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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V8 DU PK 18+780 AU PK 19+480 (PENETRANTE DE TIZI OUZOU)

Réalisé Par :

TELLACHE ADEM
LAIB MOHAMED

Encadré par :

Mme.SEDIK Rezika
M. KIBBOUA Abderrahmane

Promotion 2020 / 2021

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à

Ma chère Mère … mon étoile brillante

Mon cher Père que dieux te bénisse, merci de m'avoir élevé dans le bon chemin, merci de m'avoir donné tant d'effort pour me voir franchir cette étape.
Que dieux vous garde en bon santé.

A mes chères frères Moukhtar, Mouhamed ,Adel et ma chère petite sœur Asma la joie de ma vie.

A tous mes amis et mes camarades : Said, Terbeche, Zinou,Imad Rougé, Larbi,Tim, Halim, Habib, Bedro, Wa7id, Zaki, Raouf Damoussi, Mahdi usma, Ghada, IMI, Yasser, Kader, Zoubra, Abdellah, Abetroun, Khena9a, Tamine, Berbachi, Douda7, Lakhdar, Fichouche, Bourenane, Khaled, Zetchi, Sidoo & Mahdi Palestro, Navi, Terfa, Toufik, Berkani , Rabah Siccin, Yasser l'9arya, Alaa HadjSadok, Sali7a ENGOA …

Je n'oublierais jamais Ami Kamal mon collègue
de travail « réparation de froid »

Enfin, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.
A toute la famille ENSTP

TELLACHE ADEM

إهداء

بعد الثناء وحمد الله عز وجل على توفيقه لنا والصلاة على نبيه الكريم (ص)

اولاً

إلى التي غيبها الموت عنا الى تلك الروح النقية جدتي الغالية طيب الله ثراها. وجدتي الأخرى حفظها الله لنا وأطال في عمرها وجدي الغالي

إلى التي حملتني وهن على وهن ام الغالية الى الشمس التي تنير حياتي والى أبي الغالي لولا دعاؤكم لما وصلت إلى ما انا عليه اليوم

وإلى التي سهرت على تربيتي خالتي وكل افراد عائلتي وإخوتي أمير وعقبة وسهيلة

وإلى أخوالي وأعمامي وخالاتي وعماتي.وإلى التي كانت ترافق سهري وتحثني على المواصلة وتبعث في نفسي الامل

ثانيًا

لن أنسي ابدا اخوتي ورفاق دربي من أشد بهم عضدي وأتقوى بهم على مشاق الحياة ضيفو. بوبكر وأخي محمود والى محمد وإسماعيل ولطفي وبسعة

وزملاء الدراسة على كثرتهم إلا انني تعلمت من كل واحد منهم قيم الحياة زين الدين. عماد. سامي. عبد الرؤوف. إسلام. عبد المجيد وتطول القائمة.

وقبل الختام لا يسعني الا ذكر اسم الشخص الذي كان عون لنا بعد الله شامي سعيد لا تكفيك الكلمات لتصفك يا دكتور المستقبل.

وفي الختام الى الأسرة الثانية أُسرة المدرسة من مسيرين وأساتذة وإدارة شكرا لكم

العايب محمد طه نجم الدين

REMERCIEMENTS

*Nous remercions **ALLAH**. De nous avoir accordé des connaissances de la science et de nous avoir aidés à réaliser ce travail.*

*Nous remercions notre encadreur Mme. **SEDIK Razika** pour sa présence permanente, son amour du travail, sa générosité de donner tout ce qu'elle a comme savoir, nous somme satisfait de son encadrement.*

Nous remercions nos familles pour leurs conseils permanents, leurs sacrifices afin d'y arriver à ce moment-là.

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

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

Nous remercions nos collègues qui ont participé de près ou de loin afin d'accomplir notre mission avec succès.

Merci à tous et à toutes.

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر رقم 8 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 18+780 والنقطة 19+480، ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو والطريق السيار شرق-غرب على مستوى الجباحية.

بدأنا عملنا هذا بتمهيد عام حول المشروع المتناول، ثم تطرقنا بعد ذلك إلى تصميم الجسر، حيث فرضنا 3 متغيرات، واستنادا لتحليل متعدد المعايير، اخترنا خيار جسر نوع "صندوق". بالتالي قمنا بدراسة جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالى. هذه الدراسة شملت البنية الفوقية، مرورا بتقييم الحمولات والحمولات الإضافية،، حساب الإجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات، وهذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر وأوروبا، وبالاعتماد على برامج للحساب.

كلمات مفتاحية: تصميم ودراسة جسر، خيار جسر نوع "صندوق"، جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي، سابقة إجهاد بعدي، دراسة زلزالية.

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude du viaduc V18 situé entre le PK 18+780 et PK19+480 relevant de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à Djebahia.

Nous avons commencé notre travail par une introduction générale sur notre projet, aprés nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dans laquelle on a proposé 3 variantes, et en se basant sur une analyse multicritère, on a opté pour un choix pont « voussoirs ». Donc on a amené à étudier un pont voussoir constituée d'un tablier continu à hauteur variable, réalisé par la méthode d'encorbellements successifs. Cette étude concerne la superstructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements, en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

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

Abstract

This work is a part of the design and study of the road bridge V18 located between PK18+780 and PK19+480 of the penetrating road between Tizi Ouzou and Djebahia.

This memory begins with general introduction about our project. Next, we started the general design of 3 variants, where we chose a "Box" bridge. So, we had to study box bridge made by the method of successive corbelling. This study contain the superstructure by going through the evaluation of the loads and overloads, pre-stress calculations, earthquake study, and the sizing of equipment by referring to the regulations used in Algeria and Europe, and using software.

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

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. PRESENTATION DU PROJET 2
I.2.1. Situation du projet 2
I.2.2. Composantes de la pénétrante 2
I.2.3. Objectif du projet 3
I.2.4. Obstacles à franchir 3
I.3. LES DONNEES DE PROJET 4
I.3.1. Les données fonctionnelles 4
I.3.1.1. Tracé en plan 4
I.3.1.2. Profil en long 4
I.3.1.3. Profil en travers 4
I.3.2. Les données naturelles 5
I.3.2.1. Topographie 5
I.3.2.2. Sismicité du site 5
I.3.2.3. Géotechnique 6
I.3.2.4. Température 7
I.3.2.5. Vent 7
I.4. CONCLUSION 7

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION 8
II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 8
II.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 8
II.2.1.1. Conception longitudinale 9
II.2.1.2. Conception transversale 9
II.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place » 11
II.2.2.1. Conception longitudinale 12
II.2.2.2. Découpage des voussoirs 12
II.2.2.3. Conception transversale 12
II.2.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre » 15
II.2.3.1. Conception longitudinale 15
II.2.3.2. Conception transversale 15
II.2.3.3. Conception des poutres principales 16
II.2.3.4. Conception des pièces de pont 17
II.3. ANALYSE MULTICRITERE 19
II.3.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction 19
II.3.2. Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers 20
II.3.3. Analyse des variantes 20
II.4. CONCLUSION 20

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1. INTRODUCTION 21
III.2. NORMES ET REGLES 21
III.3. CARACTIRISTIQUES DES MATERIAUX 21
III.3.1. Béton 21
III.3.2. Armatures passives 22
III.3.3. Armatures de précontraint (actives) 23
III.4. CONCLUSION 23

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION 24
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 24
IV.3. EVALUATION DES ACTIONS 24
IV.3.1. Evaluation des actions hors trafic 24
IV.3.1.1. Actions permanentes 24
IV.3.1.2. Action thermique 25
IV.3.2. Evaluation des actions dues au trafic 25
IV.3.2.1. Système de charge à considérer 25
IV.3.2.2. Caractéristiques du pont : 26
IV.3.2.3. Les cas de chargement : 27
IV.3.2.4. Système de charge A 28
IV.3.2.5. Système de charge B 29
IV.3.2.6. Charges militaires : Mc 120 31
IV.3.2.7. Charges exceptionnelles : D240 32
IV.3.2.8. Coefficient de majoration dynamique 32
IV.3.2.9. Efforts de freinage 33
IV.4. CONCLUSION 34

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION 35
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 35
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau 35
V.2.2. Charges à prendre en compte 36
V.2.2.1. Poids propre du fléau 36
V.2.2.2. Charges de chantier connues 36
V.2.2.3. Charges de chantier aléatoire 36
V.2.2.4. Actions accidentelles 37
V.2.3. Combinaisons d'action 38
V.2.4. Evaluation des efforts 39
V.2.5. Stabilisation du fléau par câbles de clouage 40
V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles 40
V.2.5.2. Calcul de la surface des cales 41
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 44
V.3.1. Cinématique de construction du tablier 44
V.3.2. Combinaisons d'action 45
V.3.3. Modélisation 46
V.3.4. Résultats 46
V.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 48
V.4.1. Etude de la précontrainte du fléau 48
V.4.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau 48
V.4.1.2. Position et enrobage des câbles 49
V.4.1.3. Tracé des câbles en plan 50
V.4.1.4. Tracé des câbles en élévation 51
V.4.1.5. Résultats 51
V.4.2. Etude de la précontrainte de continuité 54

V.4.2.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale 54
V.4.2.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 57
V.4.3. Evaluation des pertes de la précontrainte 59
V.4.3.1. Pertes de tension instantanées 59
V.4.3.2. Pertes de tension différées 60
V.4.3.3. Les pertes totales 61
V.4.3.4. Application sur les câbles de fléau 61
V.4.4. Vérification des contraintes normales 62
V.4.4.1. Vérification des contraintes pour la partie voussoir 62
V.4.5. Armatures des zones tendues 63
V.4.6. Vérification des contraintes tangentielles 64
V.4.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 64
V.4.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 65
V.5. ETUDE TRANSVERSALE 67
V.5.1. Evaluation des efforts 67
V.5.1.1. Modélisation 67
V.5.1.2. Résultats 68
V.5.2. Ferraillage 69
V.5.2.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP 69
V.5.2.2. Ferraillage passif des voussoirs 70
V.6. CONCLUSION 71

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VI.1. INTRODUCTION 72
VII.1. APPAREIL D'APPUI 72
VII.1.1. Choix de type d'appareil d'appui 72
VII.1.2. Dimensionnement des appareils d'appui 74
VII.1.2.1. L'aire des appareils d'appui 74
VII.1.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appariel d'appui T 74
VII.1.2.3. Dimentionnement des frettes 74
VII.1.3. Calcul exacte des déplacements horizontaux 75
VII.1.3.1. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis 75
VII.1.3.2. Evaluation des déplacements horizontaux 75
VI.1.1. V_{xmax} = 264mm (culée 02) V_{xmin} = 2.05 mm (pile 04) 76
VII.2. ETUDE SISMIQUE 76
VII.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 77
VII.2.2. Méthode de calcul 77
VII.2.3. Spectre de réponse 78
VII.2.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale 78
VII.2.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale 78
VII.2.4. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 78
VII.2.4.1. Résistance à la compression 78
VII.2.4.2. Stabilité au flambement 79
VII.2.4.3. Limitation de la distorsion 79
VII.2.4.4. Condition de non-glissement 80
VII.3. DES D'APPUIS 80
VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis 80
VII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis 81
VII.4. JOINT DE CHAUSSEE 82
VII.4.1. Calcul de souffle 82
VII.4.2. Type de joint 83
VII.5. CONCLUSION 83

CHAPITRE VII : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE COMPARAISON ENTRE LES APPARIELS D'APPUIS UTILISES DANS LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU

VII.1. INTRODUCTION 84
VII.2. DEFFIRENTS TYPOLOGIES DES APPUIS 84
VII.2.1. Isolateurs elastomeriques 84
VII.2.1.1. Appuis classiques 84
VII.2.1.2. Appuis avec le noyau en plomb 85
VII.2.2. isolateurs mechaniques 86
VII.2.3. Amortisseur (Fluid Viscous Dampers) 90
VII.2.4. Transmetteurs d'effort (Shock Transmission Unit) 91
VII.2.5. FRICTION PENDULUM 93
VII.3. CONCLUSION 94

CONCLUSION GENERALE 95

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

FIGURE I.1 : IMPLANTATION DU PROJET SUR LA CARTE D'ETAT-MAJOR. 2
FIGURE I.2 : CONSISTANCE PHYSIQUE DE PROJET 3
FIGURE I.3 : IMPLANTATION DE L'OUVRAGE SUR UNE IMAGE SATELLITAIRE. 3
FIGURE I.4 : TRACE EN PLAN V8. 4
FIGURE I.5 : PROFIL EN LONG DE V8. 4
FIGURE I.6 : POSITIONNEMENT DE TIZI-OUZOU DANS LA CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE 5
FIGURE I.7 : VUE EN PLAN ET EN ELEVATION LITHOLOGIQUE. 6

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

FIGURE II.1 : MORPHOLOGIE GENERALE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT. 8
FIGURE II.2 : NOTATION DES DIMENSIONS. 9
FIGURE II.3 : LES TYPES DES CAISSONS. 11
FIGURE II.4 : PONT EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF. 12
FIGURE II.5 : NOTATIONS DES DIMENSIONS. 13
FIGURE II.6 : PROFIL EN TRAVERS D'UN BIPOUTRE A PIECES DE PONT. 16
FIGURE II.8 : VARIATION DES EPAISSEURS. 16

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

FIGURE III.1 : LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN B.P. 23

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

FIGURE IV.1 : DECOUPAGE DES VOUSSOIRS. 25
FIGURE IV.3 : LA LARGEUR ROULABLE. 26
FIGURE IV.4 : CAS DE CHARGEMENT. 27
FIGURE IV.4 : SYSTEME DE CHARGEMENT BC. 29
FIGURE IV.5 : SYSTEME DE CHARGEMENT B_T. 30
FIGURE IV.6 : SYSTEME DE CHARGEMENT B_R. 31
FIGURE IV.8 : CONVOI DE CHARGE MC 120. 32
FIGURE IV.8 : CONVOI EXCEPTIONNEL D240 32

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

FIGURE V.1 : CHEMINEMENT DE LA REALISATION D'UN FLEAU. 35
FIGURE V.2 : SITUATION TEMPORAIRE DE CONSTRUCTION A CONSIDERER 37
FIGURE V.3 : SITUATION ACCIDENTELLE A CONSIDERER. 38
FIGURE V.4 : SCHEMA DESCRIPTIF DE CLOUAGE. 40
FIGURE V.5 : TRACE DES CABLES DE CLOUAGE 43
FIGURE V.6 : AMENAGEMENT DES TETES DES PILES EN PHASE DE CONSTRUCTION. 43
FIGURE V.7 : PHASES DE REALISATION DU TABLIER DE LA PARTIE VOUSSOIR. 45
FIGURE V.8 : MODELE DE CALCUL DU TABLIER. 46
FIGURE V.9 : MOMENT MAXIMUM A L'ELS. 46
FIGURE V.10 : EFFORT TRANCHANT MAXIMUM A L'ELS. 47

FIGURE V.11 : MOMENT MAXIMUM A L'ELU. 47
FIGURE V.12 : EFFORT TRANCHANT MAXIMUM A L'ELU. 47
FIGURE V.13 : DISPOSITION DES CABLES DE FLEAU AU NIVEAU DE VSP ET POSITION DES ANCRAGES. 50
FIGURE V.14 : TRACEE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU. 50
FIGURE V.15 : TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU. 51
FIGURE V.16 : POSITION DES CABLES C3. 51
FIGURE V.17 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DES FLEAUX. 53
FIGURE V.18 : DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE AU NIVEAU DE VC. 55
FIGURE V.19 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE. 56
FIGURE V.20 : DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE ET POSITION DES ANCRAGES. 57
FIGURE V.21 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE. 58
FIGURE V.22 : FROTTEMENTS LE LONG DU CABLE LORS DE LA MISE EN TENSION. 59
FIGURE V.23 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES A X = 42.6 M (FIN V03). 63
FIGURE V.24 : EFFORT DE PRECONTRAINTE. 64
FIGURE V.25 : VUE EN 3D DU CAISSON SUR PILE MODELISE SUR LE LOGICIEL. 67
FIGURE V.26 : VUE EN 3D DU CAISSON A LA CLE MODELISE SUR LE LOGICIEL. 68
FIGURE V.27 : SECTIONS A JUSTIFIER SELON LE GUIDE SETRA. 68
FIGURE V.28 : FERRAILLAGE DU VOUSSOIR SUR PILE. 71
FIGURE V.29 : FERRAILLAGE DU VOUSSOIR A LA CLEF. 71

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

FIGURE VI.1 : DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI. 73
FIGURE VI.2 : APPUI EN ELASTOMERE FRETTE. 73

CHAPITRE VII : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

FIGURE VII.1 : LE SCHEMA D'UN APPUI CLASSIQUE. 84
FIGURE VII.2 : LA LOI DE COMPORTEMENT D'UN APPUI CLASSIQUE. 85
FIGURE VII.3 : LE SCHEMA D'UN APPUI AVEC LE NOYAU EN PLOMB. 85
FIGURE VII.4 : LA LOI DE COMPORTEMENT D'UN APPUI AVEC UN NOYAU EN PLOMB. 86
FIGURE VII.5 : VUE EN FACE D'UN ISOLATEUR MECHANIQUE APPLIQUE DANS UNE COULEE. 87
FIGURE VII.6 : VUE EN HAUT D'UN ISOLATEUR MECHANIQUE APPLIQUE DANS UNE COULEE. 87
FIGURE VII.7 : VUE EN FACE ET EN PLAN D'UN ISOLATEUR MECHANIQUE APPLIQUE DANS LES PILES. 88
FIGURE VII.8 : LOI DE COMPORTEMENT D'UN APPARIEL D'APPUI TYPE FRICTION PENDLUM. 94

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

TABLEAU I.1 : COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A (RPOA 2008). 6
TABLEAU I.2 : VALEURS MOYENNES DANS L'UNITE T 1S POUR LE SONDAGE SCP-32 ET DANS L'UNITE P R-SCH POUR LE SONDAGE SCP-101 D'APD. 7

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

TABLEAU II. 1 : RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1. 9
TABLEAU II. 2 : RECAPITULATION DE DECOUPAGE DES VOUSSOIRS. 12
TABLEAU II. 3 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU VSP ET DU VSC. 13
TABLEAU II. 4 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES METALLIQUES SELON CALGARO ET SETRA. 16
TABLEAU II. 5 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES PIECES DE PONT SELON CALGARO. 17
TABLEAU II. 6 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES 3 VARIANTES. 19
TABLEAU II. 7 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE TABLIER DES 3 VARIANTES. 20

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

TABLEAU III.1 : CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON. 22
TABLEAU III.2 : CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES. 22
TABLEAU III.3 : CARACTERISTIQUES DES CABLES DE PRECONTRAINTE. 23

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

TABLEAU IV.1 : ESTIMATION DU POIDS DU AUX CCP. 24
TABLEAU IV.2 : POIDS DU TABLIER. 25
TABLEAU IV.3 : COEFFICIENT A_1. 28
TABLEAU IV.4 : VALEURS DE A(L) POUR LE TABLIER VOUSSOIRS. 28
TABLEAU IV.5 : LES VALEURS DE B_C. 30
TABLEAU IV.6 : LES VALEURS DE B_C. 30
TABLEAU IV.7 : LES VALEURS DE B_T 31
TABLEAU IV.8 : VALEURS DE B_T 31
TABLEAU IV.9 : COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE POUR LE TABLIER VOUSSOIRS 33
TABLEAU IV.10 : L'EFFORT DE FREINAGE F(KN) DE SYSTEME A POUR LE TABLIER VOUSSOIRS. 34

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

TABLEAU V.1 : EVALUATION DE POIDS PROPRE DE CHAQUE DEMI-FLEAU. 36
TABLEAU V.2 : RECAPITULATION DES COMBINAISONS D'ACTION. 38
TABLEAU V.3 : EVALUATION DES MOMENTS FLECHISSANTS (KN.M) DE DEMI-FLEAU MAJORE 39
TABLEAU V.4 : EVALUATION DES EFFORTS TRANCHANTS (KN) DE DEMI-FLEAU MAJORE 39
TABLEAU V.5 : EVALUATION DES REACTIONS. 39
TABLEAU V.6 : CALCUL DE NOMBRE DE CABLES DE CLOUAGE. 41
TABLEAU V.7 : VALEURS DE F_{BU}. 41
TABLEAU V.8 : CALCUL DE DIMENSIONS DE CALES. 42
TABLEAU V.9 : COMBINAISONS DE CHARGE EN PHASE DE SERVICE. 45
TABLEAU V.10 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DU FLEAU POUR CHAQUE SECTION. 49
TABLEAU V.11 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU. 52
TABLEAU V.12 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU. 52
TABLEAU V.13 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE. 54
TABLEAU V.14 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE. 55

TABLEAU V.15 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DU CABLE DE CONTINUITE C12 DE TRAVEE PRINCIPALE..... 55
TABLEAU V. 16 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE POUR LA TRAVEE DE RIVE..... 57
TABLEAU V.17 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE..... 58
TABLEAU V.18 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DU CABLE DE CONTINUITE C3 DE TRAVEE DE RIVE..... 58
TABLEAU V.19 : POURCENTAGES (%) DES PERTES DE TENSION MOYENNES DES CABLES DE FLEAU..... 61
TABLEAU V.20 : CONTRAINTES DES FIBRES EXTREMES DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION..... 62
TABLEAU V.21 : EFFORTS EXTREMES DANS LE VOUSSOIR SUR PILE..... 68
TABLEAU V.22 : MOMENTS EXTREMES DANS LE VOUSSOIR A LA CLEF..... 69
TABLEAU V.23 : FERRAILLAGE PASSIF DU VSP..... 70
TABLEAU V.24 : FERRAILLAGE PASSIF DU VC..... 70

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

TABLEAU VI.9 : EVALUATION DES RAIDEURS LONGITUDINALES STATIQUES ET DYNAMIQUES DES APPUIS..... 75
TABLEAU VI.10 : EVALUATION EXACTE DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX..... 76
TABLEAU VI.25 : FERAILLGE DES DES D'APPUIS..... 82

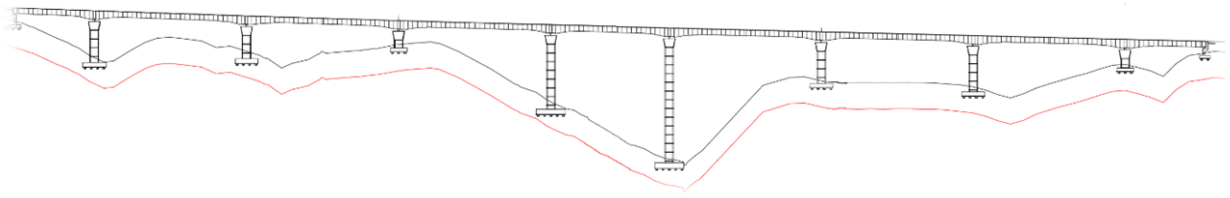
CHAPITRE VII : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

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.
DA : Dinar Algérien.
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.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PK : Point Kilométrique.
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.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
$\Delta\theta$: Gradient thermique.
ΔP : 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.

D'une manière générale, les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (vallée –cours d'eau…etc.), ou artificiels tels que (route, voit ferrée…etc.), destinés à offrir du service à des usagers. Les ponts sont, donc, d'une utilité publique incontestable ; c'est pour quoi leur réalisation fait partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du génie civil. Aussi et pour permettre à ces infrastructures de répondre aux besoins de la société passage des hommes et des véhicules en toute sécurité, leur conception doit tenir compte des exigences fonctionnelles et naturelles permettant à l'ouvrage d'assurer sa fonction de franchissement.

Et pour n'importe quel ouvrage il faut passer par trois principales étapes :

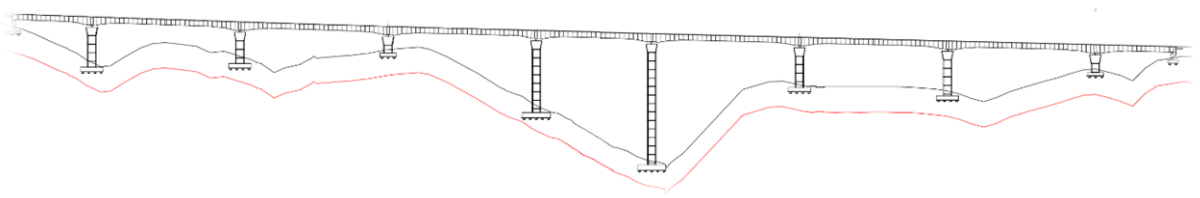
- Conception.
- Étude.
- Réalisation.

La conception des ponts résulte d'une démarche itérative dont l'objet est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelle et fonctionnelles imposées. Un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère y sont intégrées. Ainsi que les avancées technologiques en termes de matériaux, de méthodes de construction, de création et de moyens de calcul. De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue. Il revient à l'ingénieur de tirer la meilleure partie des matériaux et de limiter les aléas possibles lors de l'exécution.

L'étude c'est la deuxième partie, elle se base sur des hypothèses de calcul et des vérifications, cette étape est parmi les phases les plus importantes dans le projet, elle consiste à faire des estimations de coût et les quantités des matériaux nécessaires à utiliser, et aussi de faire un dimensionnement optimal qui passe par le pré-dimensionnement des éléments principaux de l'ouvrage (fondations, appuis, éléments porteurs) par application des règles de la résistance des matériaux puis par la vérification de l'ouvrage et des parties de l'ouvrage aux états limites sous certaines conditions de charges normées.

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 trois mois, durant le deuxième semestre de la cinquième année, 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 V8 à concevoir et à étudier. Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail.

CHAPITRE I
PRESENTATION DU PROJET



I.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.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Notre viaduc V8 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 V8 se situe au niveau de la commune Ait Yahia Moussa du PK 18+780 au PK 19+480.

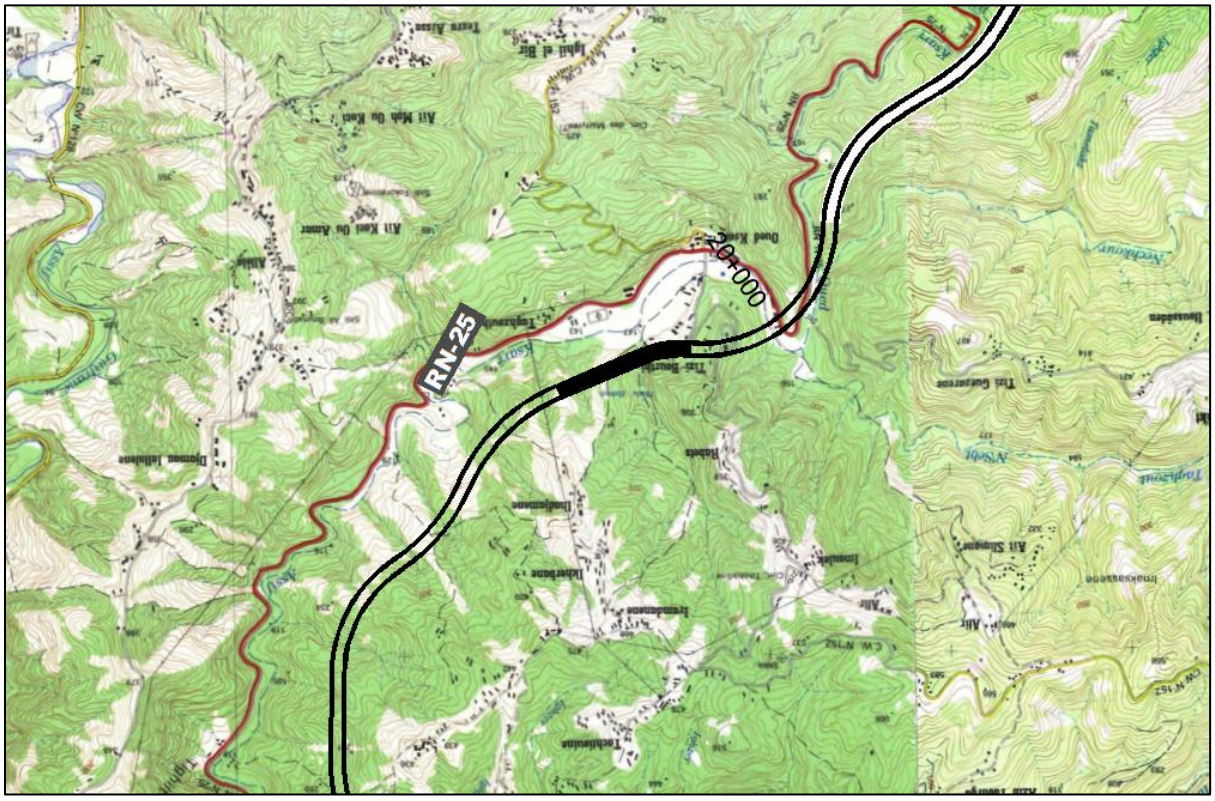


Figure I.1 : Implantation du projet sur la carte d'état-major.

