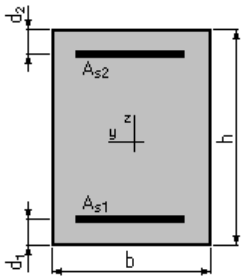
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (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)	92,27	-100,62
Etat **L**imite de **S**ervice	69,30	-75,36
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 12,54 (cm^2) Section théorique A_{S2} = 13,70 (cm^2)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 3,60 (cm^2)
théorique ρ = 1,05 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 92,27 (KN.m)** **M_{min} = -100,62 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,29 (cm)
Bras de levier: Z = 23,28 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,07 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 69,30 (KN.m)** **M_{min} = -75,36 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 7,77 (cm)
Bras de levier: Z = 22,41 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,50 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimé: σ_s' = 40,11 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de l'Entretoise
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

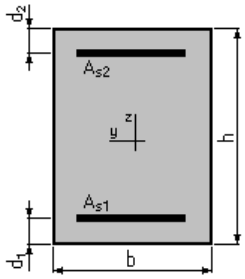
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 35,0 (cm)
h = 140,0 (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)	183,16	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	135,67	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,08 (cm²) Section théorique A_{s2} = 0,00 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 5,08 (cm²)
théorique ρ = 0,11 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 183,16 (KN.m)** **M_{min} = 0,00 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,61 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,98 (cm)
Bras de levier: Z = 133,41 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,30 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 135,67 (KN.m)** **M_{min} = 0,00 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 1,19
Position de l'axe neutre: y = 22,17 (cm)
Bras de levier: Z = 127,61 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,16 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 15,65 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de l'Entretoise
Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

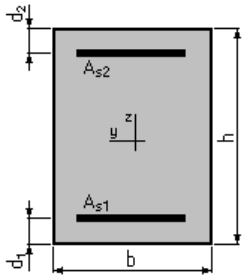
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 35,0 (cm)
h = 140,0 (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)	-438,85	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-325,08	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,00 (cm²) Section théorique A_{s2} = 10,42 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 0,00 (cm²)
théorique ρ = 0,22 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -438,85 (KN.m) M_{min} = 0,00 (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,16 (cm)
Bras de levier: Z = 131,74 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,64 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -325,08 (KN.m) M_{min} = 0,00 (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 30,54 (cm)
Bras de levier: Z = 124,82 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,87 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de l'Entretoise
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

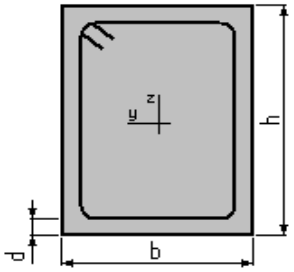
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section:

b = 35,0 (cm)

h = 140,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts tranchants appliqués:

	V (KN)	**N** (KN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	880,30	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,86 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,50 (MPa)

5. Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Longueur de la travée : L = 2,6 (m)

Armatures d'effort tranchant :

Section At = 2,26 (cm2)

Cadres: 2 Ø 12

Espacement : St = 13,57 (cm)

Espacement maximum: $S_{t,max}$ = 40,00 (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée : 7 + 9*13 (cm)

Ferraillage de l'Hourdis
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

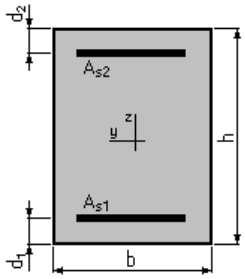
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	**M_{min}** (KN.m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	49,52	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	36,90	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8,18 (cm²) Section théorique A_{s2} = 0,00 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 3,12 (cm²)
théorique ρ = 0,41 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 49,52 (KN.m)** **M_{min} = 0,00 (KN.m)**

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,24 (cm)
Bras de levier: Z = 19,10 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,26 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 36,90 (KN.m)** **M_{min} = 0,00 (KN.m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,89 (cm)
Bras de levier: Z = 18,04 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,95 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de l'Hourdis
Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