I.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.

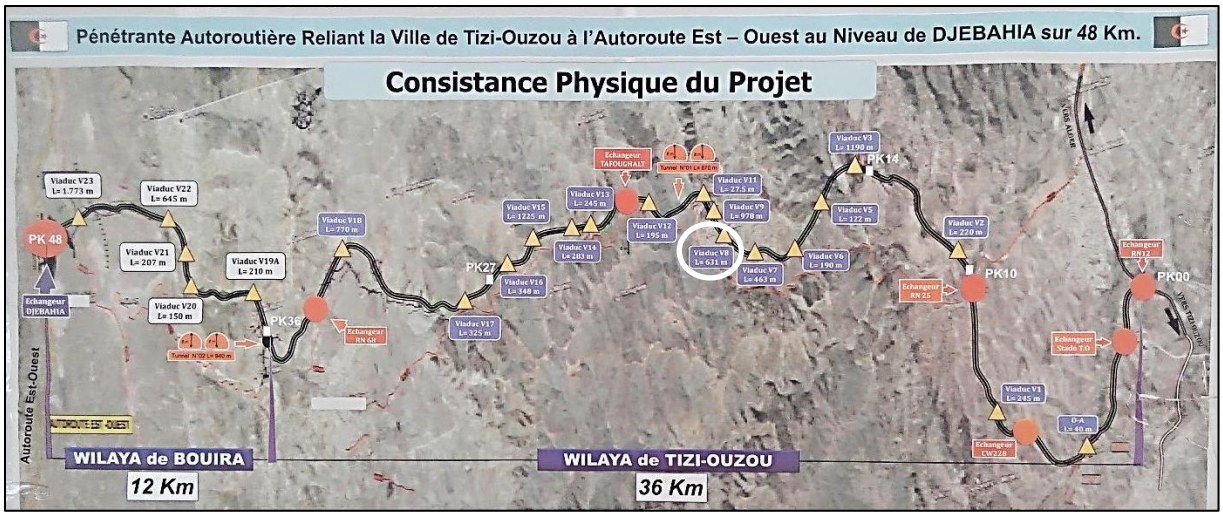


Figure I.2 : Consistance physique de projet.

I.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.

I.2.4. Obstacles à franchir



Figure I.3 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire.

Le viaduc V8 permet de franchir les obstacles naturels et artificiels suivants :

- PK 18+871 : Bâtis.
- PK 18+952 : Bâtis et voirie.
- PK 19+145 et PK 19+186 : Deux voies.
- PK 19+170 : vallée profonde (76.24 m).

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

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

- Du PK 18+780.00 au PK 19+192.84 : Alignement droit (L = 412.84 m).
- Du PK 19+192.84 au PK 19+271.74 : Clothoïde (A = 235 m et L = 78.9 m).
- Du PK 19+271.74 au PK 19+480.00 : Arc (R = 700 m).

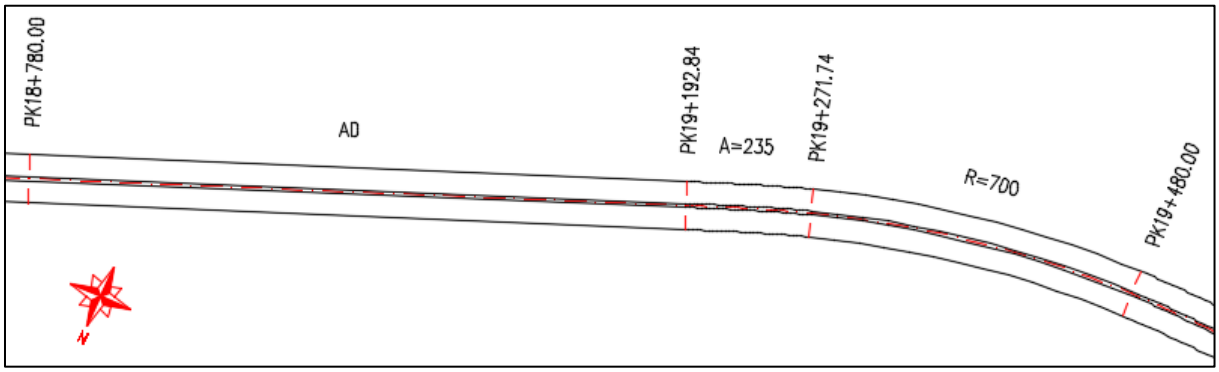


Figure I.4 : Tracé en plan V8.

I.3.1.2. Profil en long

L'axe de roulement présente :

- De PK 18+780.00 au PK 18+872.16 : Un alignement droit (pente = 4.46 %).
- De PK 18+872.16 au PK 19+072.26 : Un arc concave (R = 20000 m).
- De PK 19+072.26 au PK 19+480.00 : Un alignement droit (pente = 3.18 %).

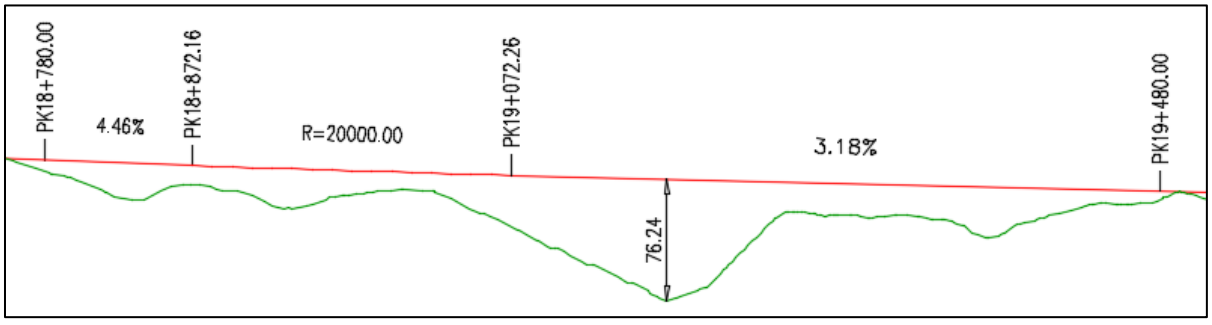


Figure I.5 : Profil en long de V8.

I.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.

Le profil présente un dévers de 2.5%. Sa largeur 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.

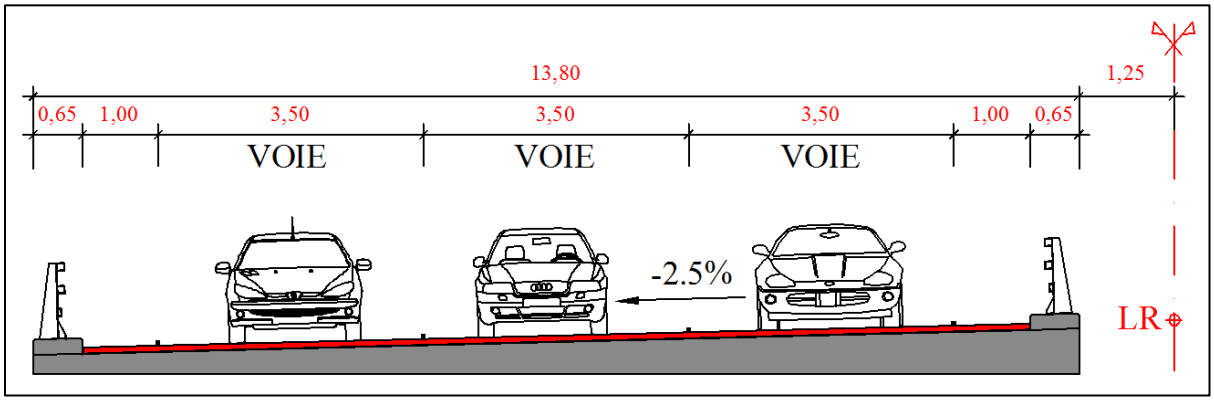


Figure I.5 : Profil en travers V8.

I.3.2. Les données naturelles

I.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.

I.3.2.2. Sismicité du site

Selon RPOA 2008, Ait Yahia Moussa (Tizi Ouzou) est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

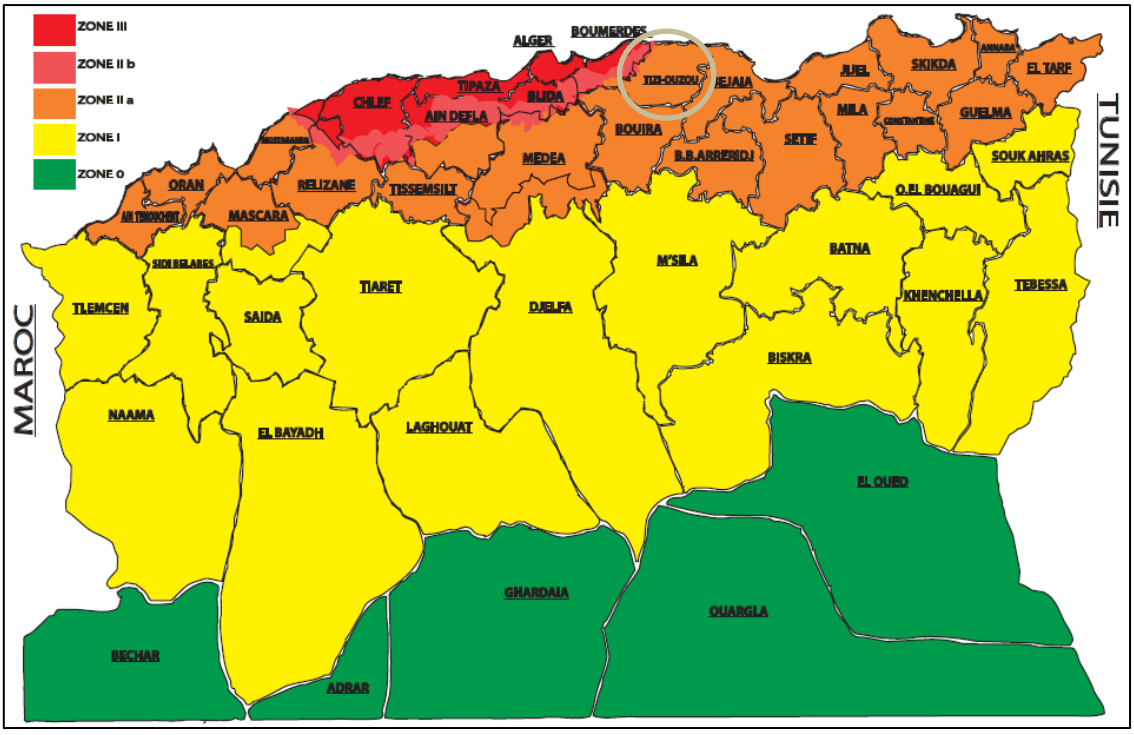


Figure I.6 : Positionnement de Tizi-Ouzou dans la carte de zonage sismique de l'Algérie.

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).

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008).

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	**0.20**	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

I.3.2.3. Géotechnique

Pour ce qui concerne les fondations des piles et culées, nous ne disposons pas des sondages carottées et pressiometriques en phase d'exécution ; pour le moment nous possédons seulement des indications d'APD concernant la géologie des Viaducs V8.

Nous reportons ci-dessous les figures concernant la géologie en proximité du Viaduc et les données géotechniques les plus significatives pour le projet.

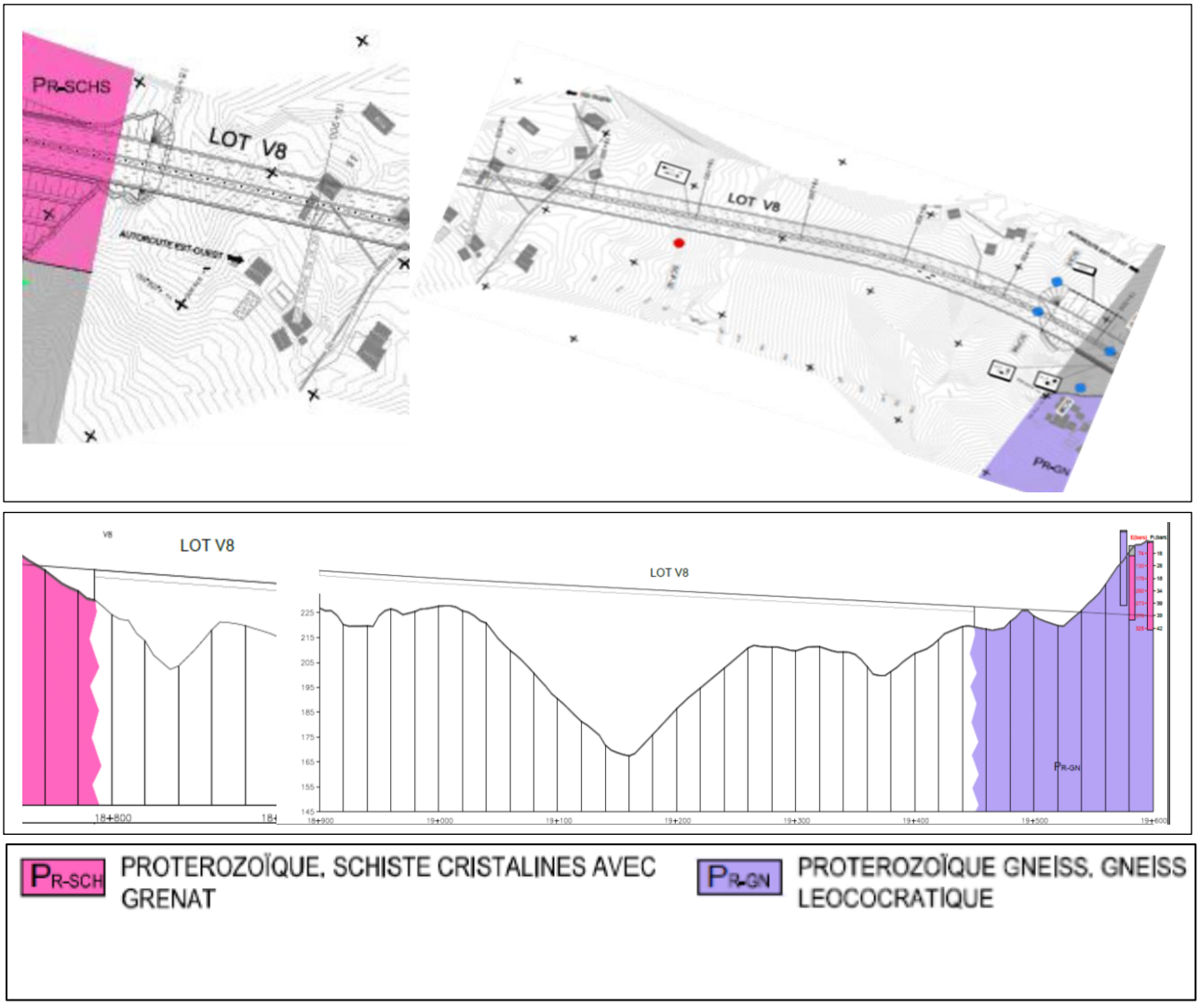


Figure I.7 : Vue en plan et en élévation lithologique.

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 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).

Les résultats des deux sondages réalisés en phase APD, sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2 : Valeurs moyennes dans l'unité T 1S pour le sondage SCP-32 et dans l'unité P R-SCH pour le sondage SCP-101 d'APD.

Description du sol	Profondeur du TN (m)	ɣ (KN/m^3)	E_M (MPa)	PL_M (MPa)
T 1S Sable argileux	0.0 ÷ -15.0	20	10	1.2
P R-SCH Micaschiste	-15.0 ÷ -35.0	22	30	4.0

I.3.2.4. 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.

I.3.2.5. Vent

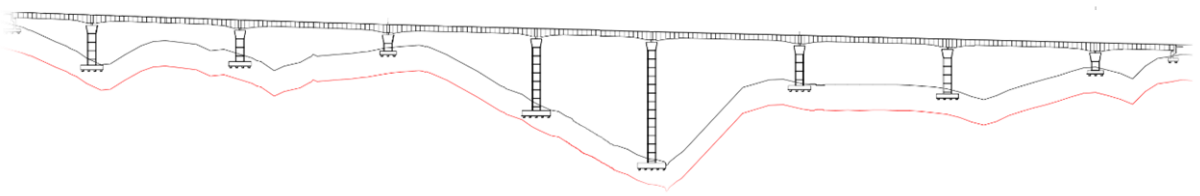
Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

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

I.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 II
CONCEPTION ET PREDIMENTIONEMENT



II.1. INTRODUCTION

L'objectif de cette conception est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique (coût et délai), le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes exigées .Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux ,Et suite à ces recommandations et dans la phase de la conception de notre présent ouvrage nous proposons trois variantes qu'on va les comparer, afin d'en choisir une, qui sera jugée comme étant la variante la plus avantageuse et fera l'objet d'une étude détaillée.

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.

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont constitués des poutres précontraintes par post tension solidarisée entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée. Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis, ce type de pont représente la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

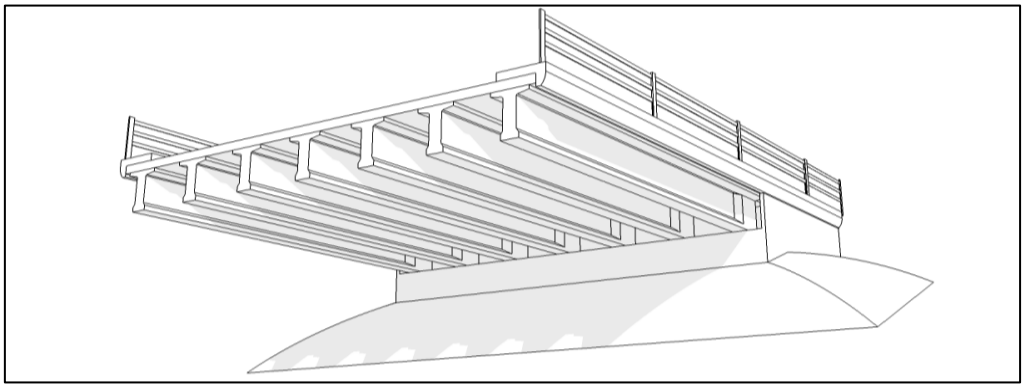


Figure II.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.2.1.1. Conception longitudinale

L'implantation des culées offre une longueur d'environ 701 m.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Donc on propose une variante de 18 travées égales de 39.20 m de longueur. D'où une poutre de 39 m de longueur et une portée L = 38.8 m

II.2.1.2. Conception transversale

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

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

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	30- 40	39m
La hauteur totale du tablier	L/20 < Ht < L/17	2.18 m
L'épaisseur de la dalle	20 ≤ e ≤ 30	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.85 m
Entraxe des poutres	En pratique : 1.40 m < λ < 2.00 m	1.45m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.60 m
Nombre des poutres	$N= L_a / \lambda +1$	9
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.15 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	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	/	$30 \times 150 \text{ cm}^2$

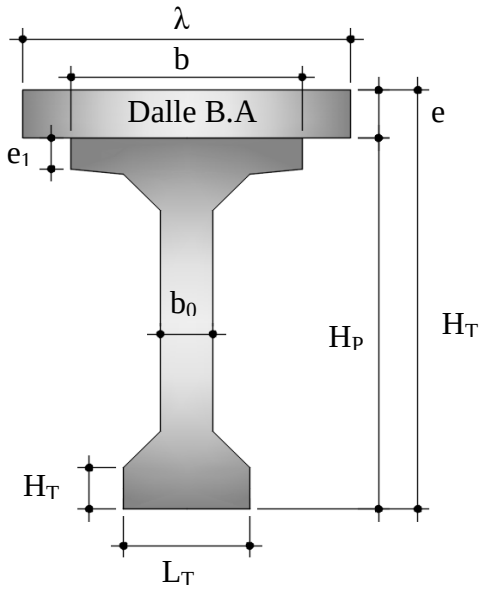
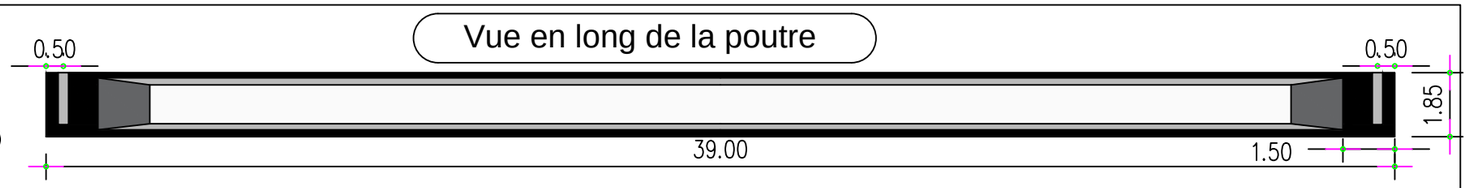


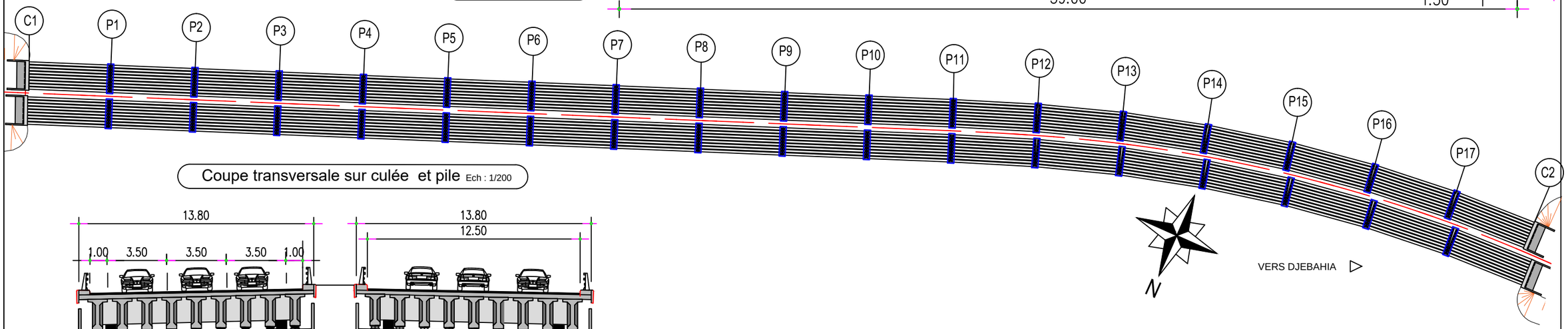
Figure II.2 : Notation des dimensions.

Vue en long de la poutre

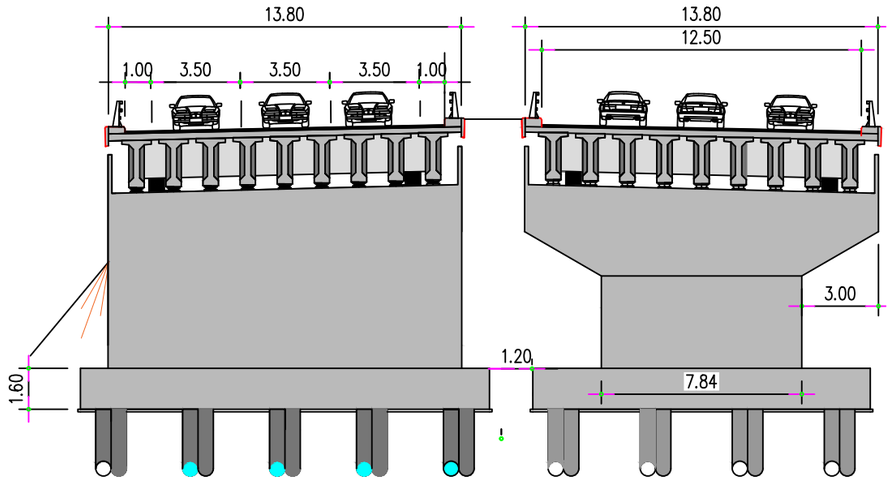


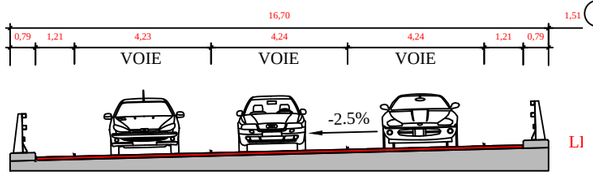
VERS TIZI OUZOU

Profil en plan Ech : 1/1100

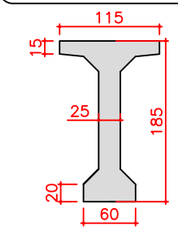


Coupe transversale sur culée et pile Ech : 1/200

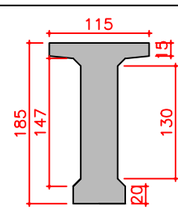




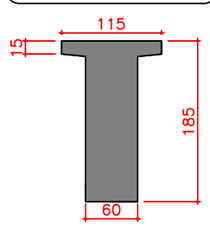
Section médiane Ech : 1/50



Section intermédiaire Ech : 1/50



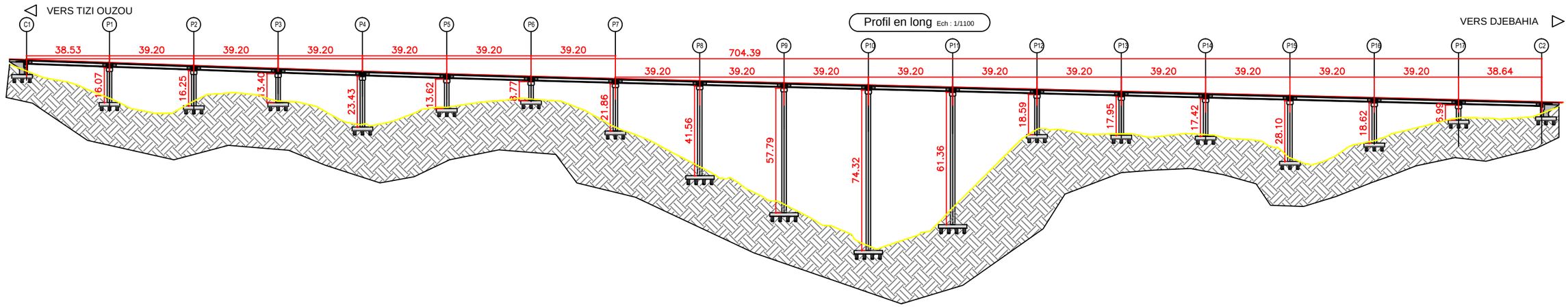
Section d'about Ech : 1/50



VERS TIZI OUZOU

Profil en long Ech : 1/1100

VERS DJEBAHIA



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°1	N° Planche	Page
TELLACHE ADEM LAIB MOHAMED	Conception et étude du Viaduc V8 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 18+780 au PK 19+480	Conception et Pré-dimensionnement	Pont à poutres précontraintes du type VIPP	1/1	10

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

II.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.

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante .Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ a une nouvelle avancée.

Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre –caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose.

Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées .Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural et réduit l'importance des fondations au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication.

Les tabliers dont la largeur est compris entre 13 et 18m pose un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson a deux âmes, de grande largeur, la poutre- caisson a trois âmes semble théoriquement la mieux adapté, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû à la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.

Au –delà de 18m, l'association de deux poutres –caissons simples, reliées par l' hourdis supérieur, permet de réaliser des tabliers jusqu'à 25m de largeur.

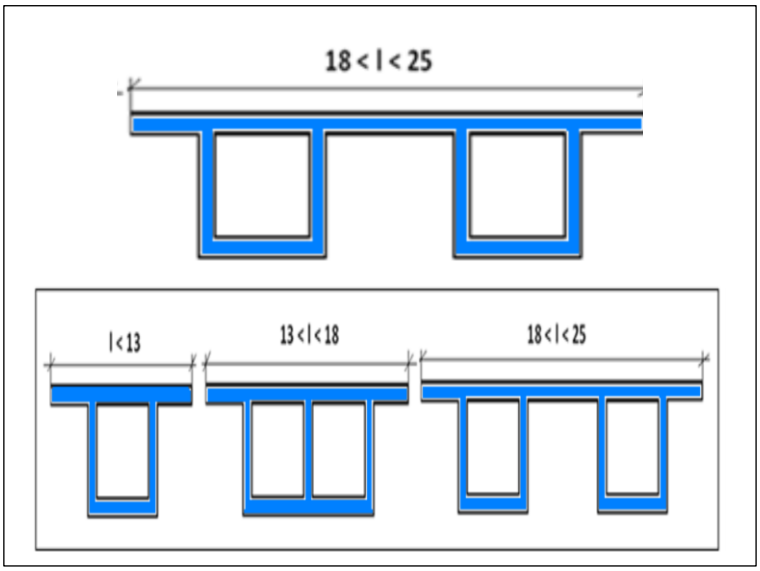


Figure II.3 : Les types des caissons.

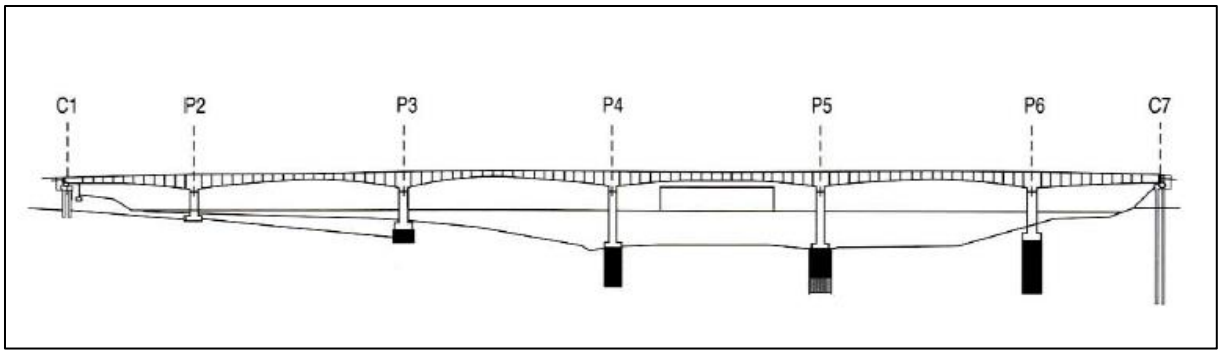


Figure II.4 : Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif.

II.2.2.1. Conception longitudinale

Nous proposons pour cette variante un pont voussoir d'une hauteur variable de longueur totale de **703.24m** « **PK 18+780.00 - PK 19+483.24** ».composé de six (06) travée principale de **96 m** et deux (02) travée de rives de **60.46 m.**

II.2.2.2. Découpage des voussoirs

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

Tableau II. 2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles (VSP)	7 à 10 m	7 m	7
Voussoirs de clavages (VC)	1.5 à 3 m	2 m	8
Voussoirs courants (V)	2.5 à 4 ou 5m	4.35 m	7 × (2 × 10) = 140
Voussoirs coulés sur cintres (VSC)	0.1 à 0.2 L	11.46 m	2

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 157**.

II.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 de la page suivante qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

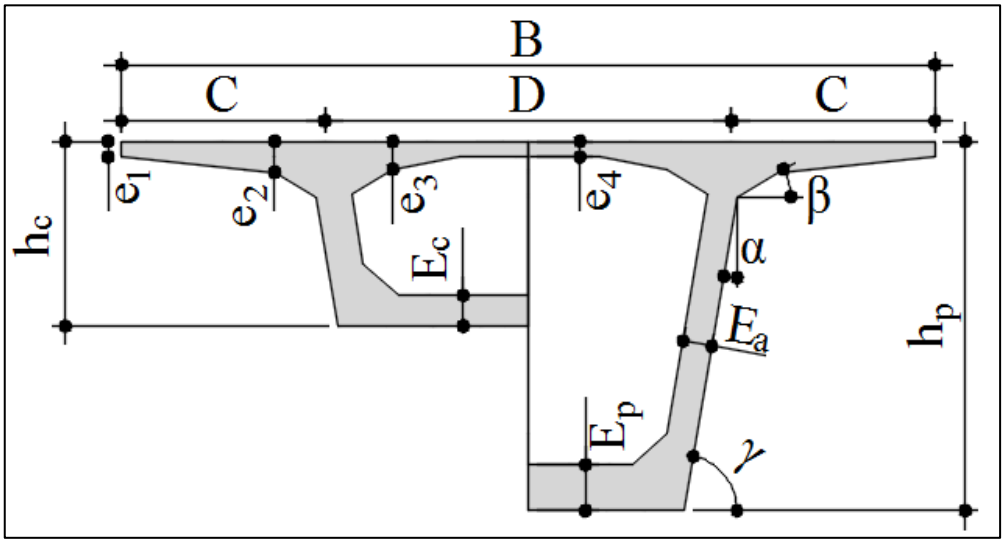
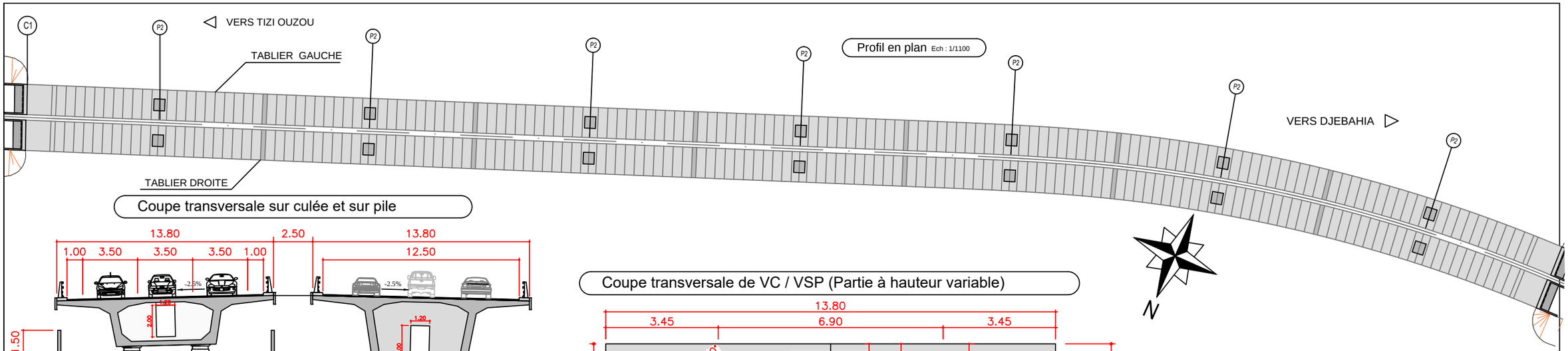


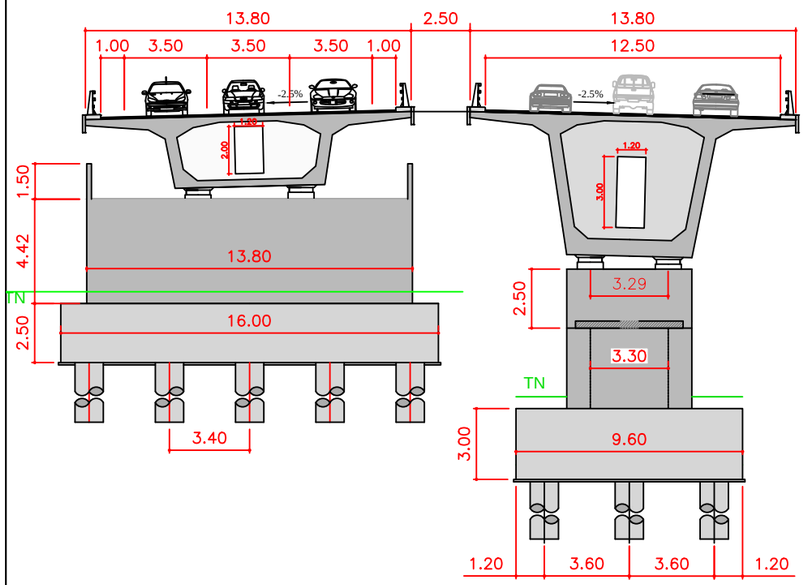
Figure II.5 : Notations des dimensions.

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

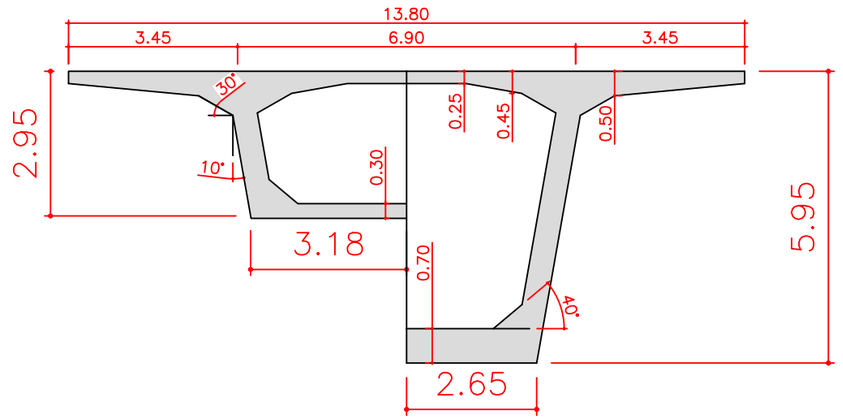
Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	1 380 cm
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	345 cm
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	690 cm
Épaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25 cm
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	50 cm
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5\ e_4$)	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)		$y(x) = y_p - 2\times (y_p - y_c)\cdot\left(\frac{x}{L}\right) + (y_p - y_c)\cdot\left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	595 cm
	A la clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	295 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	70 cm
	A la clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm

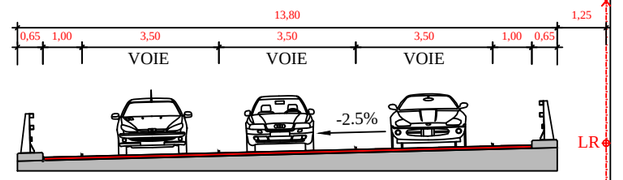


Coupe transversale sur culée et sur pile

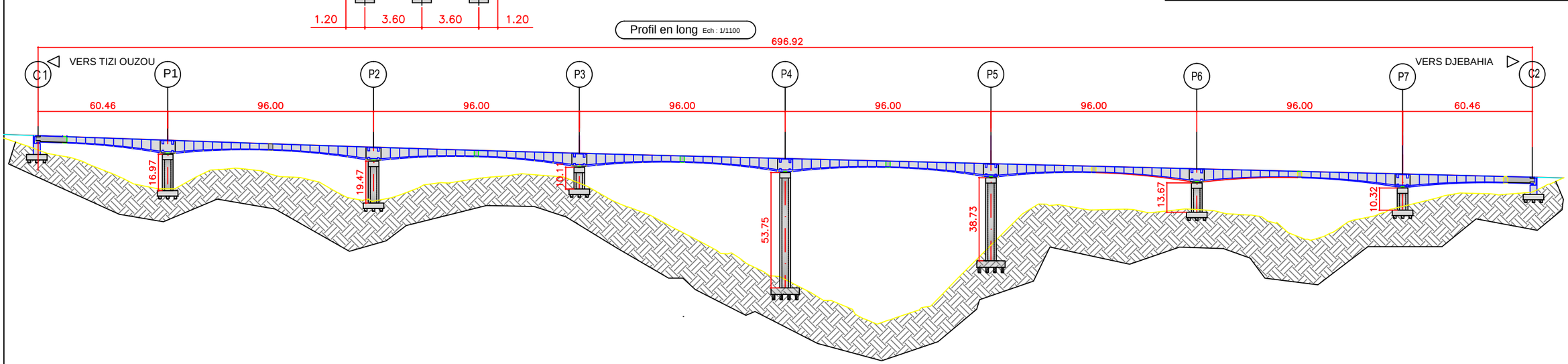


Coupe transversale de VC / VSP (Partie à hauteur variable)





Profil en long Ech : 1/1100



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°2	N° Planche	Page
ADAME TELLACH LAIB MOHAMED	Conception et étude du Viaduc V8 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 18+780 au PK 19+480	Conception et Pré-dimensionnement	Pont voussoir construit par encorbellements successifs	1/1	14

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

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

Avant 1970, les tabliers en ossature mixte étaient plutôt de type multi poutres. C'est actuellement, la conception la plus fréquent car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage. Ainsi qu'elle est pour des raisons de simplicité de construction, mais les tabliers multi poutres restent intéressants dans certains cas.

Si le tablier est assez large (12 à 20m environ) une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées tous les 4m environ. Sinon (si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0.55 fois la largeur de la dalle, et relier par des entretoises.

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.

II.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 701 m. Donc on projette 8 travées principales de **75 m** (L) et deux travées de rives de **50.5 m** (0.7 L).

II.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 = 1.9 m**, d'où l'entraxe des poutres **b = 10 m.**

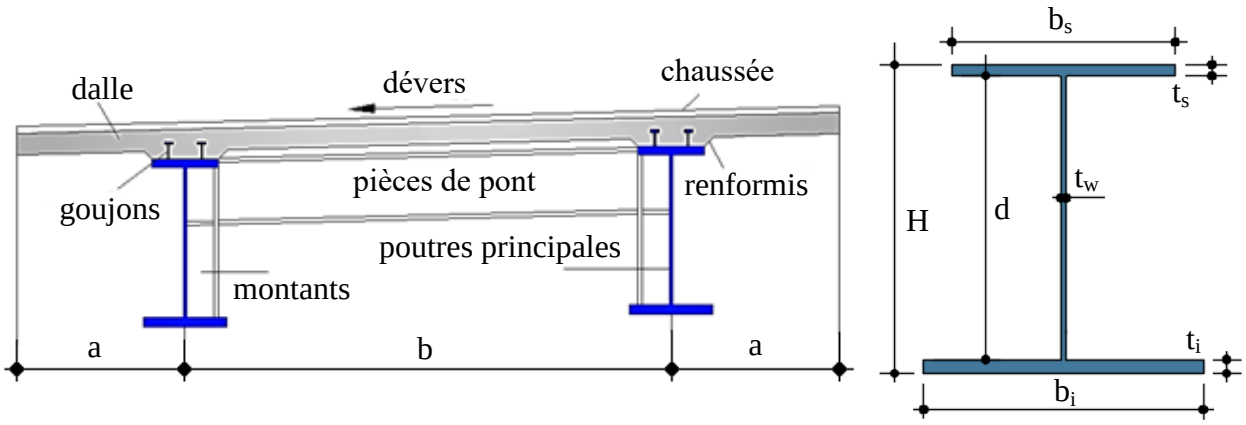


Figure II.6 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

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

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)		
Hauteur constante de la poutre	H = L/28	2 600		
Largeur de la Semelle supérieure	400 mm ≤ b_s ≤ 800 mm	800		
Largeur de la Semelle inférieure	500 mm ≤ b_i ≤ 12 00 mm	1 200		
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	30 000	15 500	14 000
Epaisseur de la semelle supérieure	20 ≤ t_s ≤ 150 et b_s/t_s ≤ 21 à 22	50	80	120
Epaisseur de la semelle inférieure	20 ≤ t_i ≤ 150 et b_i/t_i ≤ 21 à 22	60	90	130
Hauteur de l'âme	d = H – t_s – t_i	2 490	2 430	2 350
Epaisseur de l'âme	d/t_w ≤ 200 et t_w ≥ 12 mm	22	28	34

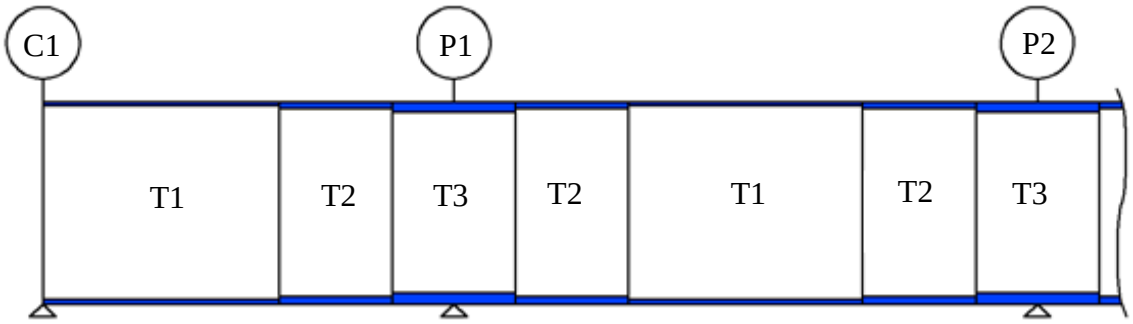


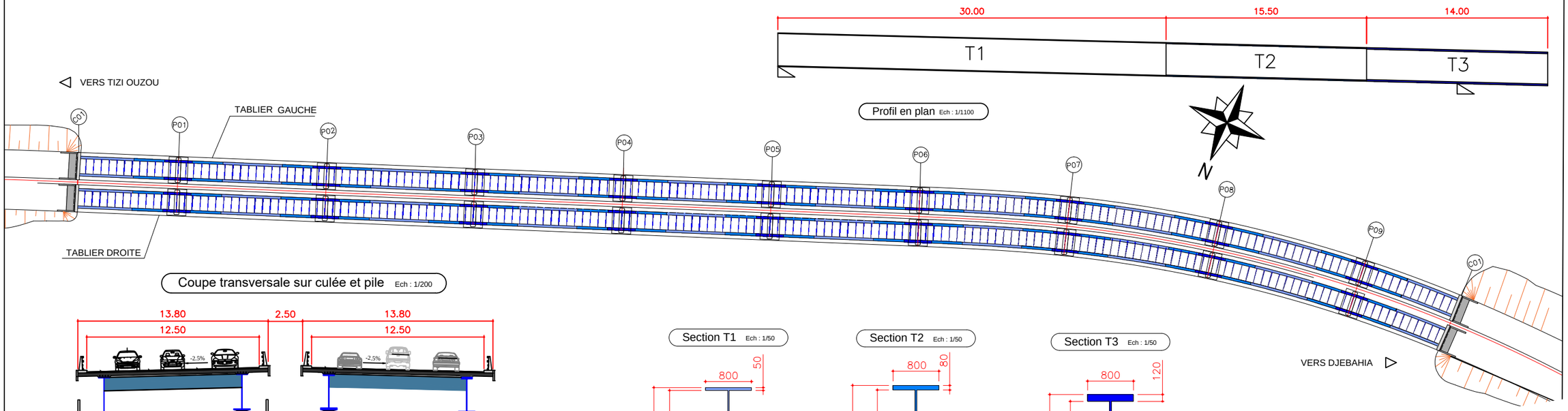
Figure II.7 : Variation des épaisseurs.

II.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.

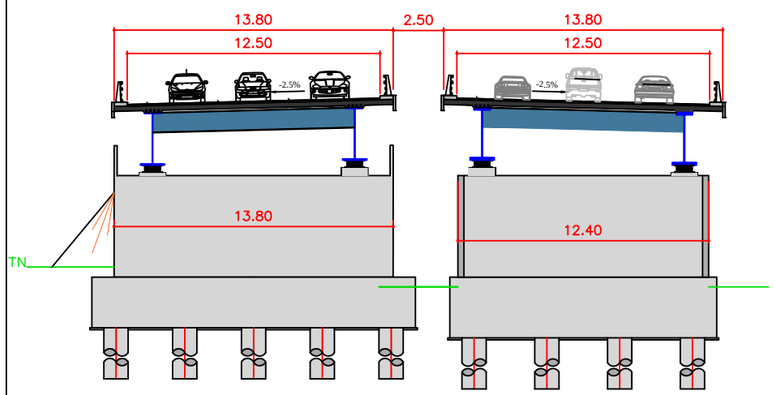
Tableau II. 5 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	$10\ mm \leq t_W \leq 12\ mm$	12
Hauteur de l'âme	$L_{pp} / 15 \leq d \leq L_{pp} /10$	956
Largeur de la semelle	$220\ mm \leq b \leq 300\ mm$	300
Epaisseur de la semelle	$t_f \approx 20\ mm$	22
Hauteur totale	$H_{pp} = d + 2 \times t_f$	1 000

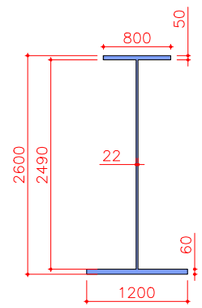


Profil en plan Ech : 1/1100

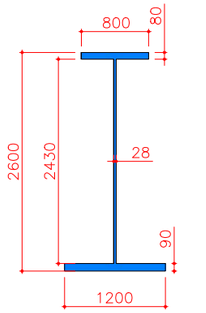
Coupe transversale sur culée et pile Ech : 1/200



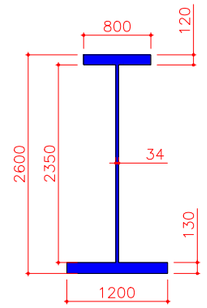
Section T1 Ech : 1/50



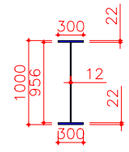
Section T2 Ech : 1/50



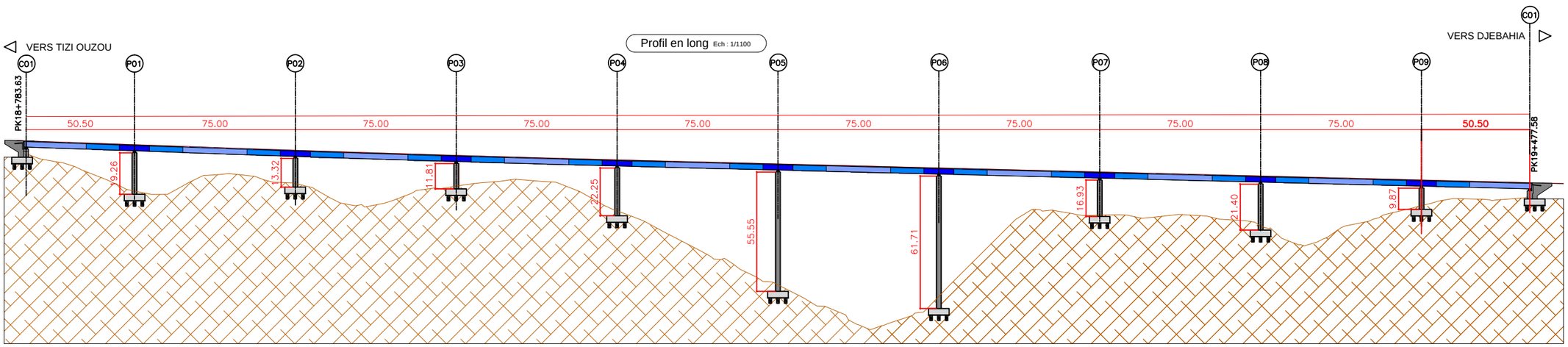
Section T3 Ech : 1/50



Pièce de pont Ech : 1/50



Profil en long Ech : 1/1100



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°3	N° Planche	Page
TELLACHE ADEM LAIB MOHAMED	Conception et étude du Viaduc V8 relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou du PK 18+780 au PK 19+480	Conception et Pré-dimensionnement	Pont Mixte Bipoutre	1/1	18

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

II.3. ANALYSE MULTICRITERE

II.3.1. 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 II. 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**- Le coût très élevé à cause de le nombre élevé des appuis l'esthétique **2**- La difficulté de franchir en courbe **3**- Poids propre important. **4**- Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5**- Coffrage compliqué et limité au marché. **6**- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure. **7**- Pas d'esthétique.
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**- L'esthétique de ce type d'ouvrages. **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. **5**- L'influence de gradient thermique
Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre	**1**-Concéption légère **1**- Franchir des grandes portées. **3**- L'esthétique de ce type d'ouvrages **4**- La rapidité de l'exécution.	**1**- Un coût très élevé. 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**- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. **4**- Entretien périodique. **5**- Dépense de transport et de levage des pièces. **6**- Sensibilité au gradient thermique.

II.3.2. 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 II. 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	7 471.75	37 000.00	276 454 750.00
Acier passif	t	186.8	190 000.00	35 492 000.00
Total				**311 946 750.00**
Variante 02 : pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	7 895.8	37 000.00	292 144 600.00
Acier passif	t	259.35	190 000.00	49 276 500.00
Total				**341 421 100.00**
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	190 000.00	288 372 500.00
Acier PRS	t	1 168.54	400 000.00	467 417 260.00
Total				**883 640 760.00**

II.3.3. 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, elle a un nombre d'appuis acceptable, et permettent de franchir parfaitement les vallées plus défavorables. Mais ce type nécessite une quantité très important de précontraint.

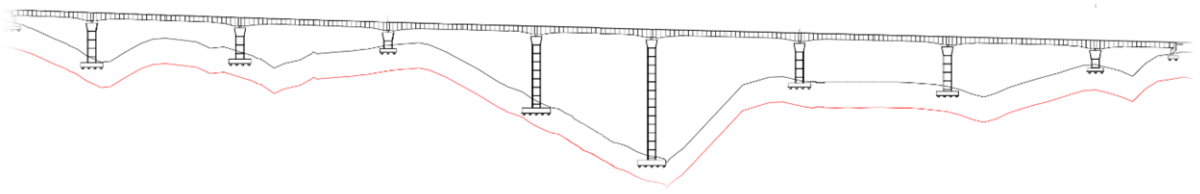
Variante 03 (pont mixte bipoutre) : c'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse (volume d'acier important) et nécessite un entretien périodique.

II.4. CONCLUSION

Le pré dimensionnement des trois 03 variantes, l'analyse multicritère et le devis estimatif et quantitatif de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante 02.

Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place » Qui fera, désormais, l'Object d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE III
CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX



III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons déterminer et définir tous les matériaux qu'on va les utilisées dans la construction de cet ouvrage d'art, et on donnera leurs caractéristiques mécaniques et même les normes et les règles du calcul utilisées.

III.2. NORMES ET REGLES

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.

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.

III.3. CARACTIRISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1. Béton

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée fc28.

Le béton est dosé à 450 kg/m3 de ciment CPA 42.5, avec un contrôle strict.

Densité : la masse volumique du béton armé γ =2,5 t/m3

Pour un béton âgé de j jours, on a :

fc28 = 30 à 35MPA si $j \geq 28$ j

fcj = j / (4.76+0.83j) * fc28 si $j \leq 28$ j

❖ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

ftj = 0,6+0,06fcj = 0,6+ 0,06(35) =2,7 MPa (pour caisson)

ftj = 0,6+0,06fcj = 0,6+0,06 (27) = 2,2 MPa (pour les appuis)

❖ **Contraintes admissibles à la compression :**

$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b$ **(MPa) ;** $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ **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 III.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} **(MPa)**	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	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) : $E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

III.3.2. 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.

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

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : γ_s = 1.15	434.78	434.78
		S-Accidentelle : γ_s = 1	500	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

III.3.3. Armatures de précontraint (actives)

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

Tableau III.3 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristiques			Clouage / fléau	Continuité
Toron	T		**T15s**	**T15s**
Section d'un toron	A_P (mm²)		150	150
Nombre de torons par câble	n_T		15	19
Section d'un câble	S (mm²)		2 250	2 850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)		100	100
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)		1 860	1 860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)		1 674	1 674
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)		1 488	1 488
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})		0.003	
Coefficient de frott de courbure	f (rd^{-1})		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		

❖ **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.