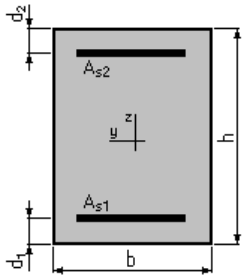
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-40,56	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-30,41	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,00 (cm²) Section théorique A_{s2} = 6,68 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 0,00 (cm²)
théorique ρ = 0,33 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -40,56 (KN.m)** **M_{min} = 0,00 (KN.m)**

Coefficient de sécurité:	1,38	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1,83	(cm)
Bras de levier:	Z = 19,27	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,01	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,78 (MPa)	

Cas ELS **M_{max} = -30,41 (KN.m)** **M_{min} = 0,00 (KN.m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 5,41 (cm)
Bras de levier:	Z = 18,20 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 6,18 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21,00 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de chevêtre
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

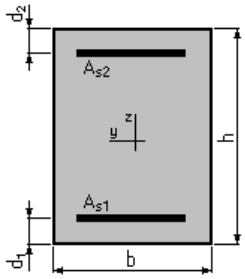
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 300,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	**M_{min}** (KN.m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	934,51	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	693,74	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 42,90 (cm²) Section théorique A_{s2} = 0,00 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 42,90 (cm²)
théorique ρ = 0,10 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 934,51 (KN.m)** **M_{min} = 0,00 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 2,81 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,08 (cm)
Bras de levier: Z = 140,97 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 693,74 (KN.m)** **M_{min} = 0,00 (KN.m)**
Coefficient de sécurité: 2,09
Position de l'axe neutre: y = 22,72 (cm)
Bras de levier: Z = 135,43 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,60 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,20 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 7,99 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de chevêtre
Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

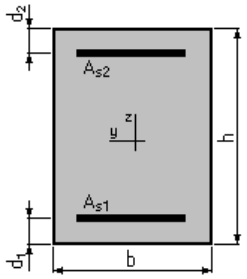
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 300,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	**M_{min}** (KN.m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-4308,97	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-3198,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,00 (cm²) Section théorique A_{s2} = 96,86 (cm²)
Section minimum $A_{s_{min}}$ = 0,00 (cm²)
théorique ρ = 0,23 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -4308,97 (KN.m) M_{min} = 0,00 (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 11,47 (cm)
Bras de levier: Z = 138,41 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,87 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,78 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -3198,80 (KN.m) M_{min} = 0,00 (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 32,69 (cm)
Bras de levier: Z = 132,10 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,94 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,20 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de chevêtre
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

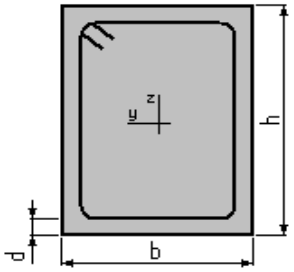
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section:

b = 300,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts tranchants appliqués:

	V (KN)	**N** (KN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	3961,11	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,91 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,60 (MPa)

5. Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : α = 90 (°)

Longueur de la travée : L = 4,5 (m)

Armatures d'effort tranchant :

Section At = 4,02 (cm^2)

Cadres: 2 Ø 16

Espacement : St = 16,76 (cm)

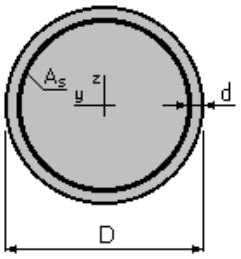
Espacement maximum: $S_{t,max}$ = 40,00 (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée : 8 + 8* 16 + 1* 35 + 1* 40 (cm)

Ferraillage longitudinal des colonnes
(Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**



- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

D = 250,0 (cm) ; d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (KN)	$\mathbf{M_y}$ (KN.m)	$\mathbf{M_Z}$ (KN.m)
1.	ELS	6568,97	0,00	3513,65
2.	ELU	8853,08	0,00	4084,08
3.	ELA	8947,38	14955,83	18768,52

4. Résultats:

Section théorique A_{S1} = 336,24 (cm²)
Section minimum $A_{S_{min}}$ = 98,17 (cm²) Section maximum $A_{S_{max}}$ = 2454,37 (cm²)
théorique ρ = 0,68 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

6. Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 6568,97 (KN) M_y = 0,00 (KN.m) M_z = 3513,65 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 4,90
Position de l'axe neutre: y = 192,37 (cm)
Bras de levier: Z = 166,06 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,30 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,20 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_S = 12,90 (MPa) comprimé: σ_S' = 47,62 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N= 8853,08 (KN) M_y= 0,00 (KN.m) M_z= 4084,08 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 5,82 Pivot : B
Position de l'axe neutre: y = 191,62 (cm)
Bras de levier: Z = 155,39 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 0,93 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_S = 185,61 (MPa) comprimé: σ_S' = 434,78 (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N= 8947,38 (KN) M_y= 14955,83 (KN.m) M_z= 18768,52 (KN.m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot : B
Position de l'axe neutre: y = 67,41 (cm)
Bras de levier: Z = 210,67 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 9,09 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_S = 500,00 (MPa) comprimé: σ_S' = 500,00 (MPa)

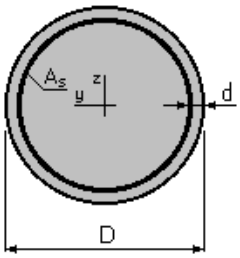
Ferraillage transversal des colonnes
(Calcul de Section dans la zone critique à l'effort tranchant)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section:



D = 250,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués:	**V** (KN)	**N** (KN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	316,84	8853,08
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	1844,86	8947,38

4. Résultats:

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,42 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,60 (MPa)

5. Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : α = 90 (°)

Armatures d'effort tranchant :

Section A_t = 6,16 (cm2)

Cadres: 4 Ø 14

Espacement : St = 15,00 (cm)

Espacement maximum: $S_{t,max}$ = 15,00 (cm)

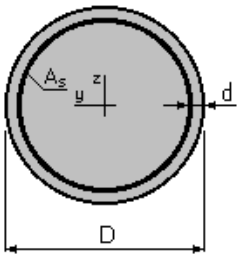
Ferraillage transversal des colonnes
(Calcul de Section dans la zone courante à l'effort tranchant)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,00 (MPa) **Acier: fe = 500,00 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section:



D = 250,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués:	**V** (KN)	**N** (KN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	316,84	8853,08
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	1844,86	8947,38

4. Résultats:

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,42 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,60 (MPa)

5. Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : α = 90 (°)

Armatures d'effort tranchant :

Section A_t = 6,16 (cm2)

Cadres: 4 Ø 14

Espacement : St = 30,00 (cm)

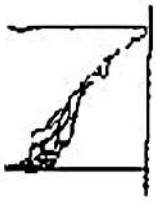
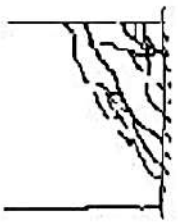
Espacement maximum: $S_{t,max}$ = 30,00 (cm)

ANNXE E

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



Description des états de dommages pour les piles de pont de HEPC's

Damage Mode \ Damage State	As	A	B	C	D	Remarks
1. Bending damage at ground level	Damage through entire cross section 	Damage mainly at two opposite sides 	Damage mainly at one side 	Light cracking and Partial Spalling 	No Damage	This mode unlimately produces buckling of rebars, spalling and crushing of core concrete
2. Combined bending & shear damage at ground level	Internal Damage 	Damage at two sides 	Damage mainly at one side 	Light cracking and Partial Spalling 	No damage	Bending and shear cracks progress with more wide-spread spalling than model and hoops detached from anchorage
3. Combined bending & shear damage at the level of reduction of longitudinal rebars	Internal Damage 	Internal damage 	Damage mainly at one side 	Partial damage 	No damage	Damage and collapse are observed at about the location (typically 4-5m above ground) of reduction of longitudinal rebars, accompanying buckling of rebars and detached hoops.
4. Shear damage at ground level	Damage through entire cross-section 	Damage through column 	Partial Damage 	Light cracking 	No Damage	Columns with low aspect ration sheared at 45° angle

Développement analytique de la fonction de vulnérabilité par l'analyse temporelle non-linéaire (Nielson, 2003)