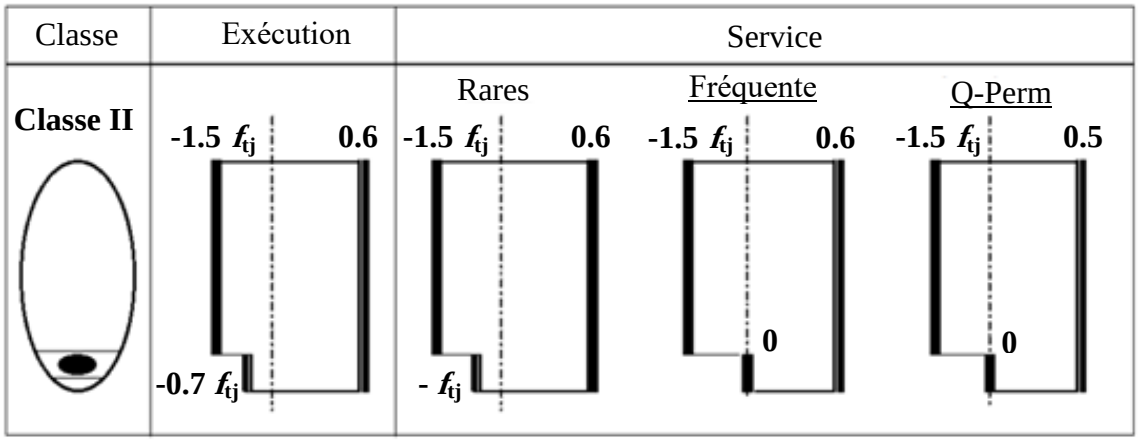
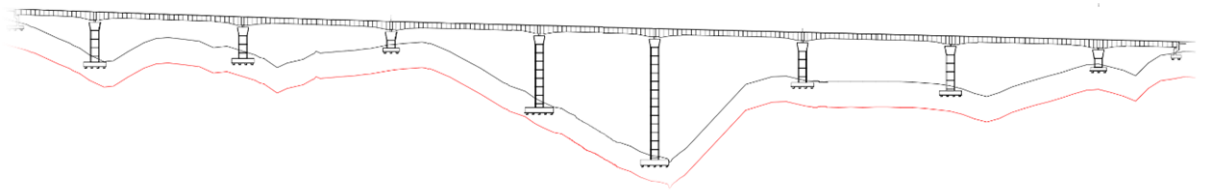


Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4. CONCLUSION

Après la définition des matériaux à utiliser, qui une étape indispensable, on passe maintenant à la définition des charges et des surcharges.

CHAPITRE IV
CHARGES & SURCHARGES



IV.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale. Avant de procéder à l'étude de ces chargements, on définit tout d'abord certaines notions qui seront utiles pour la suite.

Toutes les parties du tablier ne sont pas forcément à charger par les charges de chaussée. Il faut donc définir une largeur chargeable qui se déduit elle-même de la largeur roulable.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

1) **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
2) **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
3) **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
4) **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

IV.3. EVALUATION DES ACTIONS

IV.3.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.3.1.1. Actions permanentes

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

Tableau IV.1 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	P_{CCP} (KN) (L = 699.44 m)
Corniches	25	2 × 2.25	3 147.48
Revêtement	24	24.00	16 786.56
Trottoirs	25	2 × 3.25	4 546.36
Barrière de Sécurité	/	2 × 0.65	909.27
Total	/	**36.30**	**25 389.67**

❖ **Poids des voussoirs :**

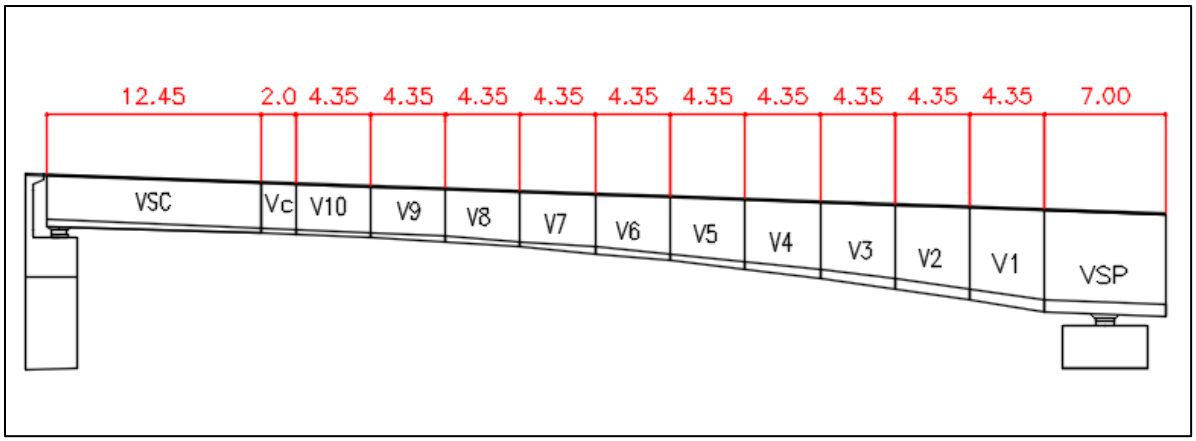


Figure IV.1 : Découpage des voussoirs.

Tableau IV.2 : Poids du tablier.

N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m^3)	P(kN)
Vsp	0.0	14.91	7.0	104.38	2 609.41
V1	2.175	14.45	4.35	62.85	1 571.34
V2	6.525	13.60	4.35	59.14	1 478.62
V3	10.875	12.84	4.35	55.85	1 396.20
V4	15.225	12.18	4.35	52.96	1 324.09
V5	19.575	11.61	4.35	50.49	1 262.27
V6	23.925	11.13	4.35	48.43	1 210.76
V7	28.275	10.75	4.35	46.78	1 169.56
V8	32.625	10.47	4.35	45.55	1 138.65
V9	36.975	10.28	4.35	44.72	1 118.04
V10	41.325	10.19	4.35	44.31	1 107.74
Vc	/	10.17	2.0	20.35	508.72
Lvsc	/	10.17	12.46	126.71	1 578.80
Poids d'un demi-fléau					**14 336,34**
Poids propre total des voussoirs					**203 878.02**
Poids total du tablier (poids propre + CCP)					**229 267.69**

IV.3.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est **$\Delta\theta = \pm 7°C$** (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 **$\Delta T = 30°$**

IV.3.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.3.2.1. 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.3.2.2. Caractéristiques du pont :

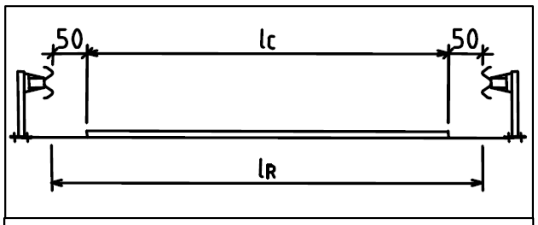


Figure IV.2 : La largeur roulable.

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

Avec :

-Largeur Roulable (Lr) : C'est la largeur du tablier comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG), etc.

-Largeur Chargeable (Lch) : Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de sécurité comme indiqué dans la loi suivante :

- Lch = Lr - n 0,5
- Lch : largeur chargeable en m.
- Lr : Largeur roulable en m
- n : Nombre de dispositifs de retenue tel que n ≤ 2.

Dans le cas où il n'y a pas de bandes d'arrêt d'urgences (BAU), alors Lch = Lr.

-Nombre de voies (Nv) : Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière de la caution par 3 de leur largeurs chargeables (Lch) exprimé en mètre tel que :

Nv = Lch /3

-Largeur réelle d'une voie (V) : La largeur d'une voie de circulation, V, est donné par : **V= L_{ch} /Nv.**

-Classe des ponts : Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable L_r, et leur destination :

1ère classe : tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est à dire Lr ≥ 7 m et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S.), tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.

2ème classe : tous les ponts autres que ceux de la 1ère classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est-à-dire :

$5{,}5\text{m} < L_r < 7\text{ m}$.

3ème classe : les ponts autres que ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est-à-dire :

$L_r \leq 5{,}5\text{ m}$.

IV.3.2.3. Les cas de chargement :

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

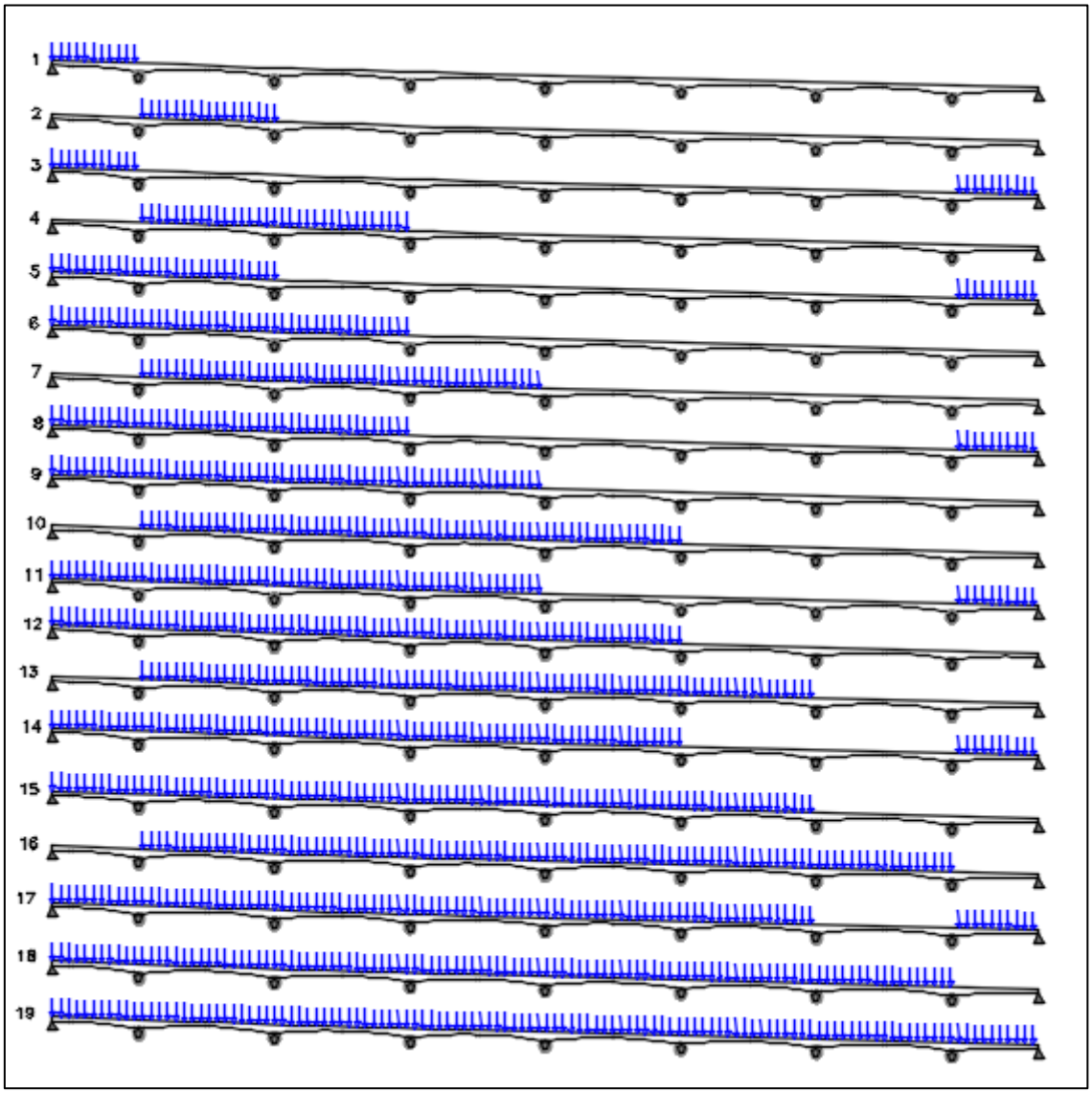


Figure IV.3 : Cas de chargement.

IV.3.2.4. Système de charge A

Selon le document technique règlementaire RCPR le système de charge A est une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la langueur chargée et des coefficients résultants d'une application en fonction de la classe du pont et de nombre des voies chargées.

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

L : la longueur chargée du tablier évaluer selon le cas de charge considéré en mètre.

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.3) et a_2 tel que :

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

Tableau IV.3 : 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	-	-	-

Tableau IV.4 : Valeurs de A(L) pour le tablier voussoirs.

Cas de charge	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)*a_1*a_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1 Cas	60,72	7,250	0,9	1,00	6,53	10,50	68,517
2 Cas	96	5,633	0,9	1,00	5,07	10,50	53,235
3 Cas	156,72	4,434	0,9	1,00	3,99	10,50	41,899
4 Cas	192	4,065	0,9	1,00	3,66	10,50	38,411
5 Cas	217,44	3,869	0,9	1,00	3,48	10,50	36,562
6 Cas	252,72	3,660	0,9	1,00	3,29	10,50	34,586
7 Cas	288	3,500	0,9	1,00	3,15	10,50	33,075
8 Cas	313,44	3,406	0,9	1,00	3,07	10,50	32,189
9 Cas	348,72	3,298	0,9	1,00	2,97	10,50	31,166
10 Cas	384	3,209	0,9	1,00	2,89	10,50	30,326
11 Cas	409,44	3,154	0,9	1,00	2,84	10,50	29,807
12 Cas	444,72	3,088	0,9	1,00	2,78	10,50	29,184
13 Cas	480	3,032	0,9	1,00	2,73	10,50	28,650
14 Cas	505,44	2,996	0,9	1,00	2,70	10,50	28,310
15 Cas	540,72	2,951	0,9	1,00	2,66	10,50	27,890
16 Cas	576	2,912	0,9	1,00	2,62	10,50	27,521
17 Cas	601,44	2,887	0,9	1,00	2,60	10,50	27,281
18 Cas	636,72	2,855	0,9	1,00	2,57	10,50	26,979
19 Cas	697,44	2,807	0,9	1,00	2,53	10,50	26,530

IV.3.2.5. 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 :**

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simple pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 300KN
- Charge portée par chacune des essieux arrière : 120KN
- Charge portée par l'essieu avant : 60KN
- Longueur de l'encombrement : 10.5m
- Largeur d'encombrement : 2.5m
- Distance des essieux arrière : 1.5m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4.5m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2m
- Surface d'impact d'une roue arrière : 0.25x0.25m²
- Surface d'impact d'une roue avant : 0.20x0.20m²

La figure IV.5 montre plus de détails :

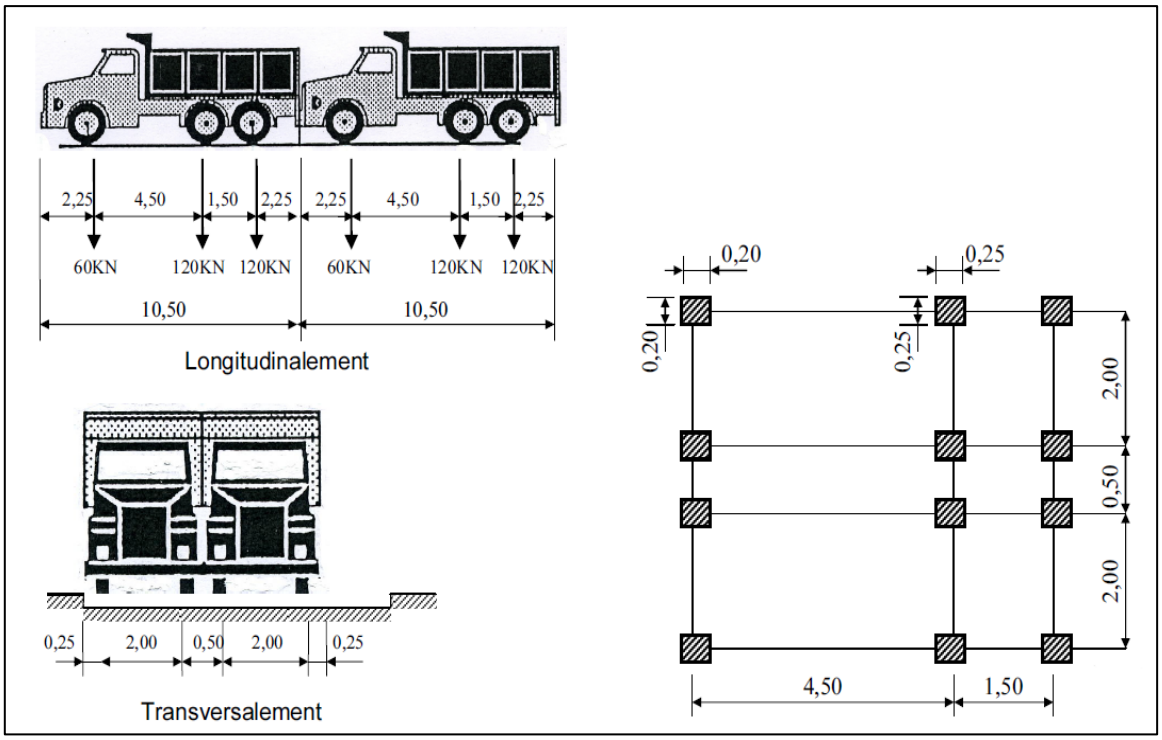


Figure IV.4 : Système de chargement Bc.

$$B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.5 : 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.6 : 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 :**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à deux roues simple munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Charge portée par chaque essieu : 160 KN.

Distance des deux essieux : 1.35 m.

Distance d'axe des deux roues d'un essieu : 2 .m

La surface d'impact de chaque roue sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.6mm et le côté longitudinal 0.25 m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de largeur. L'illustration suivante explique la disposition à prendre en compte.

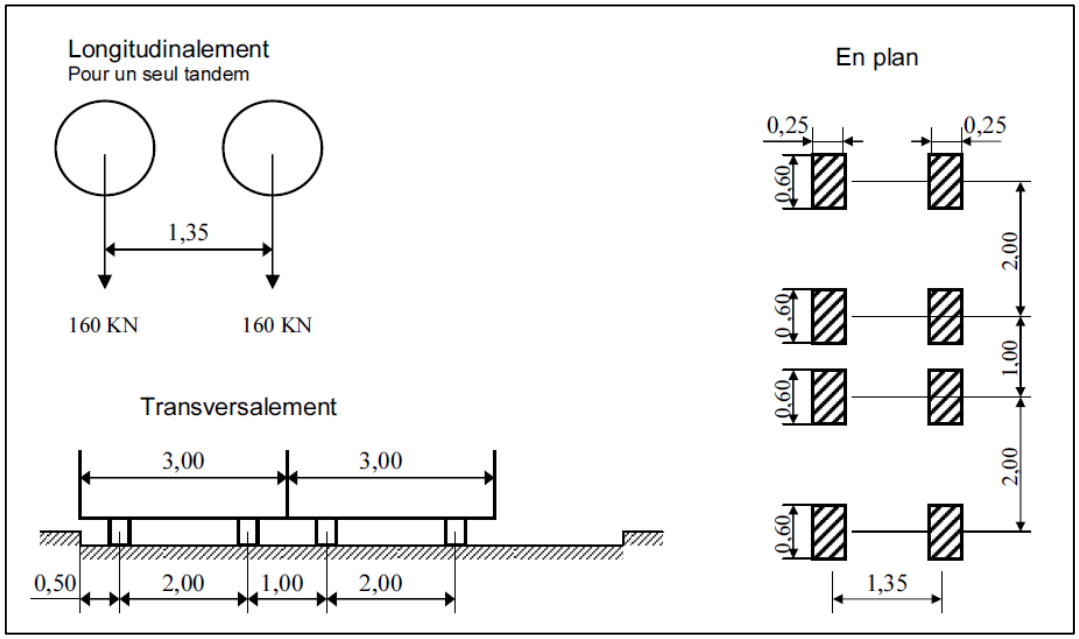


Figure IV.5 : Système de chargement B_t.

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

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.7 : 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.8 : 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).

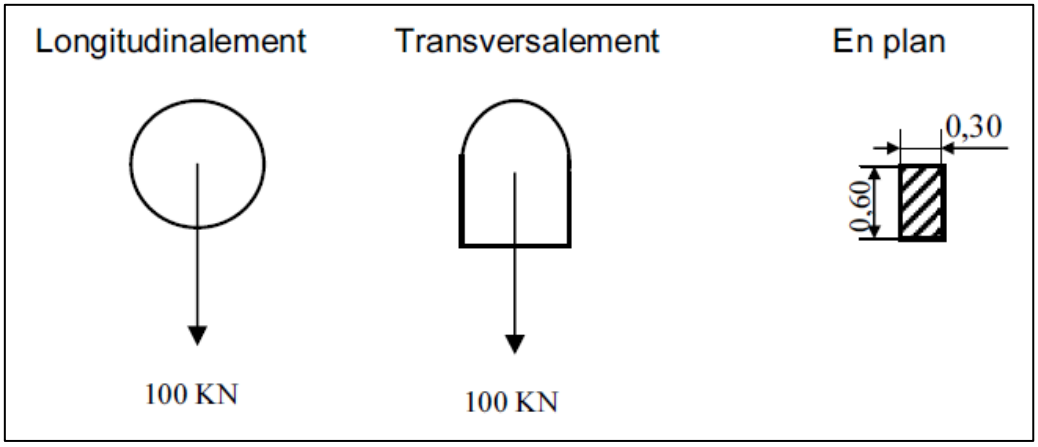


Figure IV.6 : Système de chargement B_r.

IV.3.2.6. 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.

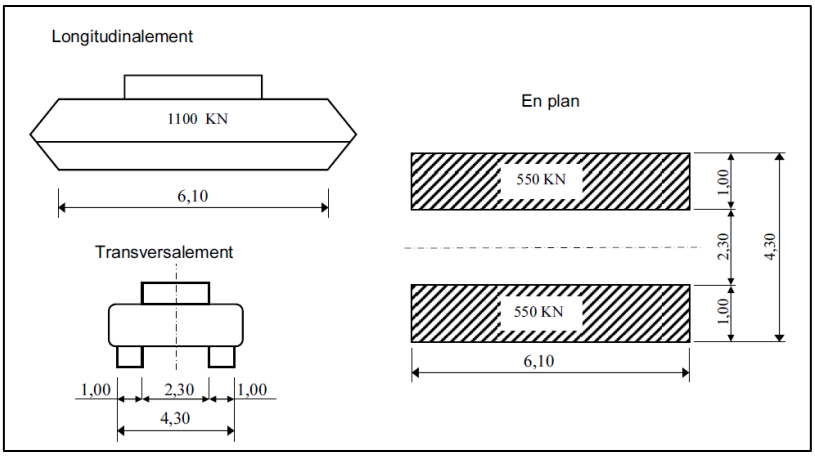


Figure IV.7 : Convoi de charge Mc 120.

IV.3.2.7. 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.

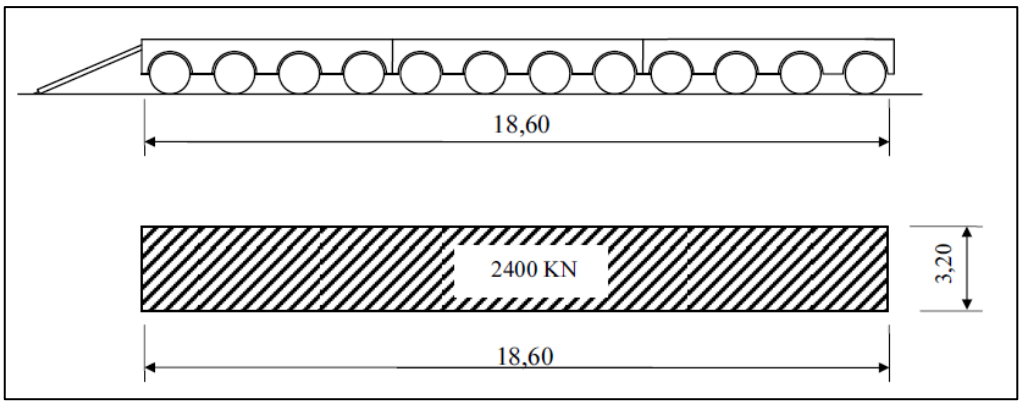


Figure IV.8 : Convoi exceptionnel D240

IV.3.2.8. 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.9 : 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	60,72	19903,3	1,043	1,036	1,031	1,039
Cas 2	96	31467,6	1,028	1,023	1,020	1,025
Cas 3	121,44	39806,5	1,022	1,019	1,016	1,020
Cas 4	156,72	51370,9	1,017	1,015	1,013	1,016
Cas 5	217,44	71274,1	1,013	1,011	1,009	1,011
Cas 6	252,72	82838,5	1,011	1,009	1,008	1,010
Cas 7	288	94402,8	1,010	1,008	1,007	1,009
Cas 8	313,44	102741,7	1,009	1,007	1,006	1,008
Cas 9	348,72	114306,1	1,008	1,007	1,006	1,007
Cas 10	384	125870,4	1,007	1,006	1,005	1,006
Cas 11	409,44	134209,3	1,007	1,006	1,005	1,006
Cas 12	444,72	145773,7	1,006	1,005	1,005	1,006
Cas 13	480	157338,0	1,006	1,005	1,004	1,005
Cas 14	505,44	165676,9	1,005	1,005	1,004	1,005
Cas 15	540,72	177241,3	1,005	1,004	1,004	1,005
Cas 16	576	188805,6	1,005	1,004	1,004	1,004
Cas 17	601,44	197144,5	1,005	1,004	1,003	1,004
Cas 18	636,72	208708,9	1,004	1,004	1,003	1,004
Cas 19	697,44	228612,1	1,004	1,003	1,003	1,004

IV.3.2.9. 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).

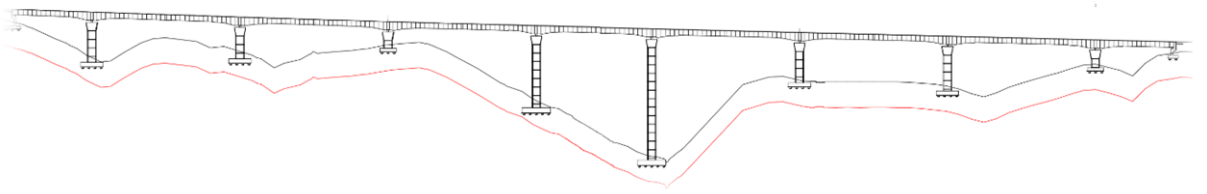
Tableau IV.10 : L'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier voussoirs.

Cas de charge	S (m2)	A(l) (kN/m2)	F (kN)	F (kN/ml)
Cas 1	698,28	6,53	203,02	17,65
Cas 2	1104,00	5,07	234,55	20,40
Cas 3	1396,56	4,50	252,40	21,95
Cas 4	1802,28	3,99	273,37	23,77
Cas 5	2500,56	3,48	302,84	26,33
Cas 6	2906,28	3,29	317,28	27,59
Cas 7	3312,00	3,15	330,24	28,72
Cas 8	3604,56	3,07	338,79	29,46
Cas 9	4010,28	2,97	349,73	30,41
Cas 10	4416,00	2,89	359,72	31,28
Cas 11	4708,56	2,84	366,41	31,86
Cas 12	5114,28	2,78	375,06	32,61
Cas 13	5520,00	2,73	383,05	33,31
Cas 14	5812,56	2,70	388,45	33,78
Cas 15	6218,28	2,66	395,48	34,39
Cas 16	6624,00	2,62	402,04	34,96
Cas 17	6916,56	2,60	406,50	35,35
Cas 18	7322,28	2,57	412,34	35,86
Cas 19	8020,56	2,53	421,57	36,66

IV.4. 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
ETUDE DE TABLIER



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 :

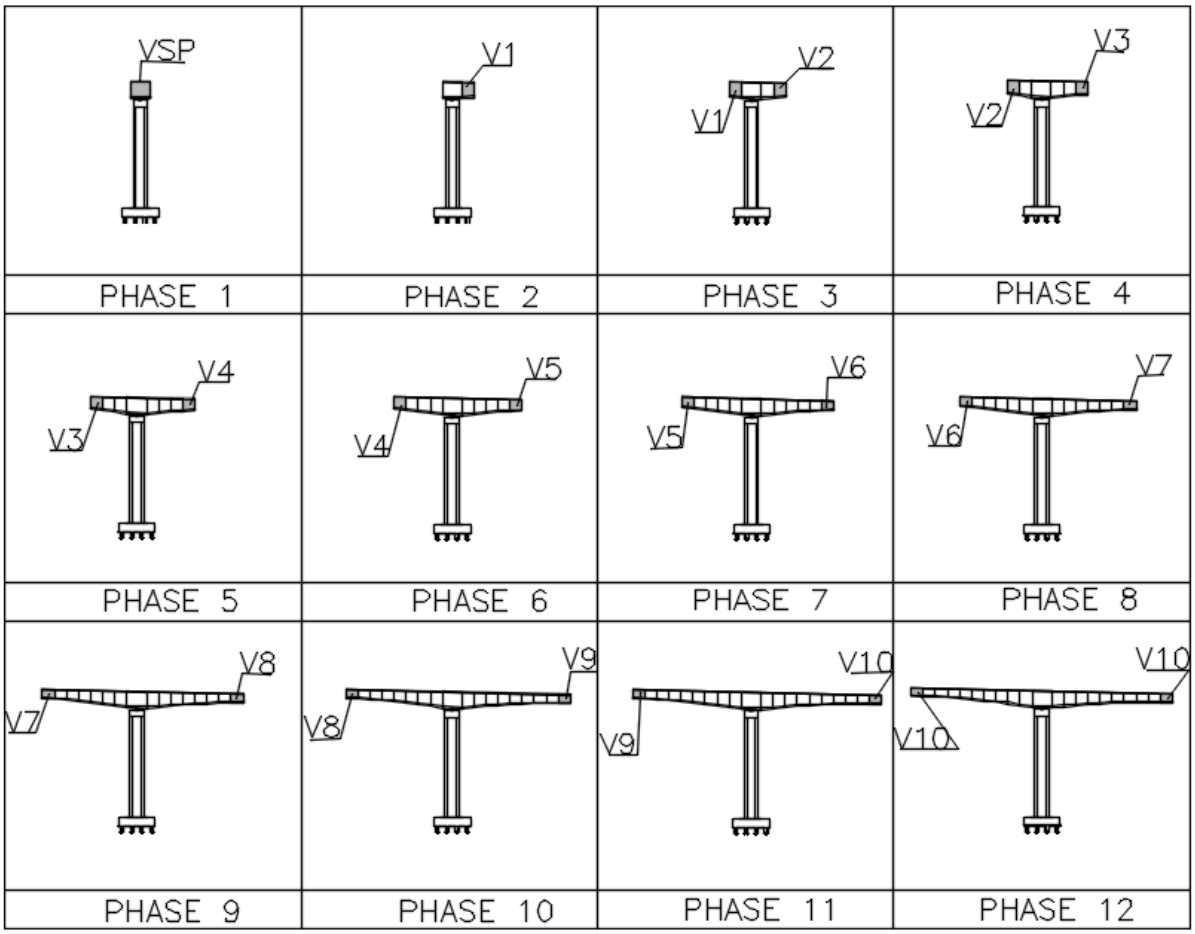


Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

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.

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

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	1 281.51	1 255.87	1 281.51	1 307.14
Phase 2	1 281.51	1 255.87	2 790.86	2 846.67
Phase 3	2 790.86	2 735.04	4 223.98	4 308.45
Phase 4	4 223.98	4 139.50	5 584.12	5 695.80
Phase 5	5 584.12	5 472.43	6 881.09	7 018.71
Phase 6	6 881.09	6 743.46	8 118.27	8 280.36
Phase 7	8 118.27	7 955.90	9 312.18	9 498.42
Phase 8	9 312.18	9 125.93	10 467.16	11 409.20
Phase 9	10 467.16	10 257.81	11 595.23	11 827.13
Phase 10	11 595.23	11 363.32	12 702.09	12 956.13
Phase 11	12 702.09	12 448.04	13 804.69	**14 080.78**
Phase 12	13 804.69	**13 528.60**	13 804.69	**14 080.78**

V.2.2.2. 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 :

$$\mathbf{Q_{PRC1\ max}} = (P_{VSP}/2) \times 1.06 = 1\,281.51 \times 1.06 = \mathbf{1\,358.40\ KN}$$
$$\mathbf{Q_{PRC1\ min}} = (P_{VSP}/2) \times 0.96 = 1\,281.51 \times 0.96 = \mathbf{1\,230.24\ KN}$$

V.2.2.3. 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/m²** 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 ➔ $\mathbf{Q_{PRA1}}$ = 0.2 × 13.8 = **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.**

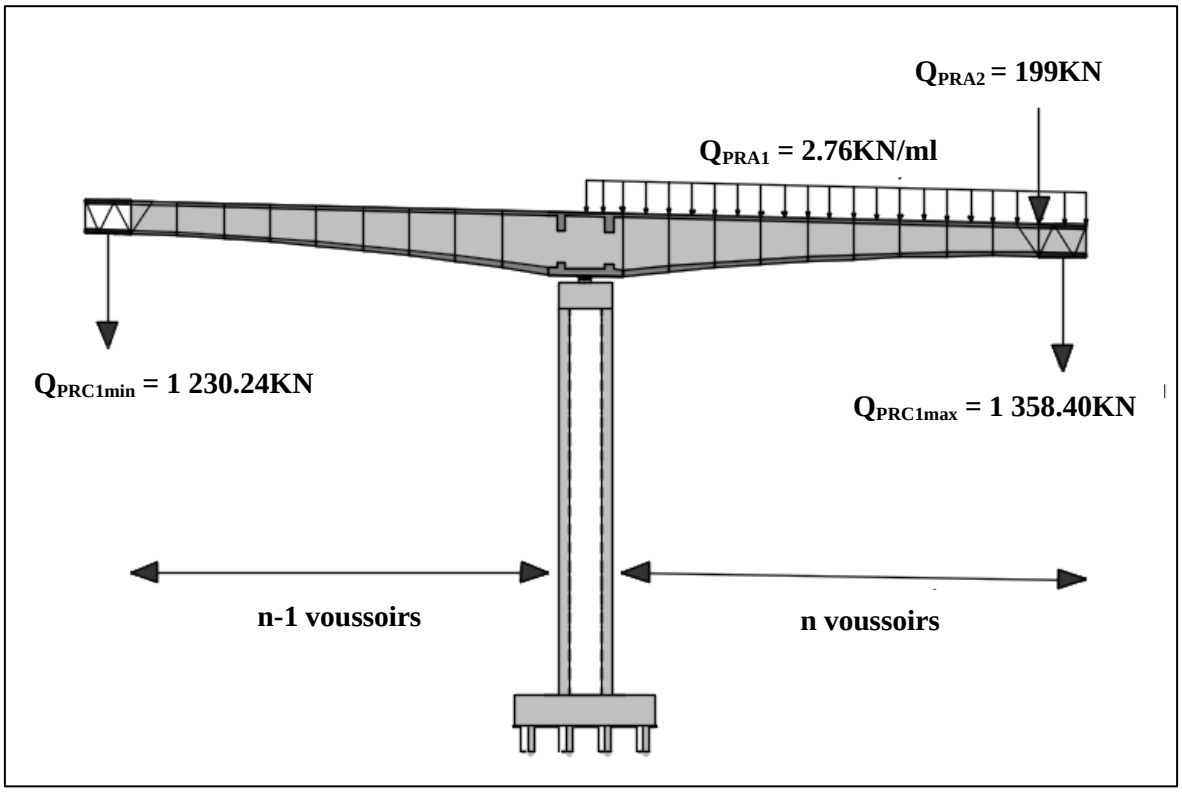


Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

V.2.2.4. 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 $\mathbf{Q_{PRC1\ max}}$.

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

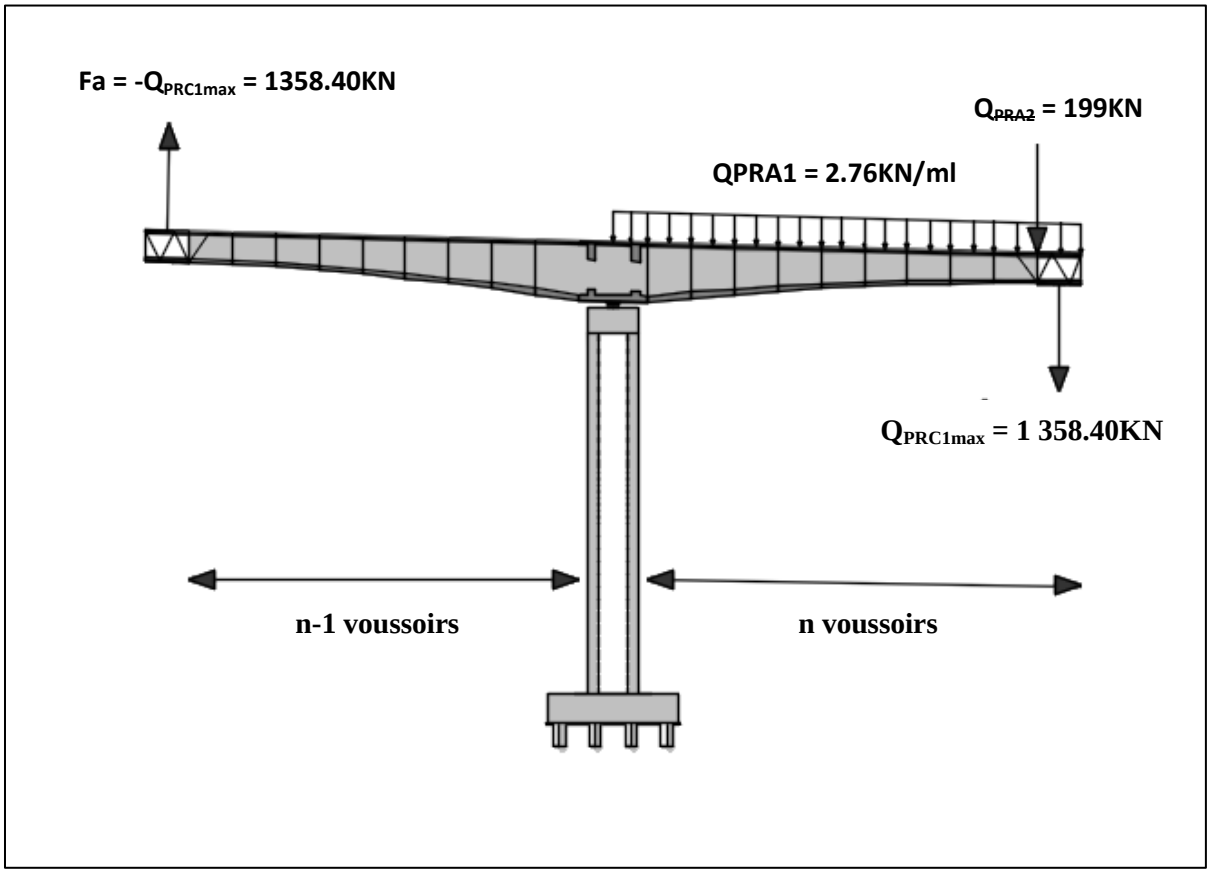


Figure V.3 : Situation accidentelle à considérer.

V.2.3. Combinaisons d'action

On peut considérer que la phase dimensionnant 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	427 605.48	365 544.14	410 351.85	348 290.51
Fin VSP	368 639.27	316 024.51	352 788.66	300 172.90
Fin V01	302 123.94	260 029.49	288 003.05	245 908.60
Fin V02	242 828.52	209 953.55	230 425.30	197 550.32
Fin V03	190 536.03	165 619.13	197 837.40	154 920.51
Fin V04	144 865.02	126 714.17	135 857.95	117 707.10
Fin V05	105 416.08	92 911.86	98 087.50	85 538.25
Fin V06	72 008.55	64 064.39	66 345.41	58 401.25
Fin V07	44 450.65	40 014.86	40 439.90	36 004.10
Fin V08	22 597.86	20 645.00	20 226.42	18 273.57
Fin V09	6 384.55	5 901.14	5 639.39	5 155.98
Finj 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	17 560.19	14 732.68	17 158.40	14 330.90
Fin VSP	16 134.79	13 464.25	15 735.42	13 164.88
Fin V01	14 436.98	12 180.59	14 050.61	11 784.22
Fin V02	12 815.28	10 842.84	12 421.92	10 449.47
Fin V03	11 227.25	9 540.80	10 836.88	9 150.44
Fin V04	9 770.92	8 346.53	9 383.55	7 959.17
Fin V05	8 366.53	7 194.76	7 982.17	6 810.40
Fin V06	6 993.25	6 068.44	6 611.89	5 687.08
Fin V07	6 677.04	4 988.82	5 298.69	4 610.46
Fin V08	4 370.22	3 916.78	3 994.86	3 541.51
Fin V09	3 084.17	2 861.92	2 711.82	2 489.57
Fin V10	0	0	0	0

Tableau V.5 : Evaluation des réactions.

Réactions	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
M (KN.m)	90 056.45	78 050.76	190027.43	178 021.74
N (KN)	32 864.95	27 534.36	29 566.94	24 236.36

V.2.5. Stabilisation du fléau par câbles de clouage

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.

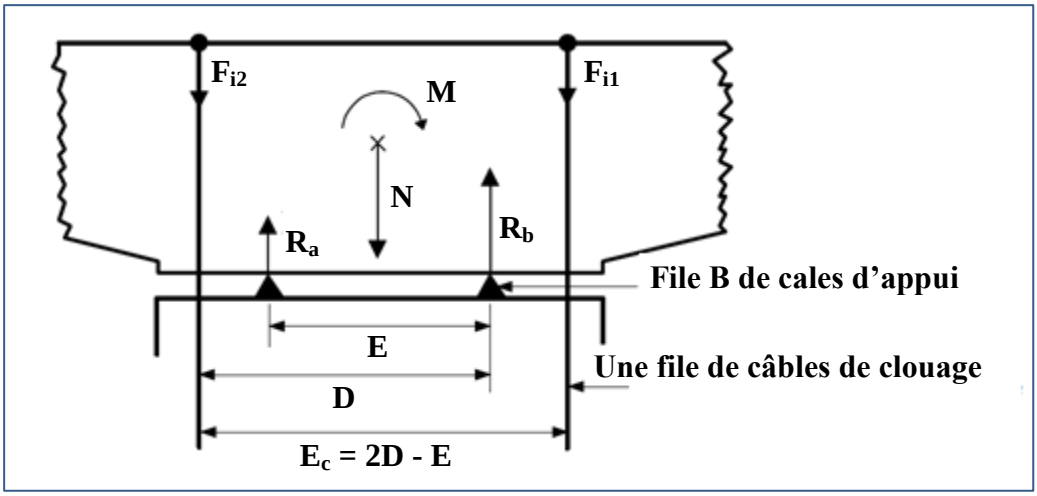


Figure V.4 : Schéma descriptif de clouage.

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 décolle. 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 :

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

Avec :

ΔP : est la perte de tension estimée. $\Delta P = 25\ \%$.

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

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

s : section d'un câble 15T15. $s = 2\ 250\ mm^2$.

❖ **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 :

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

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

$\gamma_P = 1.00$ 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	90056,45	32864,95	2,74019738	1,85	6 637.64	3,1489869
A2	78050,76	27534,36	2,83466767	1,85	5 599.42	2,9182079
B1	190027,43	29566,94	6,4270239	1,85	17 108.98	9,2446831
B2	178028,74	24236,36	7,34552301	1,85	15 740.73	9,0986905

➔ On opte pour **10 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 10 câbles. **F_i = n × (1 - ΔP) × σ_{p0} × s =** 10 × **(1-0.25) ×1 488 × 2 250 ×10^{-6} = 25.11 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 :

$K_1 = D^2 + (D - E)^2$= $4.2^2 + (4.2-3.7)^2$ = **17.89 m^2**
$K_3 = 2\ K_1 - E^2$ = 2 × 17.89 -3.7^2 = **22.09 m^2**
$K_2 = D^3 + E \times (2\ D - E) \times (D - E)$ = 4.2^3 + 3.7 × (2×4.2-3.7) × (4.2-3.7) = **82.78 m^2**
$K_4 = (2\ D - E) \times K_2 / (E \times D^2)$ = (2×4.2-3.7) × 82.78 / (3.7×4.2^2) = **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	17,203	65,882	2,1139	1,0569	0,70	1,51
A2	17,782	59,972	1,9242	0,9621	0,70	1,37
B1	-11,465	88,514	1,8507	0,9254	0,70	1,32
B2	-10,888	82,741	1,7300	0,8650	0.70	1,24

➔ On opte pour une section de dimensions **1.55 m × 0.7 m** de chaque cale.

Le tracé des câbles de clouage ainsi que l'aménagement de tête de pile sont montés dans la page sui suive :

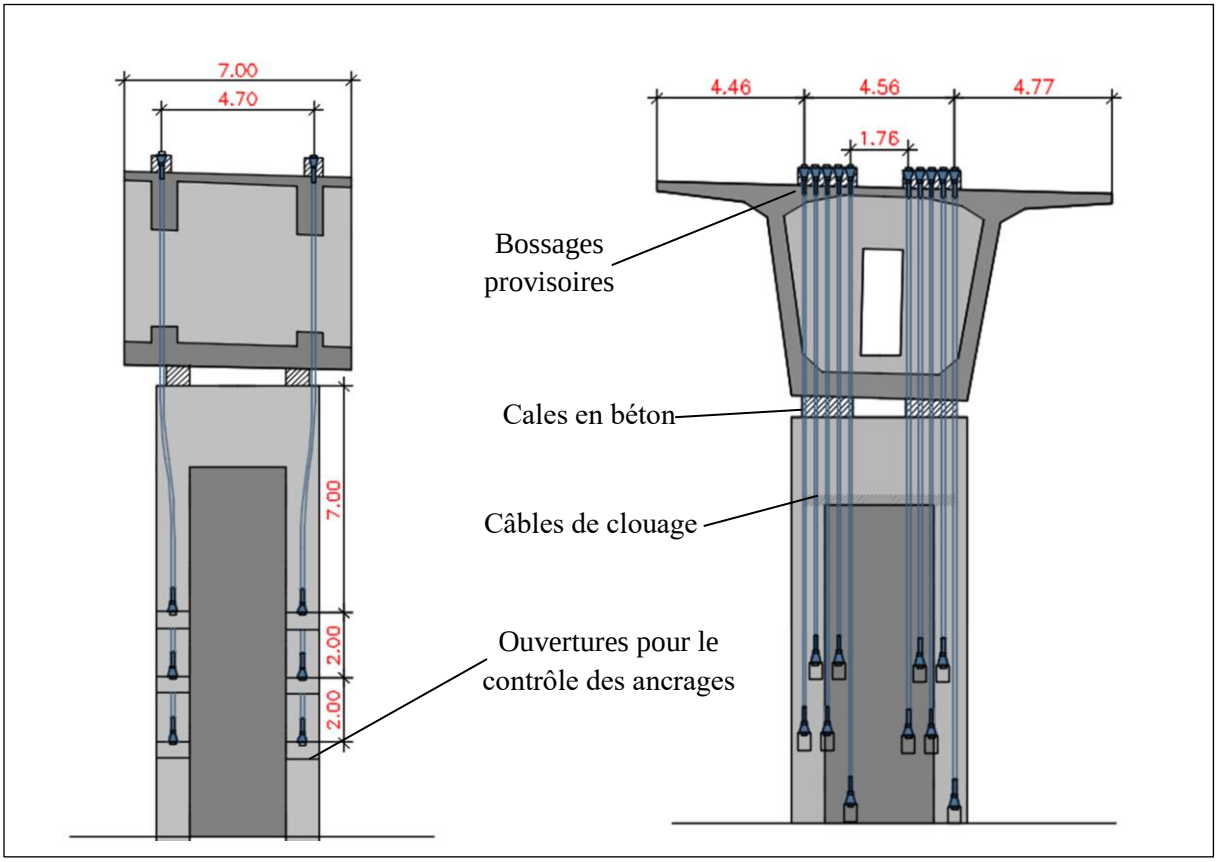


Figure V.5 : Tracé des câbles de clouage.

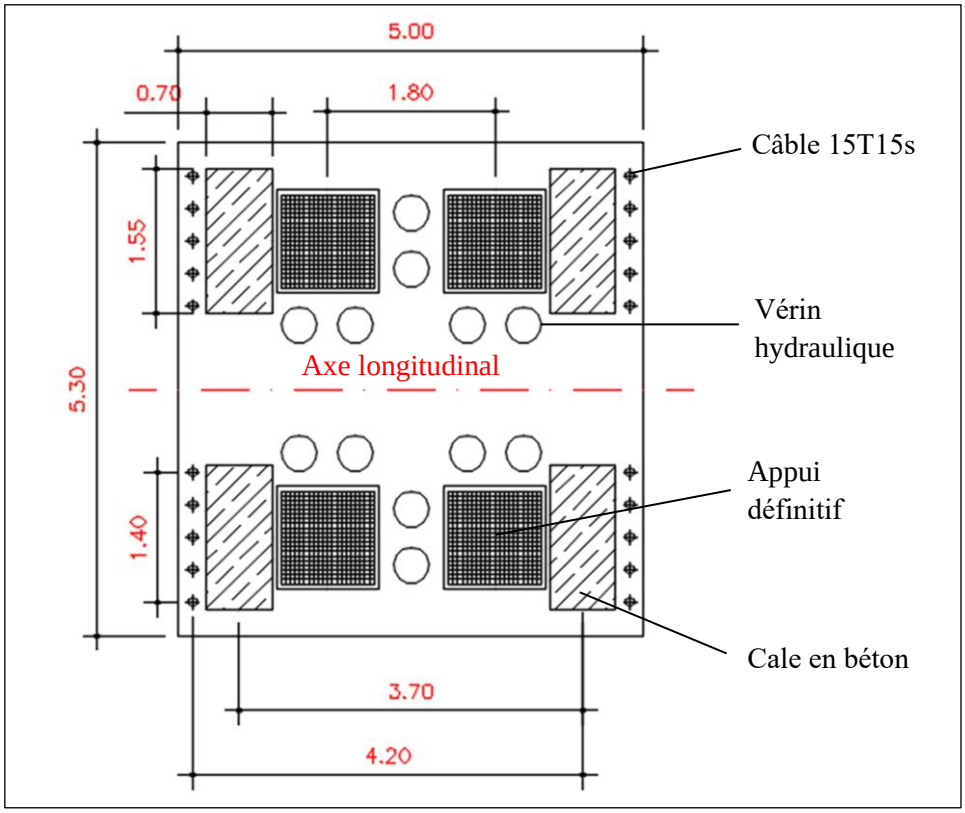


Figure V.6 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.

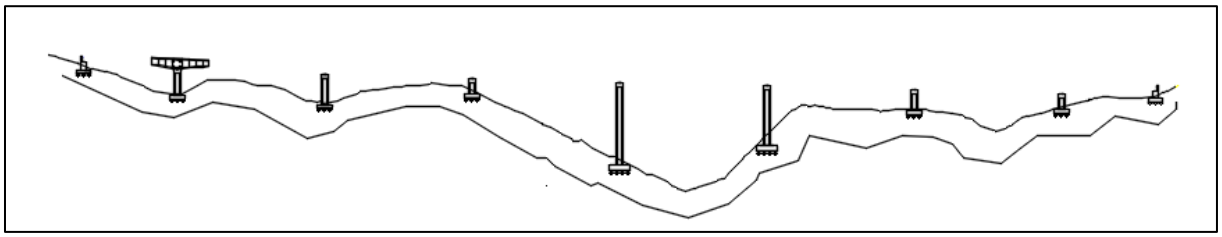
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

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.

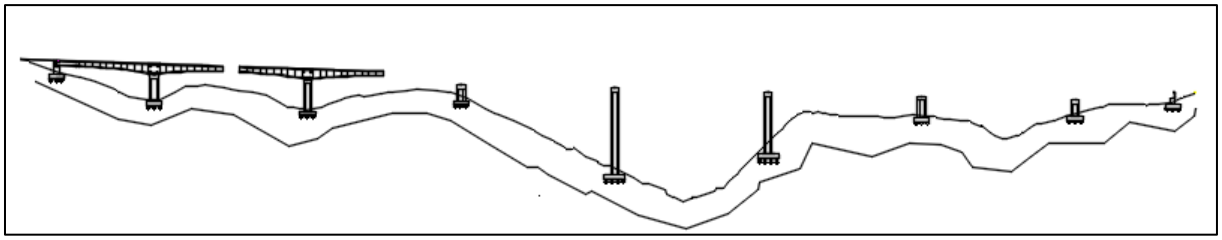
Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcul.

V.3.1. Cinématique de construction du tablier

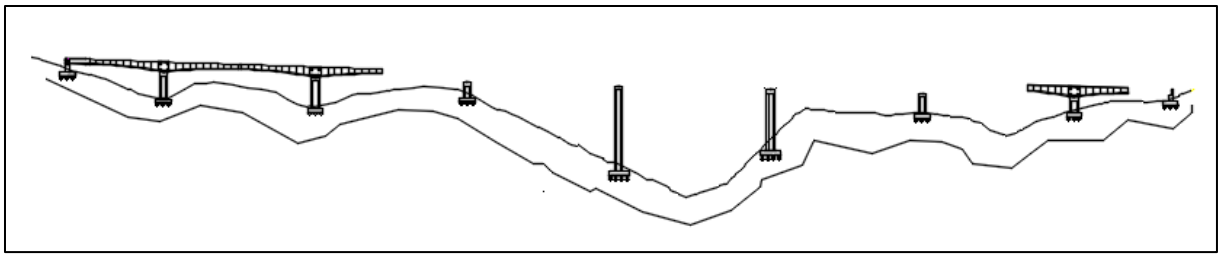
Les phases de construction sont ordonnées comme la montre les figures ci-dessous :



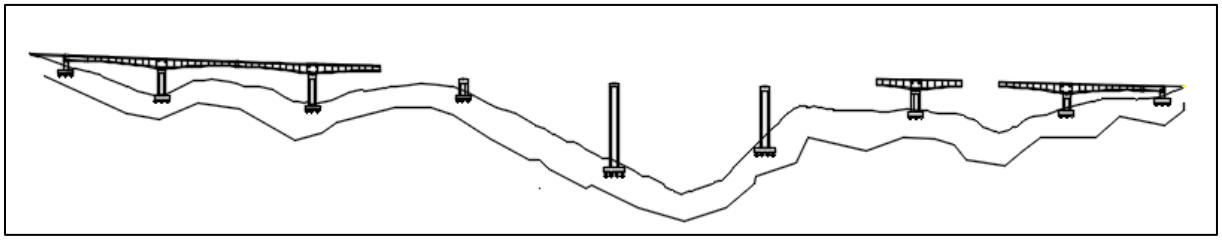
Phase 01 : Construction du fléau sur la pile 01



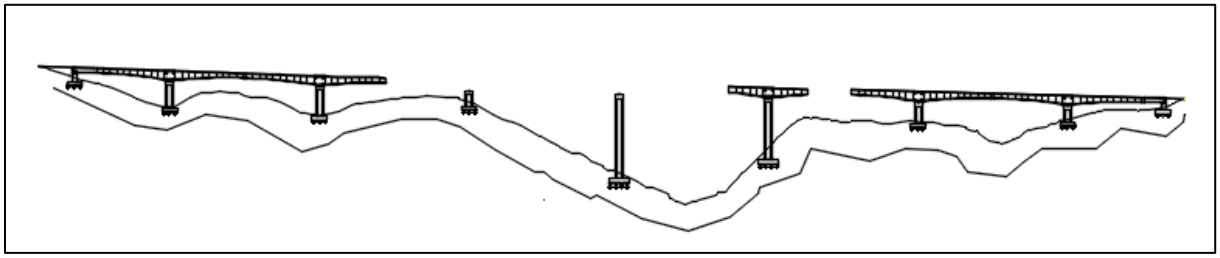
Phase 02 : Construction du tronçon sur cintre de la culée 01 et du fléau sur la pile 02



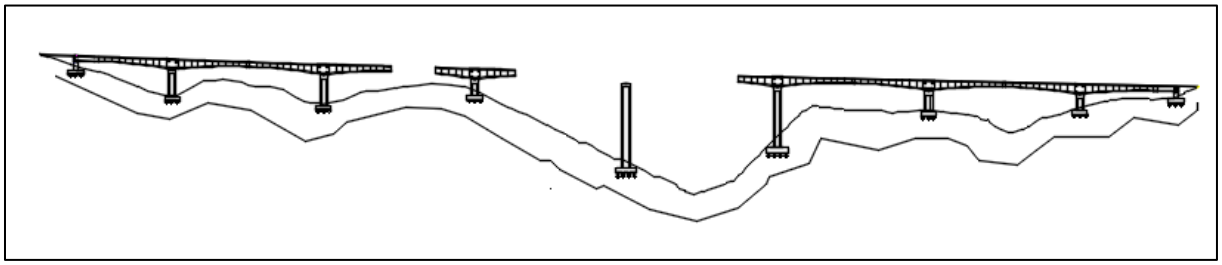
Phase 03 : Clavage entre la pile 01 et la pile 02 et construction du fléau sur la pile 07



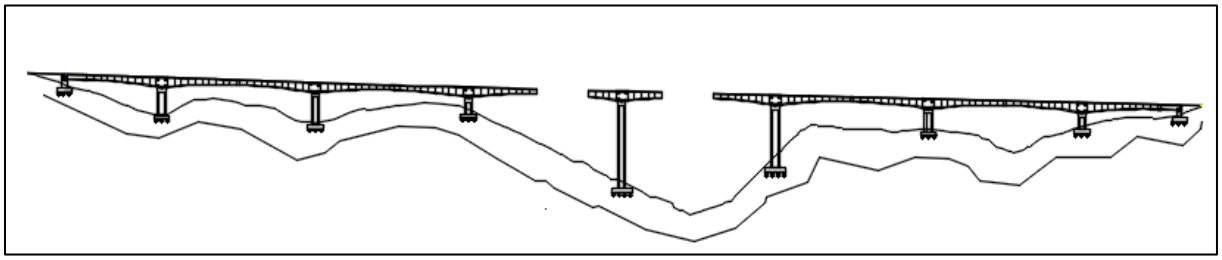
Phase 04 : Construction du tronçon sur cintre de la culée 02 et du fléau sur la pile 06



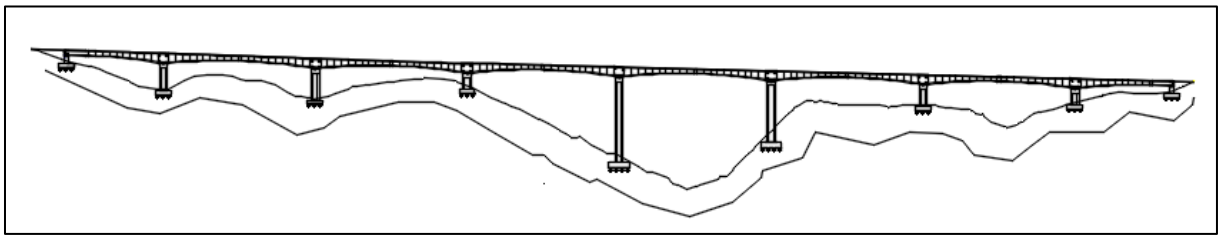
Phase 05 : Clavage entre la pile 06 et la pile 07 et construction du fléau sur la pile 05



Phase 06 : Clavage entre la pile 05 et la pile 06 et construction du fléau sur pile 03



Phase 07 : Clavage entre la pile 02 et la pile 03 et construction du fléau sur pile 04



Phase 08 : Clavage avec le fléau de la pile 05

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.

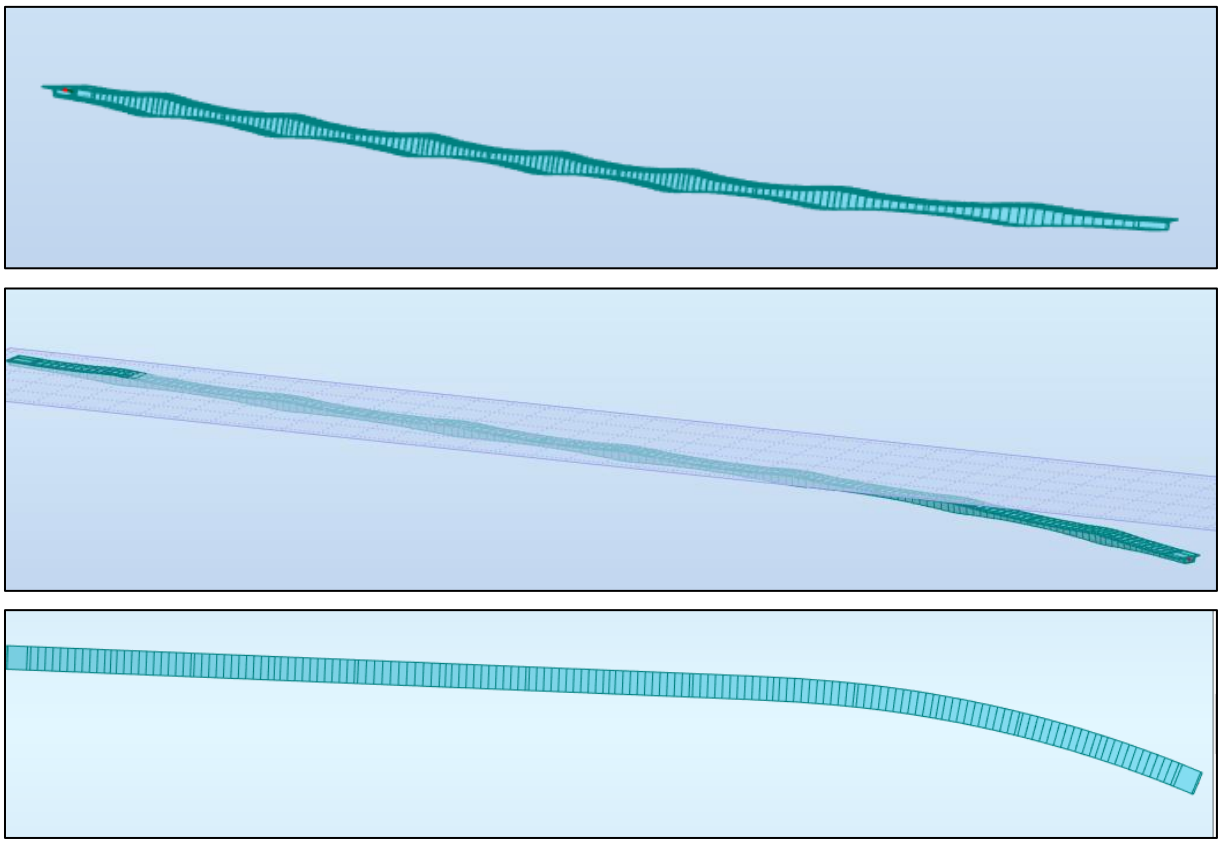


Figure V.8 : Modèle de calcul du tablier.

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.

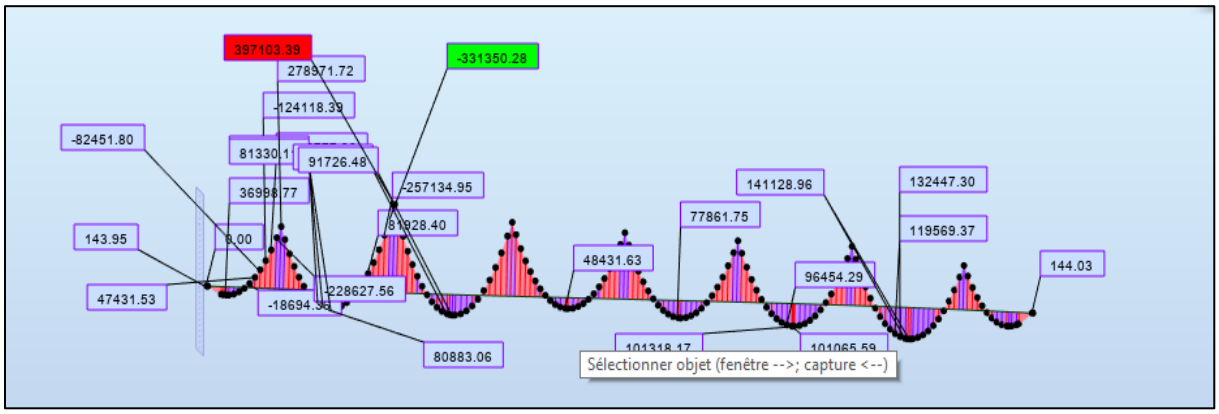


Figure V.9 : Moment maximum à l'ELS.

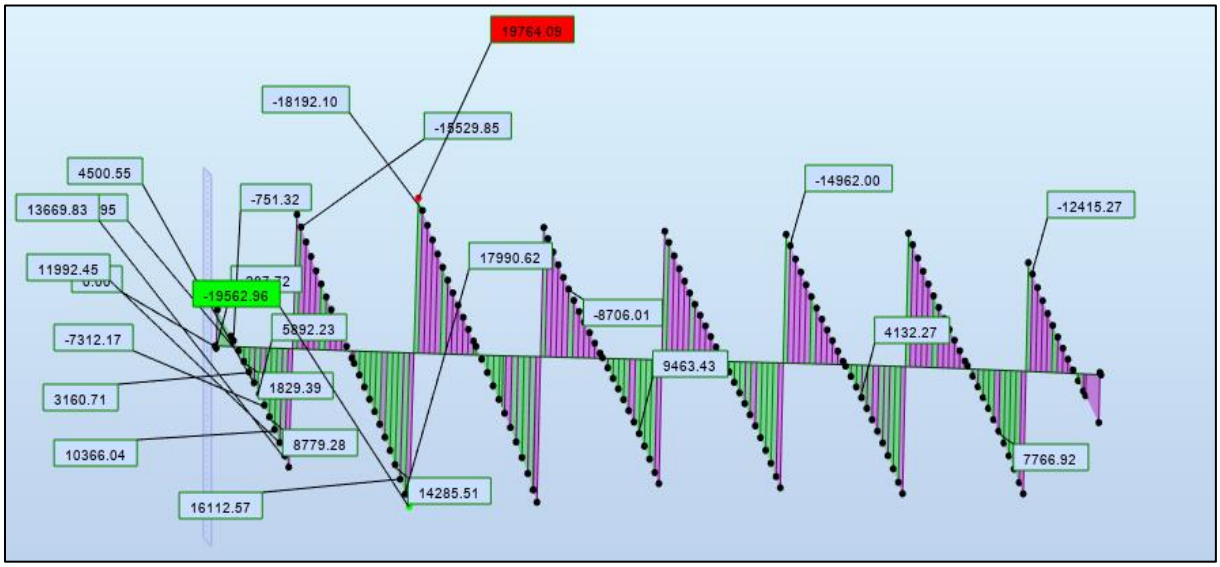


Figure V.10 : Effort tranchant maximum à l'ELS.

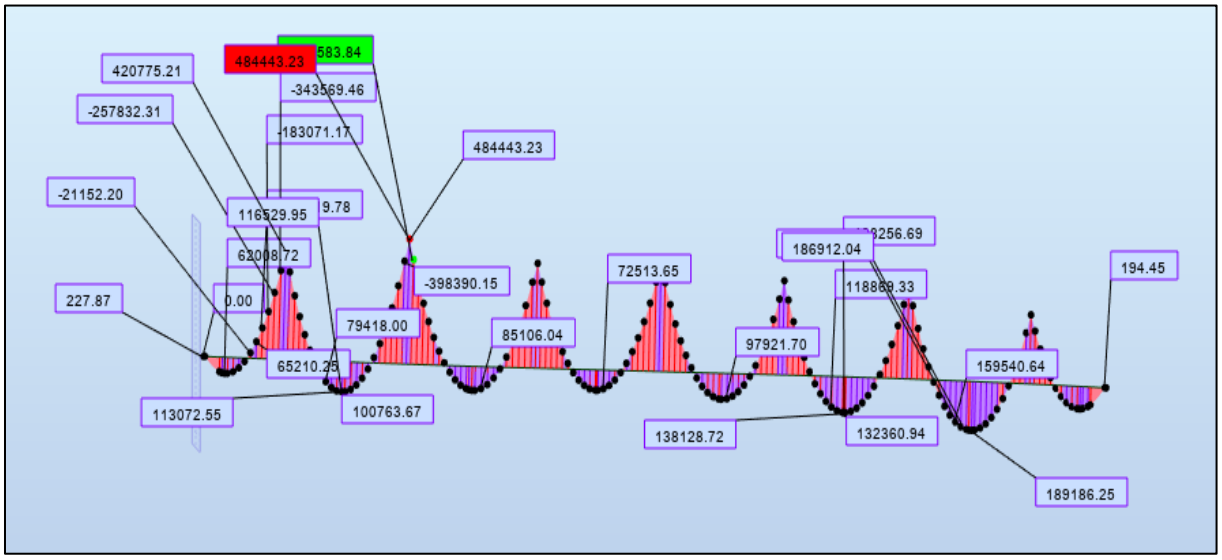


Figure V.11 : Moment maximum à l'ELU.

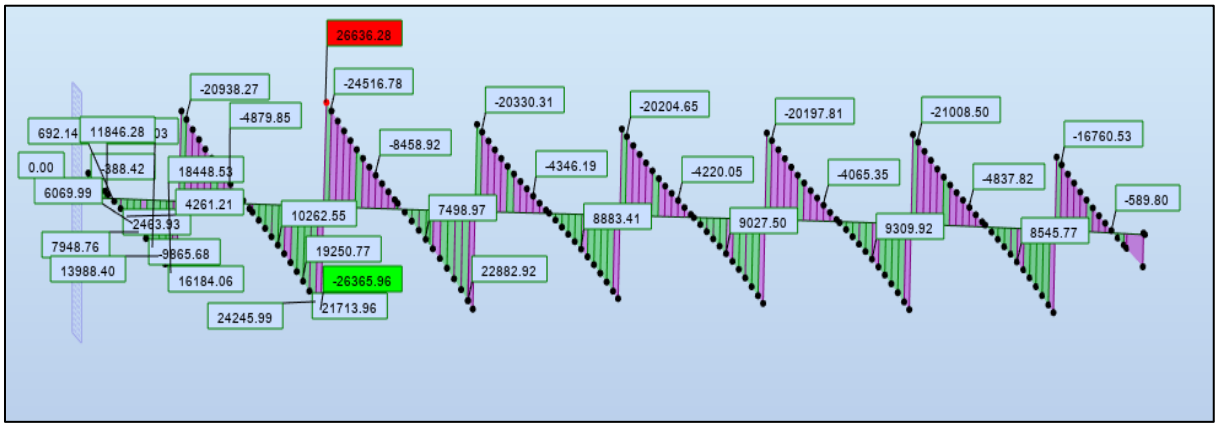


Figure V.12 : Effort tranchant maximum à l'ELU.

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.
$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.
ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

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

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble15T15s}}$, S = 2 250 mm^2 ➔ **P_0 = 1 488 × 2 250 = 3 348 KN, classe 1860.**

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

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

Avec :

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 = 427 605.48 KN.m (combinaison de charge A1- Axe VSP **Tableau V.3**)
d = 0.15 m ; I = 77.6428 m^4 ; S = 14.6459 m ; **v** = 2.58 m
P = 83.222 MN. D'où : **n ≥ 33.14➔** On prend : **n = 34 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 (m4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nbre câbles	Nbre retenu
Axe VSP	0	373236,55	2,580	77.6428	14,6459	2,430	83,222	33,14	34
Fin VSP	3,5	321321,80	2,580	77.6428	14,6459	2,430	71,647	28,53	34
Fin V01	7,85	262828,76	2,282	60.2556	13,8791	2,132	65,145	25,94	34
Fin V02i	12,2	210764,64	2,015	46.6939	13,1781	1,865	58,167	23,16	30
Fin V03	16,55	164936,01	1,794	36.1817	12,5071	1,644	50,648	20,17	26
Fin V04	20,9	125002,94	1,591	28.4774	11,9261	1,441	42,491	16,92	22
Fin V05	25,25	90609,41	1,421	22.5371	11,3764	1,271	34,014	13,55	18
Fin V06	29,6	61594,43	1,293	18.4076	10,9791	1,143	25,247	10,05	14
Fin V07	33,95	37787,07	1,197	15.3245	10,6199	1,047	16,776	6,68	10
Fin V08	38,3	19058,51	1,124	13.4191	10,3731	0,974	8,969	3,57	6
Fin V09	42,65	5350,28	1,075	12.2337	10,1775	0,925	2,619	1,04	4
Fin V10	47	0,00	1,070	11.8428	10,1394	0,920	0,000	0,00	2

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, Φ_g , d)** avec **d = 4 cm, a = Φ_g = 10 cm ➔ C ≥ 10 cm**
- L'entraxe des ancrages : **Y ≥ 0.85 a, a = 39 cm** pour f_{c28} **= 35 MPa ➔ Y ≥ 33 cm**
- Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : **Y' ≥ 0.5 Y + 1 cm ➔ Y' ≥ 19 cm**

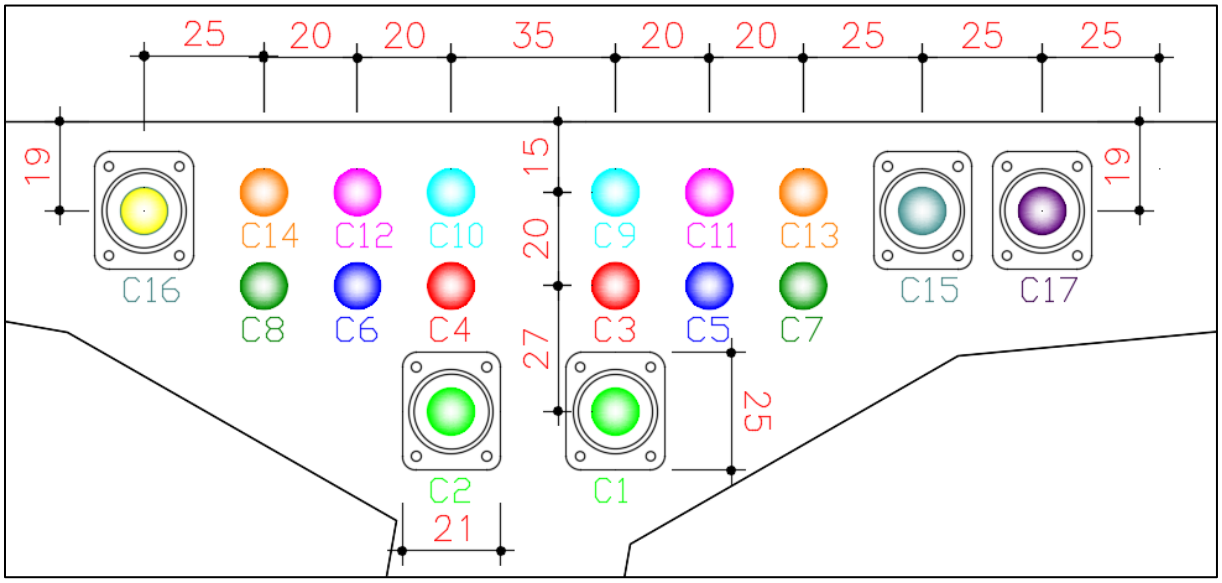


Figure V.13 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

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.

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

- L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\,(X / L)^2}$
- 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 : $\beta_i(x) = \mathbf{Arctg}\dfrac{2\times(z_i - z_{i+1})}{x_i}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \mathbf{Arctg}\dfrac{2\times(z_{i+1})}{x_{i+1}}$

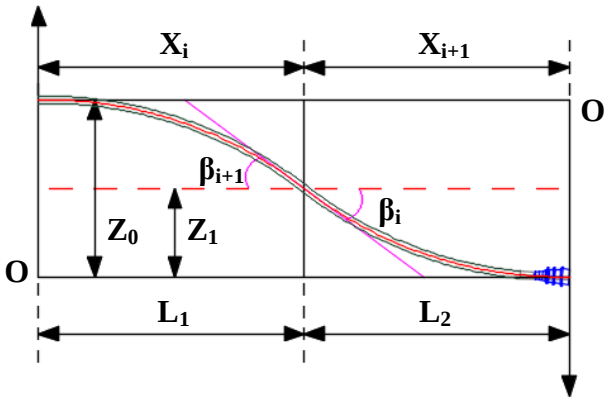


Figure V.14 : Tracée en plan des câbles de fléau.

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

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

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

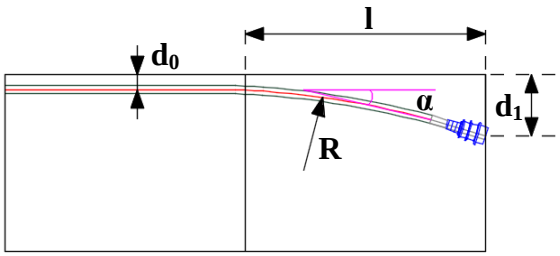


Figure V.15 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

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 :

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

➔ **$Z = 0.2 - 0.0207\ x^2$**

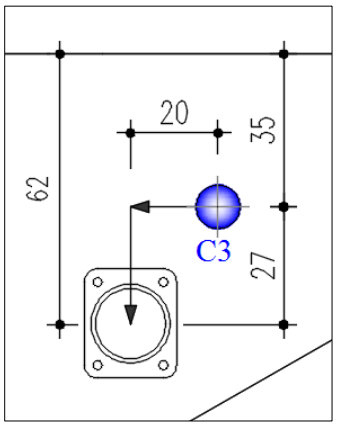


Figure V.16 : Position des câbles C3.

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

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

- En élévation :

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

➔ **$Y = 0.35 + 0.014\ x^2$**

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

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

Les restes des résultats sont élaborés dans les **tableaux V.11** et **V.12**.

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

Tableau V.11 : 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.12 : 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

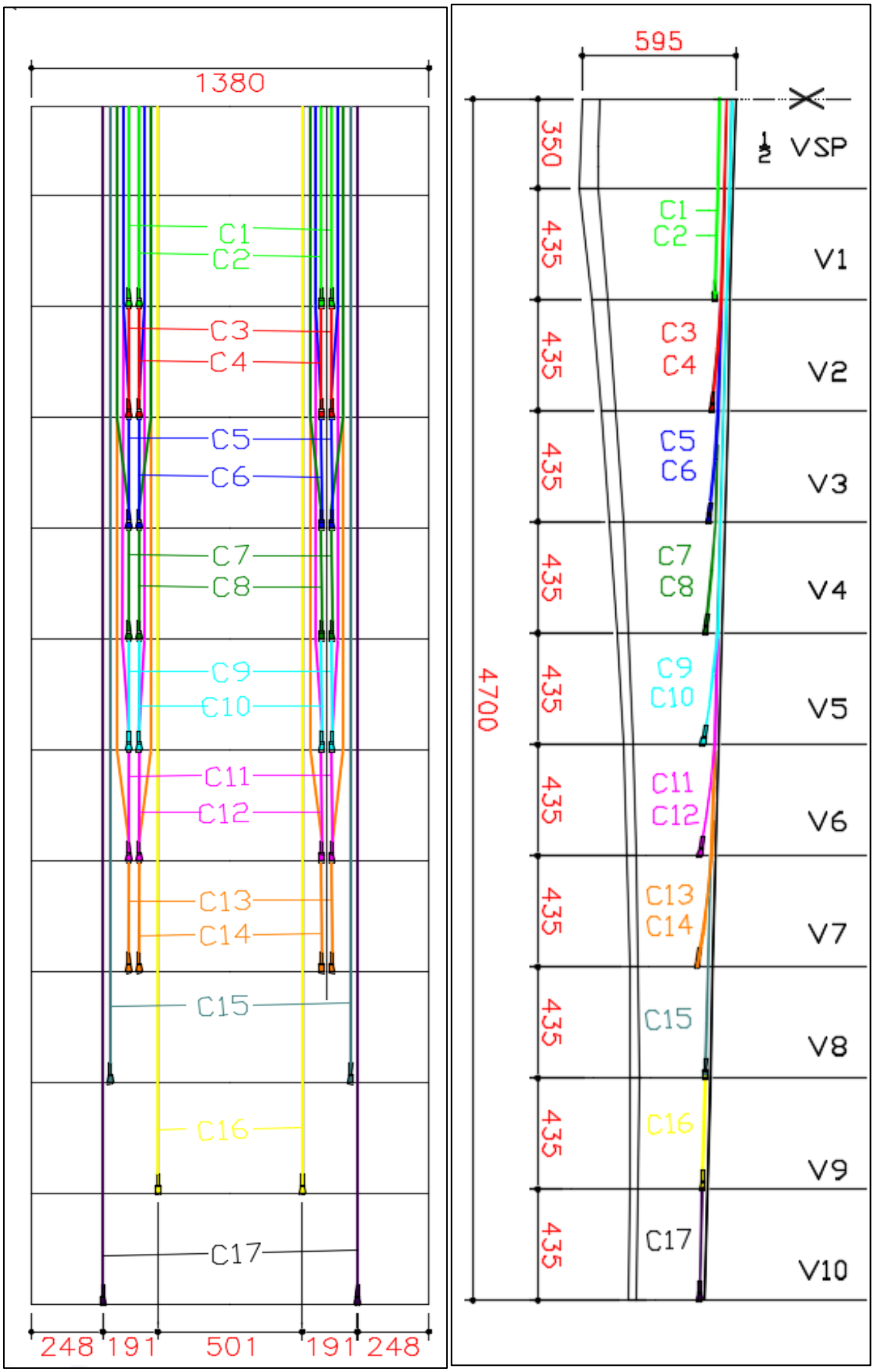


Figure V.17 : Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.

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.13 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale.

	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
Fin V03	13,05	-41534,79	2,6261	36,1817	12,5071	2,476	-11,609	-3,65	0
Fin V04	17,4	7286,96	2,4387	28,4774	11,9261	2,289	2,230	0,70	2
Fin V05	21,75	49041,54	2,2791	22,5173	11,3764	2,129	16,361	5,14	6
Fin V06	26,1	83894,26	2,1368	18,4076	10,9791	1,987	30,271	9,52	10
Fin V07	30,45	112022,91	2,0233	15,3245	10,6199	1,873	43,311	13,62	14
Fin V08	34,8	133560,42	1,9457	13,4191	10,3731	1,796	54,280	17,07	18
Fin V09	39,15	148566,79	1,9053	12,2337	10,1775	1,755	62,261	19,58	20
Fin V10	43,5	157181,75	1,8798	11,8428	10,1394	1,730	66,853	21,02	22
Vc	47,85	157181.75	1,8798	11,8428	10,1394	1,730	66,853	21,02	22
Fin V10	43,5	159586,78	1,8798	11,8428	10,1394	1,730	67,876	21,34	22
Fin V09	39,15	158500,50	1,9053	12,2337	10,1775	1,755	66,424	20,88	22
Fin V08	34,8	151570,33	1,9457	13,4191	10,3731	1,796	61,600	19,37	20
Fin V07	30,45	138107,80	2,0233	15,3245	10,6199	1,873	53,396	16,79	18
Fin V06	26,1	118052,26	2,1368	18,4076	10,9791	1,987	42,596	13,39	14
Fin V05	21,75	91269,83	2,2791	22,5173	11,3764	2,129	30,448	9,57	10
Fin V04	17,4	57583,54	2,4387	28,4774	11,9261	2,289	17,621	5,54	6
Fin V03	13,05	16826,16	2,6261	36,1817	12,5071	2,476	4,703	1,48	2
Fin V02	8,7	-31372,20	2,8552	46,6939	13,1781	2,71	-7,950	-2,50	0

Application Numérique

M = 157 181.75 KN.m

v' = 1.8798 m; d = 0.15 m; e = 1.73 m ; I = 11.8428 m^4; S = 10.1394 m^2

P_0 = 3 348 KN ; ΔP = 25 % ➔ P = 66 853 KN ➔ **n ≥ 21.02**

➔ On prend : **n = 22 câbles de 19T15s.**

❖ **Disposition des câbles :**

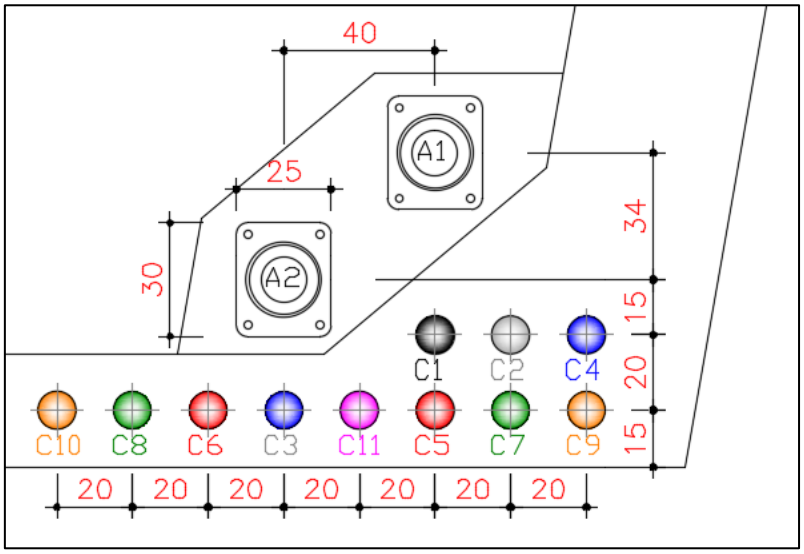


Figure V.18 : Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc.

❖ **Tracé des câbles :**

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

Tableau V.14 : 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	2.175	23.65	0.092	0.2 - 0.021 x^2
C4 - C8 - C9	0.4	0,2	2.175	11.83	0.181	0.4 - 0.042 x^2
C10	0.6	0.3	2.175	7.88	0.269	0.6 - 0.063 x^2
C12	0.8	0.4	2.175	5.91	0.352	0.8 - 0.085 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.15 : 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	V4	4.35	0.15	**0.66**	18.48	0.2312	0.15 + 0.0271 x^2

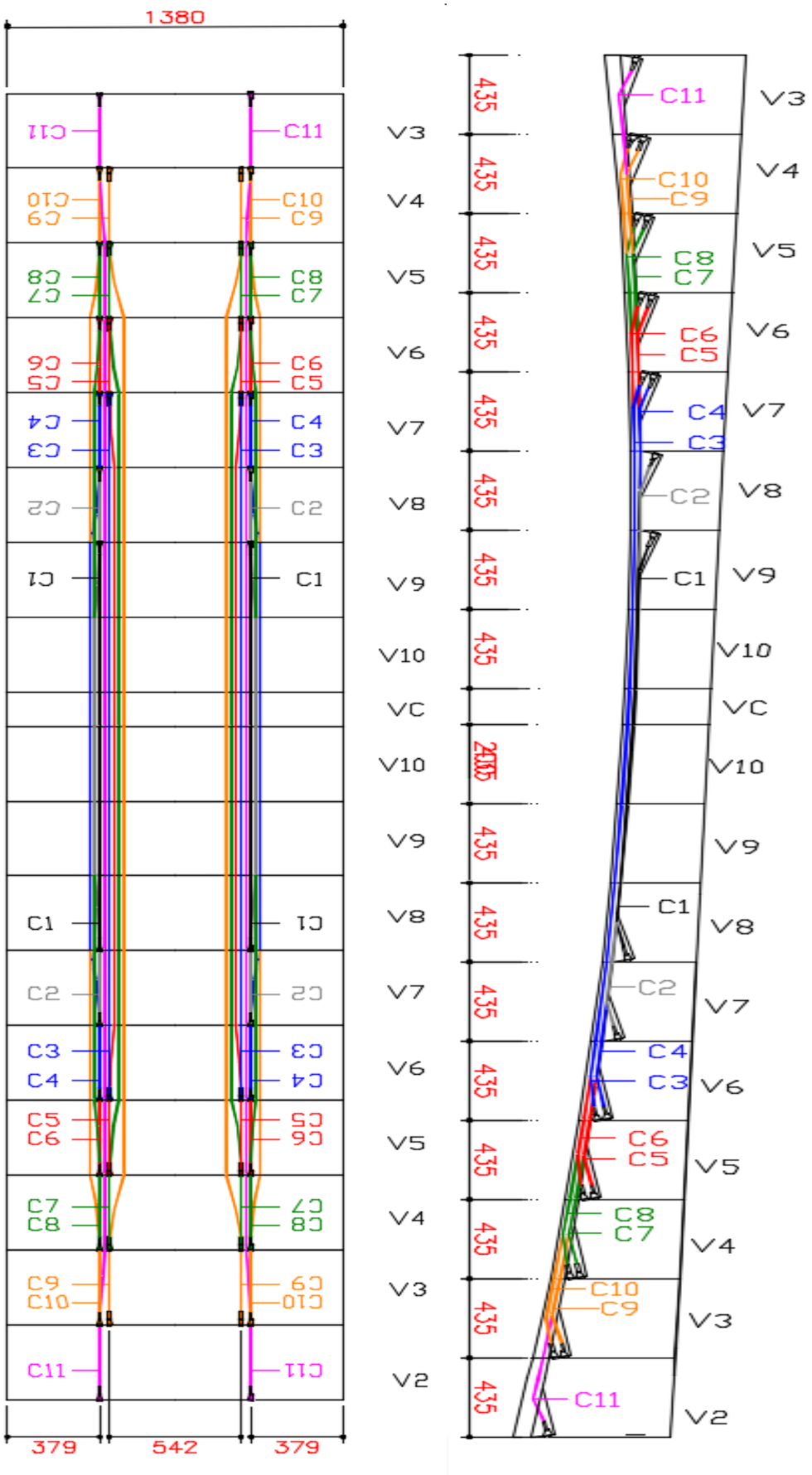


Figure V.19 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée principale.

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 = 82236.38 KN.m

d = 0.15 m ; v' = 1.905 m ; e = 1.755 m ; I = 12.2337 m^4 ; S = 10.1775 m^2.

P_0 = 4 240.8 KN; ΔP = 25 % ➔ **P** = 31 949.7 KN ➔ **n** ≥ 10.04

➔ On prend : n = **12 câbles de 19T15s**

Tableau V. 16 : 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	4,2	23572,3	1,880	11,8428	10,1394	1,730	10,026	3,15	4
Axe VSC	8,3	47144,6	1,880	11,8428	10,1394	1,730	20,052	6,30	8
Fin V10	12,46	70716,94	1,880	11,8428	10,1394	1,730	30,078	9,46	10
Fin V09	14,46	79900,49	1,880	11,8428	10,1394	1,730	33,984	10,68	12
Fin V08	18,81	82236,82	1,905	12,2337	10,1775	1,755	34,464	10,84	12
Fin V07	23,16	77585,54	1,946	13,4191	10,3731	1,796	31,531	9,91	12
Fin V06	27,51	65885,99	2,023	15,3245	10,6199	1,873	25,473	8,01	10
Fin V05	31,86	47004,63	2,137	18,4076	10,9791	1,987	16,960	5,33	8
Fin V04	36,21	20763,01	2,279	22,5173	11,3764	2,129	6,927	2,18	4
Fin V03	40,56	-13004,71	2,439	28,4774	11,9261	2,289	-3,980	-1,25	0

❖ **Position des câbles :**

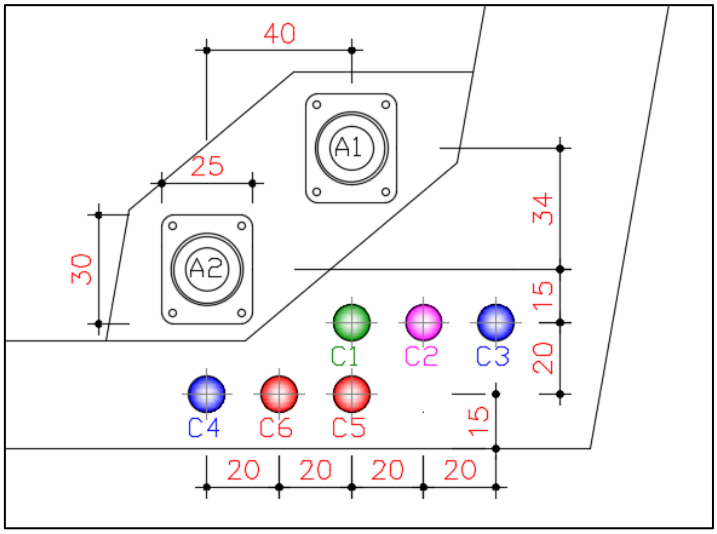


Figure V.20 : Disposition des câbles de continuité de travée de rive et position des ancrages.

❖ **Tracé des câbles :**

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

Tableau V.17 : 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	2.175	11.83	0.182	$0.2 - 0.043\ x^2$
C2 - C6	0.2	0.1	2.175	23.65	0.092	$0.4 - 0.021\ x^2$
C6 (VSC)	0.2	0.1	2.95	43.51	0.068	$0.2 - 0.011\ x^2$

Tableau V.18 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité C3 de travée de rive

Câbles	Voussoirs	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C3	V5	5.9	0.35	0.94	15.96	0.1181	$0.35 + 0.0313\ x^2$
	VSC	4.35	0.35	0.83	36.26	0.2660	$0.35 + 0.0138\ x^2$

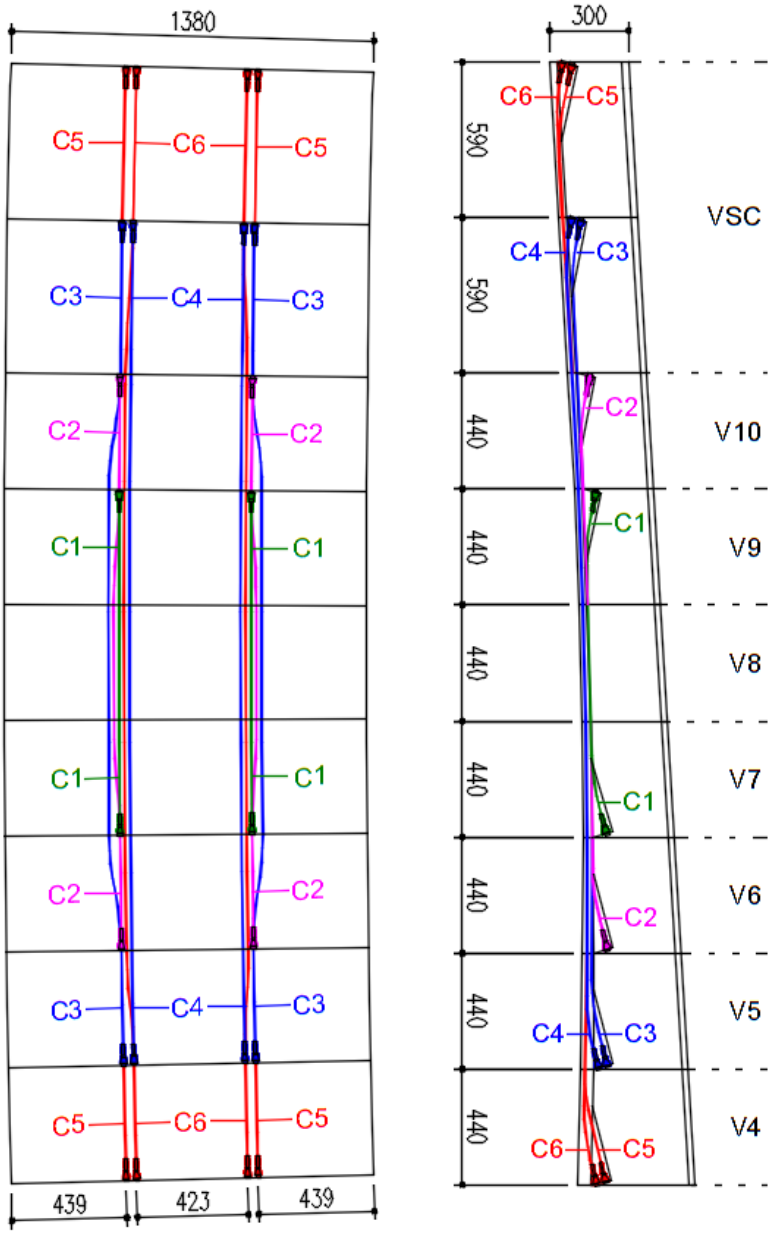


Figure V.21 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive.

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**).

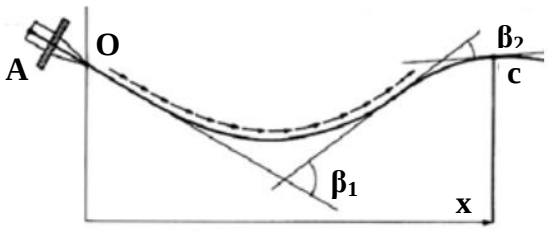


Figure V.22 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

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 :

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

$\rho_{1\,000}$ **(%)** : 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.19 : 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	10.40	0.11	0,87	11,37	2.55	4,21	3,71	9.85	21,23
Fin VSP	9.45	0.35	1,13	10.93	2.55	5,49	3,77	11.18	22.12
Fin V1	8.28	0.85	1,33	10.44	2.55	6,44	3,85	12.19	22.64
Fin V2	7.61	1.46	1,24	10,31	2.55	6,03	3,87	11.73	22.11
Fin V3	6.68	1.73	1,16	9,57	2.55	5,65	3,98	11.51	21.09
Fin V4	6.25	1.78	1,06	9,08	2.55	5,17	4,06	11.64	20.19
Fin V5	5.11	2.60	0.95	8.66	2.55	4,69	4,12	10.74	19.34
Fin V6	3.19	3.39	0,82	7,40	2.55	4,05	4,32	10.20	17.60
Fin V7	1.54	5.16	0,64	7,30	2.55	3,18	4,33	9.33	16.68
Fin V8	1.29	2.93	0,43	5.18	2.55	2,15	4,76	9.02	13.32
Fin V9	0.65	4.23	0,34	5.58	2.55	1,67	4,67	8.11	13.33
Fin V10	0.00	5.54	0,18	5.90	2.55	0,92	4,59	7.29	13.01

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma = 22.64\%$.

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.

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

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

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

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

Tableau V.20 : 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	34	373236,55	3,370	2,58	77,64	14,65	2,298	88,05	0,33	13,43
Fin VSP	34	321321,80	3,370	2,58	77,64	14,65	2,298	88,05	2,06	11,18
Fin V01	34	262828,76	3,098	2,28	60,26	13,88	2,000	88,05	3,06	10,80
Fin V02	30	210764,64	2,855	2,01	46,69	13,18	1,777	77,69	2,76	10,34
Fin V03	26	164936,01	2,626	1,79	36,18	12,51	1,574	67,34	2,46	9,66
Fin V04	22	125002,94	2,439	1,59	28,48	11,93	1,394	56,98	2,23	8,68
Fin V05	18	90609,41	2,279	1,42	22,52	11,38	1,258	46,62	2,08	7,33
Fin V06	14	61594,43	2,137	1,29	18,41	10,98	1,126	36,26	1,84	5,71
Fin V07	10	37787,07	2,023	1,20	15,32	10,62	1,023	25,90	1,56	3,93
Fin V08	6	19058,51	1,946	1,12	13,42	10,37	0,934	15,54	1,12	2,16
Fin V09	4	5350,28	1,905	1,07	12,23	10,18	0,885	10,36	1,35	0,42
Fin V10	2	0,00	1,880	1,07	11,84	10,14	0,880	5,18	0,92	-0,21

❖ **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 :

$\Delta P = 24.56\ \%$ ➔ $\sigma_\infty = 1\ 116.34$ MPa.

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

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

$\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 2.7 MPa$; 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.

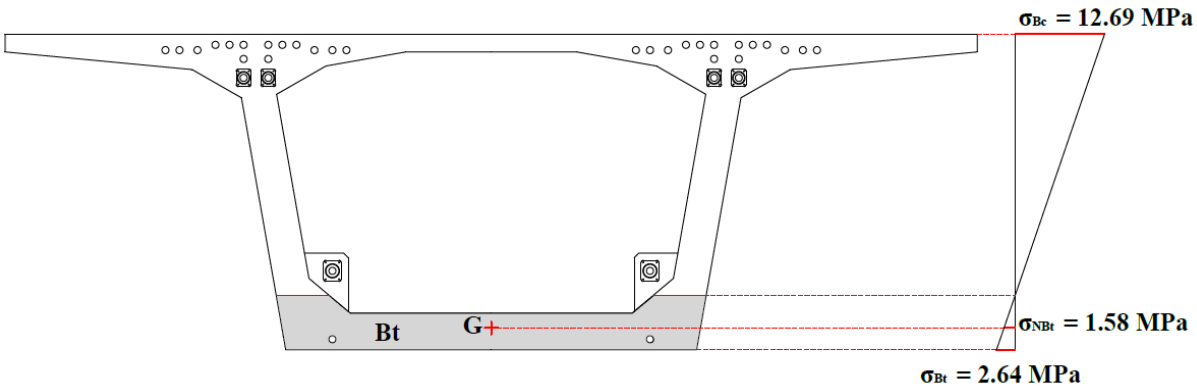


Figure V.23 : Diagramme des contraintes à x = 42.6 m (Fin V03).

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

$B_t = 3.50\ m^2$; $\sigma_{Bt} = 2.64$ MPa ; $\sigma_{NBt} = 1.58$ 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 : $\mathbf{V_{red} = V_{ext} - V_P}$

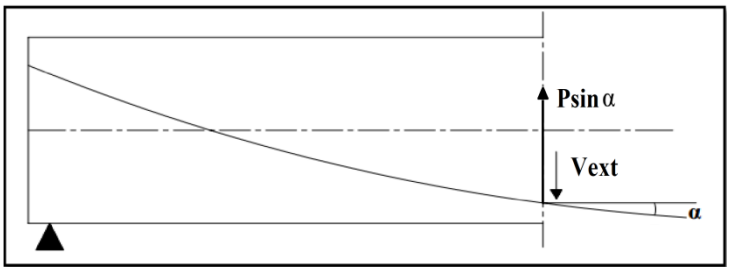


Figure V.24 : Effort de précontrainte.

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

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

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 = 4.42 MN ; ΔP = 22.64 % ; n = 22 câbles ➔ **P = 75.22 MN**

α_{moy} = 0.1681 rad ➔ **$V_P = P \times \sin\alpha$ = 12.58 MN**

h/2 = 5.95/2 = 2.975 m ; V_{ELS} (2.975m)=19.76 MN ➔ **$V_{red} = V_{ELS} - V_P$=7.18MN**

n = 34 câbles ➔ **P = 150.05 MN**

B_n = 14.20 m² ➔ **σ_x = 5.29 MPa**

f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ➔ **$\overline{\tau_1}$ = 3.76 MPa et $\overline{\tau_2}$ = 4.63 MPa**

I_n = 77.83 m⁴ ; S_n = 14.33 m³ ; **$b_n = 2 \times (e_a - 0.5 \times \Phi_g)$ = 1 m** (pas de gaines).

➔ **τ_{max} = 1.32 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} (2.975m) = 26.63 MN ; V_P = 12.58 MN ➔ $\mathbf{V_{U,red} = V_{ELU} - V_P = 14.05\ MN}$
I_n = 77.83 m^4 ; S_n = 14.33 m^3 ; b_n = 1 m ➔ $\mathbf{\tau_u = 2.58\ MPa}$
σ_x = 10.41 MPa, σ_y= 0 MPa ➔ β_u = 0.2300 rad = 13.18° ➔ On prend : $\mathbf{\beta_u = 30°}$

$$\mathbf{\tau_u = 4.58 \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83\,MPa}$$

➔ 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.
$\mathbf{\gamma_s}$ = 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 = 4.58 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ; f_e = 500 MPa ; γ_s = 1.15 ; b_n = 1 m ; β_u = 30°

➔ $\mathbf{\frac{A_t}{S_t} \geq 48.86\ cm^2/m}$

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

V.5. ETUDE TRANSVERSALE

L'objet de cette étude, c'est principalement la détermination de l'analyse transversale ainsi que le ferraillage transversale et les cadres (armature de couture) en armature passive. Avec l'aide de l'outil numérique.

Cependant, il y a lieu aussi de déterminer les armatures transversales : dans les âmes, le hourdi inférieur et le hourdi supérieur ainsi que de considérer les efforts qui n'apparaissent pas dans l'étude longitudinale du tablier.

V.5.1. Evaluation des efforts

V.5.1.1. Modélisation

La section en caisson de notre ouvrage sera représentée par un ensemble de barres, avec les dimensions de ses éléments. Il sera traité le voussoir au niveau des appuis par un portique fermé appuyé au niveau de la partie inférieur des âmes. Pour l'analyse transversale on choisit une section au niveau de la pile.

Les calculs des sollicitations se feront à l'aide du logiciel **ROBOT STRUCTURAL 2019**. On va dimensionner le ferraillage en fonction du moment défavorable développé par les différents chargements.

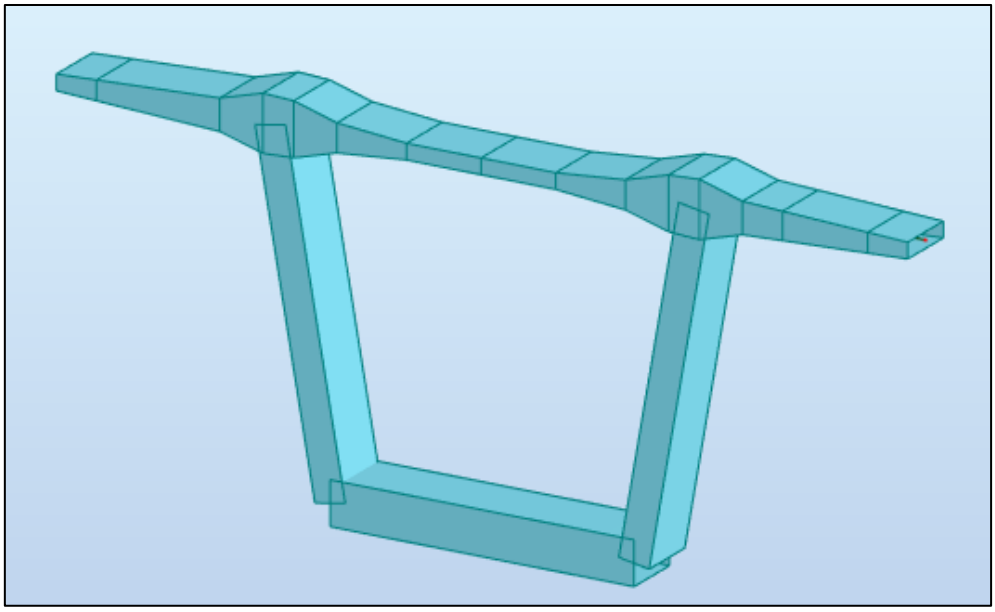


Figure V.25 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.

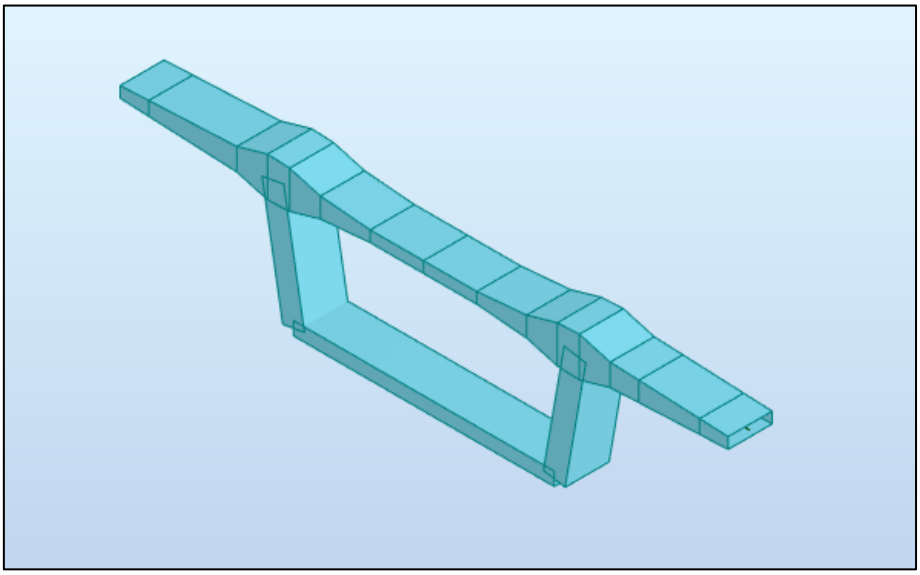


Figure V.26 : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel.

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 :

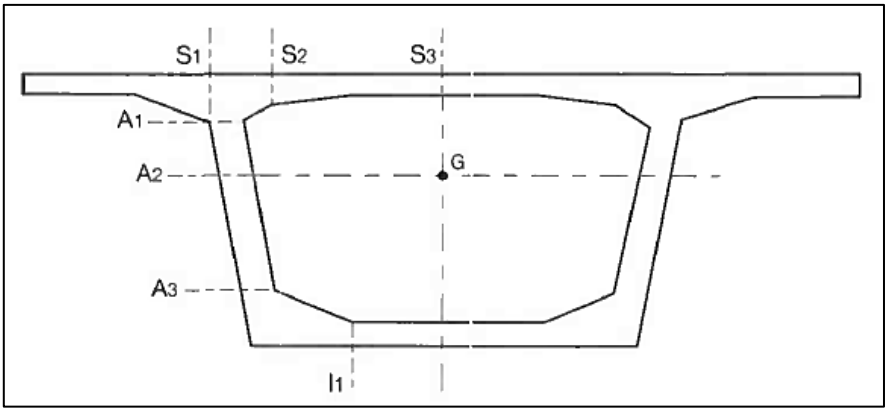


Figure V.27 : Sections à justifier selon le guide SETRA.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.21 : 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.22 : 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	-100.02	-78.31	-648.14	-483.9	/	/	-100.02
	134.23	102.18	-254.82	-194.36	/	/	134.23
	127.40	95.43	-108.99	-81.70	/	/	127.40
Âmes	357.35	266.15	-288.84	-216.25	763.31	575.71	357.35
	249.59	177.55	-245.50	-186.77	791.92	581.09	249.59
	74.68	66.32	-176.12	-139.28	796.16	592.64	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} = 466.02 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)

$$\boldsymbol{A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{st}}} = 28.26 cm^2/ml}$$

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

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

Nappe inférieure :

h = 0.25 m ; M_{ser} (inf) = 100.02KN.m ≤ M_1 = 241.28 KN.m ➔ S.S.A.C

$$\boldsymbol{A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{ST}}} = 6.07 \, cm^2 \; / ml}$$

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

Ferraillage longitudinal :

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

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

V.5.2.2. Ferraillage passif des voussoirs

Voir l'**Annexe D**.

Tableau V.23 : 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.24 : 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**

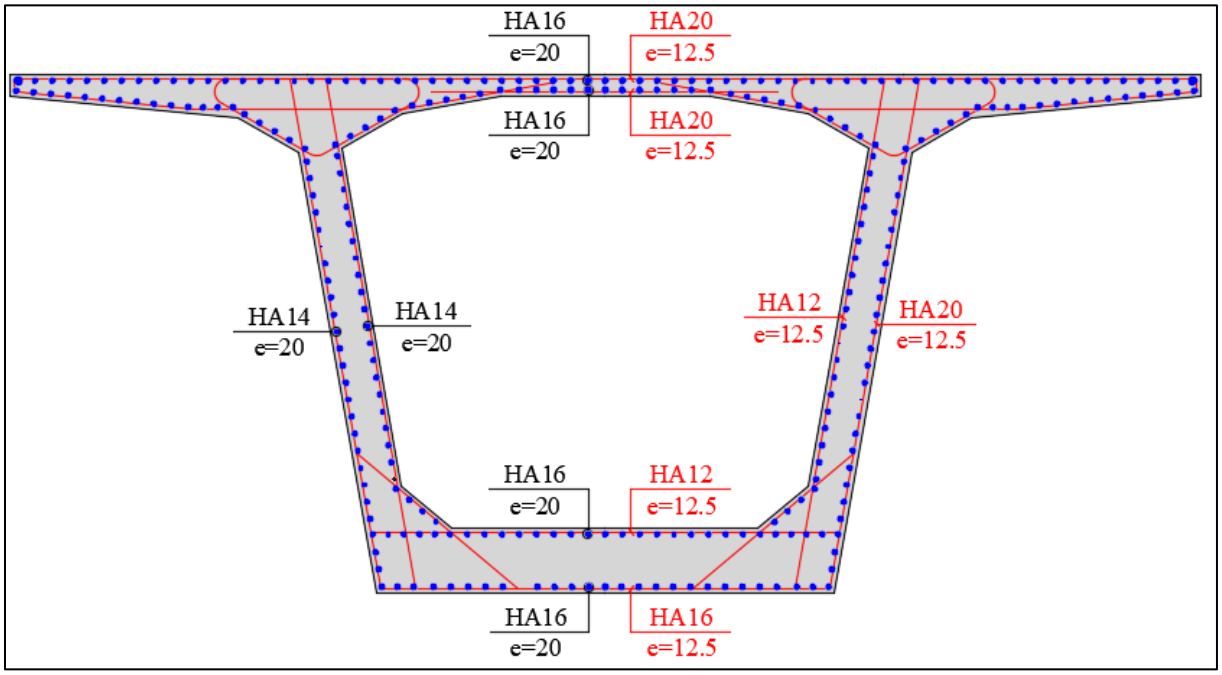


Figure V.28 : Ferraillage du voussoir sur pile.

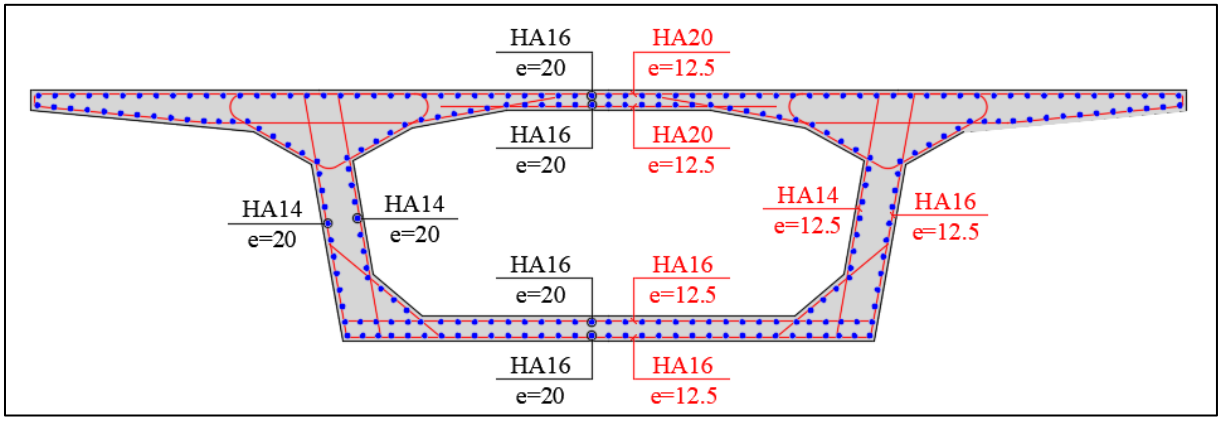
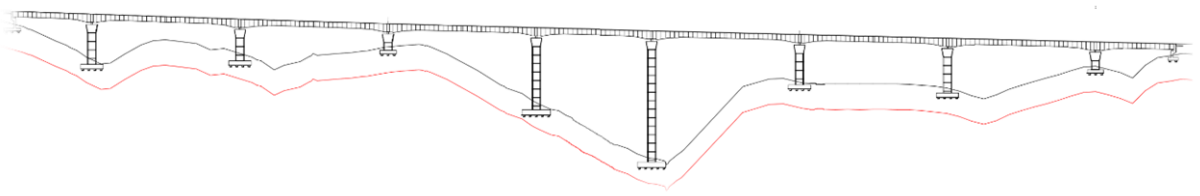


Figure V.29 : Ferraillage du voussoir à la clef.

V.6. CONCLUSION

Les ponts voussoirs construits par encorbellements successifs se distinguent par l'encombrement de leur câblage. C'est pourquoi l'étude du tels ponts est concentrée principalement sur le dimensionnement, le tracé et la vérification de la précontrainte.

CHAPITRE VI
ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT



VI.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.1. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

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.1.1. 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 constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en

béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

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 $\mathbf{e = t_i / 2}$.

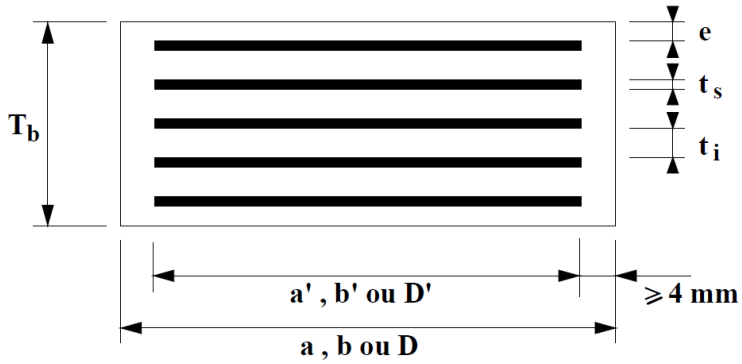


Figure VI.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

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 ($a \leq b$).
$\mathbf{t_i}$: 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.



Figure VI.2 : appui en élastomère fretté.

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

VII.1.2. Dimensionnement des appareils d'appui

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

VII.1.2.1. L'aire des appareils d'appui

$N_{max} / a \times b \leq \sigma_{adm} = 20$ MPa ; avec $N_{max} = R_{max} / 4$

On a $R_{max} = 26.6$ MN et $N_{max} = 26.6 / 4 = 6.65$ MN

Donc $a \times b \leq 3325$ cm^2

On prendra **a = b = 600 mm**

VII.1.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appariel d'appui T

Condition de non flambement :

$(a/10) \leq T \leq (a/5)$ donc : $60 \leq T \leq 120$ mm (avec a est le plus grand coté)

VII.1.2.3. Dimentionnement des frettes

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

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a}{\beta} \times \dfrac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou : } \sigma_e = 235\,Kg/mm^2 \quad (\text{pour l'acier } 24-1) \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} \qquad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

$\sigma_m = 18{,}47$ MPa G= 0,90 MPa

$\beta = 16{,}67$

$t_s = 2{,}83$ mm

On prendra :

Feuillets d'élastomère : ti =	12	mm
Frettes métalliques de : ts =	3	mm
Enrobage des chants :	4	mm
Enrobage extérieur :	2,5	mm

T_d = 98 mm

T = 77 mm

VII.1.3. 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.1.3.1. 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 VI.1 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Appuis	h (m)	I (m^4)	K_{Pile} (MN/m)	nAA	$K_{AA,s}$ (MN/m)	$K_{App,s}$ (MN/m)
C01	/	infini	infini	2	5.61	11,22
P01	16,97	47,78	967,98	4	5,61	21,93
P02	19,47	47,78	640,93	4	5,61	21,68
P03	10,11	47,78	4577,81	4	5,61	22,33
P04	53,75	47,78	30,46	4	5,61	12,92
P05	38,73	47,78	81,43	4	5,61	17,59
P06	13,67	47,78	1851,85	4	5,61	22,17
P07	10,32	47,78	4304,00	4	5,61	22,33
C02	/	infini	infini	2	5.61	11,22

VII.1.3.2. Evaluation des déplacements horizontaux

***/ Effet de la variation uniforme de la température :**

Le déplacement horizontal dû à la variation uniforme de température est ; $V_{xT} = \varepsilon_T \times |X_i|$

ε_T : coefficient de la température ; $\varepsilon_T = \alpha \times \Delta T$

$\alpha = 10^{-5}\ °C^{-1}$: coefficient de dilatation thermique de béton armé.

$\Delta T = 30°C$: 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).

$|X_i|$: distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ; $|X_i| = |x_i - X_{CR}|$

Le centre de rigidité (le point fixe) est donné par ; $X_{CR} = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$ = **346.93m**

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 ; $V_{xr} = \varepsilon_r \times |X_i|$

$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: 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 ; $V_{xf} = \varepsilon_f \times |X_i|$

$\varepsilon_f = 2.5 \times 10^{-4}$: 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 ; $V_{xfr} = \frac{F_{fr,i} \times T_q}{2G \times a \times b}$

$F_{fr,i}$: force de freinage maximale pour un seul appareil d'appui ; $F_{fr,i} = F_{fr,j} / n_{AA/appui}$

$F_{fr,j}$: force de freinage maximale pour un seul appui ; $F_{fr,j} = F_{fr} \times Ki/\sum Ki$

F_{fr} : force de freinage maximale appliquée à un seul tablier ; F_{fr} = max ($F_{A(L)}$; F_{Bc})=0.42MN.

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.

Tableau VI.2 : Evaluation exacte des déplacements horizontaux.

Appuis	xi (m)	|Xi| (m)	V_{xT} (mm)	V_{xr} (mm)	V_{xf} (mm)	$K_{app,}$/ Σ K	$F_{fr,i}$ (KN)	V_{xfr} (mm)	V_x (mm)
C01	0.00	346.93	104	69.3	86.7	0.07	14.7	1.74	261.7
P01	60.46	286.47	85.9	57.2	71.6	0.134	14.07	1.67	216.3
P02	156.46	190.47	57.1	38	47.6	0.132	13.86	1.64	144.3
P03	252.46	94.47	28.3	18.8	23.61	0.136	14.28	1.69	72.4
P04	348.46	1.53	0.46	0.3	0.3	0.08	8.4	0.99	**2.05**
P05	444.46	97.53	29.5	19.5	24.3	0.107	11.23	1.33	74.6
P06	540.46	193.53	58	38.7	48.3	0.135	14.17	1.68	146.6
P07	636.46	289.53	86.8	57.9	72.3	0.136	14.28	1.69	218.6
C02	696.92	349.99	104.9	69.9	87.5	0.07	14.7	1.74	**264**

VI.1.1. V_{xmax} = 264mm (culée 02) V_{xmin} = 2.05 mm (pile 04)

VII.2. 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.2.1. 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 **S3** (site meuble).
- 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 :

VII.2.2. 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 », et pour notre ouvrage (10 grades). **OK**

On fait la vérification pour les trois autres critéres :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).Ce critére est vérifié car la masse totale est important par rapport la masse des appuis. **OK**

Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais, et pour notre ouvrage on a 90 grades.

90 grades > 70 grades **OK**

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique eo) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

$|X_m - X_{CR}| = 349 - 346.93 = 2.07\ m < 5\%\ L = 34.95m$ **OK**

Avec :

X_m : centre de masse de tablier.

X_{CR} : centre de rigidité.

L : longueur de pont.

VII.2.3. Spectre de réponse

VII.2.3.1. 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/s²**

S : coefficient du site **S = *f* (S2) = 1.2** (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) = (0.20 ; 0.50)

η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 1$

Ona

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

Donc : **T = 2.22 s** **et Sa = 1.33 m/s²**

VII.2.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale

On a pas besoin de déterminer le spectre de réponse de la composante verticale car on est dans la zone IIa (la composante verticale négligeable)

VII.2.4. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

VII.2.4.1. Résistance à la compression

On doit vérifier : $\sigma_m \le 20\,MPa$ Avec : $\sigma_m = \dfrac{N}{a.b}$

N : Réaction d'appui à ELU.

N = 6.65 MN

σ_m =	**18,47**	**MPa**

Condition vérifiée

VII.2.4.2. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\gamma_s .Pu \leq Pc$$

γ_s : coefficient de sécurité égal à **3**.

Pu : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : charge critique de flambement ; $P_c = 4.G.B.S^2.d/h$

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. $S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$

S =12.50
d =0.015m
h =0.098m
B =0.36m^2
Pc=30.99MN
Pu=6.65MN

19.95 MN < 30.99 MN

Condition vérifiée

VII.2.4.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = \tan(\gamma) < \gamma c$$

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

P = Pu / Pc

$\delta = \gamma / Td$

Donc : P = 0.215 MN < 0.25 MN Et γ = 0.1 m

$\delta c = 0.80 < \delta = 1.020$

Condition vérifiée

VII.2.4.4. 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 :

$$\mathbf{H < f.N}$$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$ (contact élastomère-structure).

: est la contrainte moyenne de compression.

Pile	N =	1,32	MN		
	σm =	3,67	MPa	d'où f =	0,26
	0.34MN	<0,35MN			**Condition non vérifiée**
Culée	N =	1,33	MN		
	σm =	3,70	MPa	d'où f =	0,26
	0.34 MN	<0,35MN			**Condition non vérifiée**

➔ Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

VII.3. DES D'APPUIS

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

VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

A = b + 200 ; A = 600 + 200 ; A= 800 mm
B = a + 200 ; B = 600 + 200 ; B = 800 mm
h ≥ 2 B0 / P0 ; h ≥ 0.4 m. On prend h= 0.4 m.
Avec $B_0 = A \times B = 0.64\ m^2$
P0=2 (A + B) = 3.20 m.

VII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis

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

Sur pile

N = Rmax / 4

Armatures de chainage

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

Ac = 0.25×N /σs = 0.25×6.65 / 434.78 = 38.23 cm^2 ; Soit 10HA25 (e=6cm)

Armatures horizontales

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

Ah= 0.125×N /σs = 0.125×6.65 / 434.78 = 19.11 cm^2 ; Soit 10HA20 (e=8cm)

Frette supérieure

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

As= 0.04×N / σs = 0.04×6.65 / 434.78 = 6.11cm^2 ; Soit 10HA12 (e=9cm)

Frette inférieure

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

Ai= 0.10×N / σs = 0.10×6.65 / 434.78 = 15.29 cm^2 ; Soit 10HA16 (e=6cm)

Avec : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ = 434.78 MPa

Sur culée

N = Rmax / 2 = 13.3 MN

Armatures de chainage

Ac = 0.25×N /σs = 0.25×13.3 / 434.78 = 76.47 cm^2 ; Soit 10HA32 (e=6cm)

Armatures horizontales

Ah= 0.125×N /σs = 0.125×13.3 / 434.78 = 38.22 cm^2 ; Soit 10HA25 (e=8cm)

Frette supérieure

As= 0.04×N / σs = 0.04×13.3 / 434.78 = 12.22cm^2 ; Soit 10HA14 (e=9cm)

Frette inférieure

Ai= 0.10×N / σs = 0.10×13.3 / 434.78 = 30.58 cm^2 ; Soit 10HA20 (e=6cm)

Les résultats de calculs ainsi que les barres choisis sont resumées au tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 : Feraillge des dès d'appuis.

Frettes / armatures	Dés d'appui	
	Appui de rive	Appui intermédiaire
A_S (cm^2) supérieure	12.22	6.11
Ø (mm)	**10 HA14**	**10 HA12**
A_S (cm^2) inférieur	30.58	15.29
Ø (mm)	**10 HA20**	**10 HA16**
A_S (cm^2) chainage	76.46	38.23
Ø (mm)	**10 HA32**	**10 HA25**
A_S (cm^2) horizontale	38.22	19.11
Ø (mm)	**10 HA25**	**10 HA20**

VII.4. 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.4.1. 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.

WD = 0.0096 m

WT = 0.0042 m

WS = 0.165 m

<u>donc</u> W = 0.066 m = 66 mm



Figure VI.3 : Joint du type Wd.

VII.4.2. Type de joint

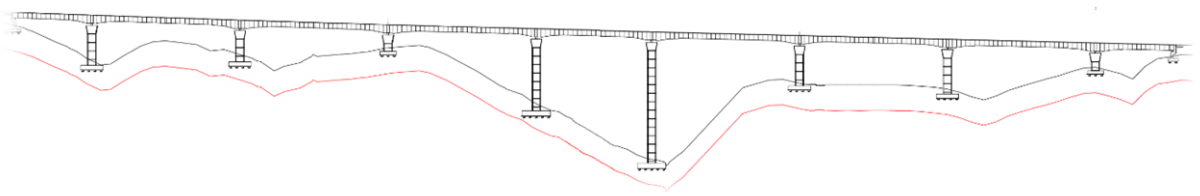
On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et à l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC. Pour des souffles moyens, On choisit la famille des joints à dents en console triangulaire Wd (voir la figure VI.3).

Notre ouvrage ne présente aucun biais (100gr), donc le nom du type choisi **Wd80** indique sa capacité de souffle.

VII.5. 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 VII
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



COMPARAISON ENTRE LES APPARIELS D'APPUIS UTILISES DANS LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU

VII.1. INTRODUCTION

Cette brève note a pour but d'illustrer les différents typologies d'appareils d'appuis qui ont été prises en considération pour la variante en objet. Le choix final a été d'utiliser des isolateurs friction pendulum.

Nous rappelons que les viaducs de la pénétrante sont situé dans une zone sismique de type 2A ayant une accélération au sol de base de 0.20g. Une moderne et sécuritaire conception des ouvrages ne peut pas ignorer la nécessité de dissiper l'énergie du séisme par des isolateurs.

La comparaison faite à l'époque tient en compte différente facteurs :

- les prestations sismiques en elles-mêmes (amortissement).
- le cout.
- la capacité de recentrage.
- la nécessité d'entretien.
- la durée de vie.
- la constance dans le temps des caractéristiques.
- la capacité de tolérer plusieurs cycles sans diminuer la résistance.

VII.2. DEFFIRENTS TYPOLOGIES DES APPUIS

VII.2.1. Isolateurs elastomeriques

Les isolateurs sont des appareils d'appui en élastomère fretté de souplesse horizontale calibrée, qui autorisent de déplacements sensibles en cas de séisme. Ils sont constitués d'une succession de tôles en acier et de couches d'élastomère qui par distorsion donnent à l'appareil sa souplesse horizontale.

Les appuis élastomères à coeur de plomb présentent un fort amortissement interne conféré par l'écrouissage du noyau de plomb, mais ont une capacité en distorsion limitée.

VII.2.1.1. Appuis classiques

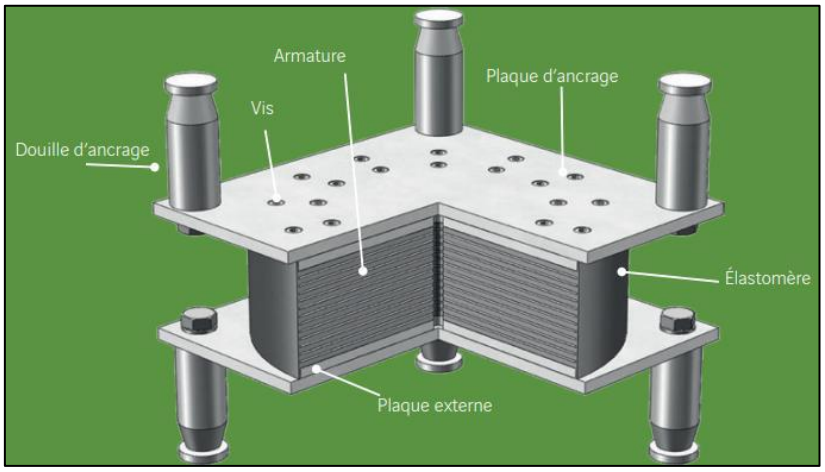


Figure VII.1 : le schéma d'un appui classique.

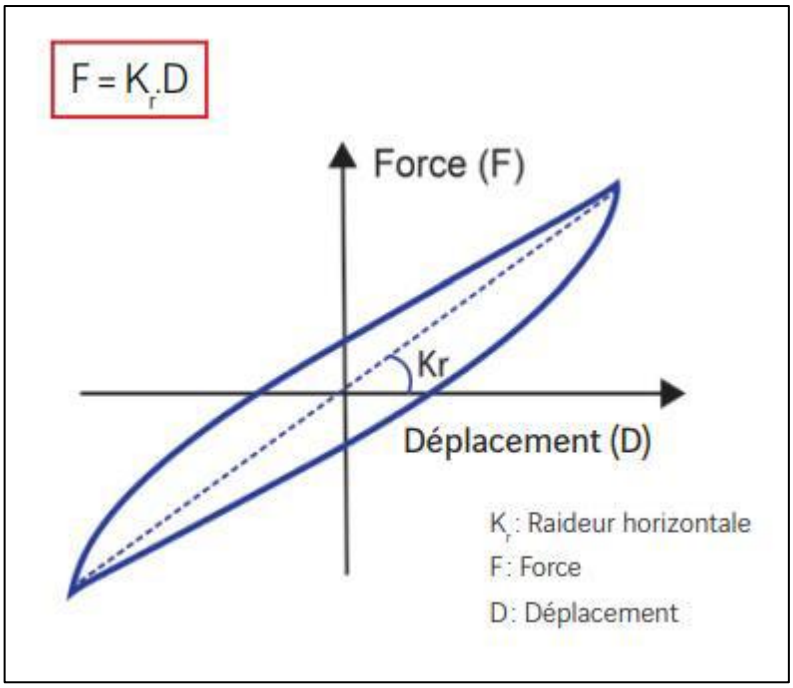


Figure VII.2 : la loi de comportement d'un appui classique.

Caractéristiques saillantes:

Avantages :

- autorisent de déplacements sensibles en cas de séisme;
- excellent capacité de recentrage;
- pas de maintenance (entretien minimale)

Inconvients :

- capacité d'amortissement modérée ($\xi \leq 18$ %) ;
- la charge admissible diminue fortement lorsque les mouvements augmentent ;
- inadaptés en cas de pont continus en béton précontrainte d'importante longueur.

VII.2.1.2. Appuis avec le noyau en plomb

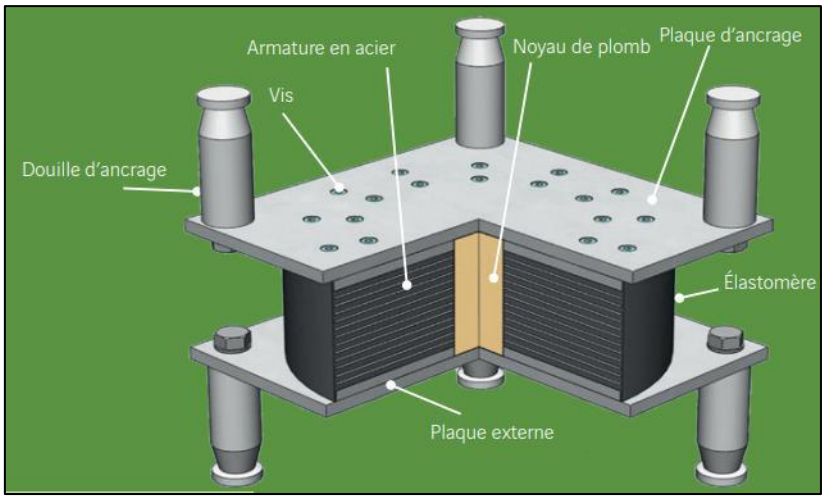


Figure VII.3 : le schéma d'un appui avec le noyau en plomb.

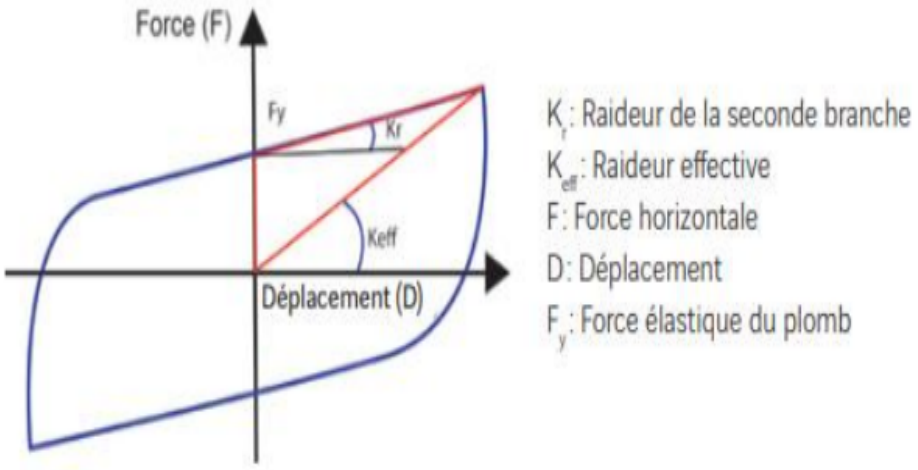


Figure VII.4 : la loi de comportement d'un appui avec un noyau en plomb.

Caractéristiques saillantes:

Avantages :

- capacité d'amortissement très bonne (ξ jusqu'à 30%) ;
- capacité de recentrage élevée;
- pas de maintenance (entretien minimale)

Inconvients :

- déplacement maximal modéré
- fortement raides pour actions thermiques, retrait et fluage
- inadaptés en cas de pont continus en béton précontrainte de moyenne / importante longueur l

VII.2.2. isolateurs mechaniques

Ils sont des dispositifs mécaniques à comportement élasto-plastique qui bloquent les mouvements longitudinaux et transversaux du tablier (type PND). Ces dispositifs sont appliqués dans la pile centrale ou dans une coulée (point fixe).

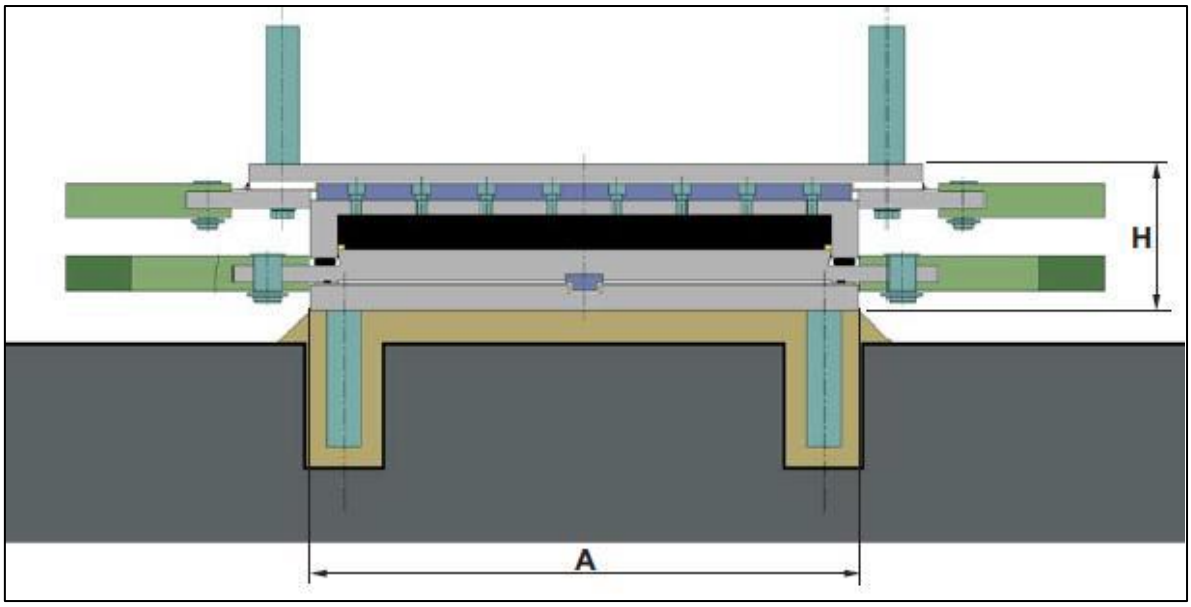


Figure VII.5 : Vue en face d'un isolateur méchanique appliqué dans une coulée.

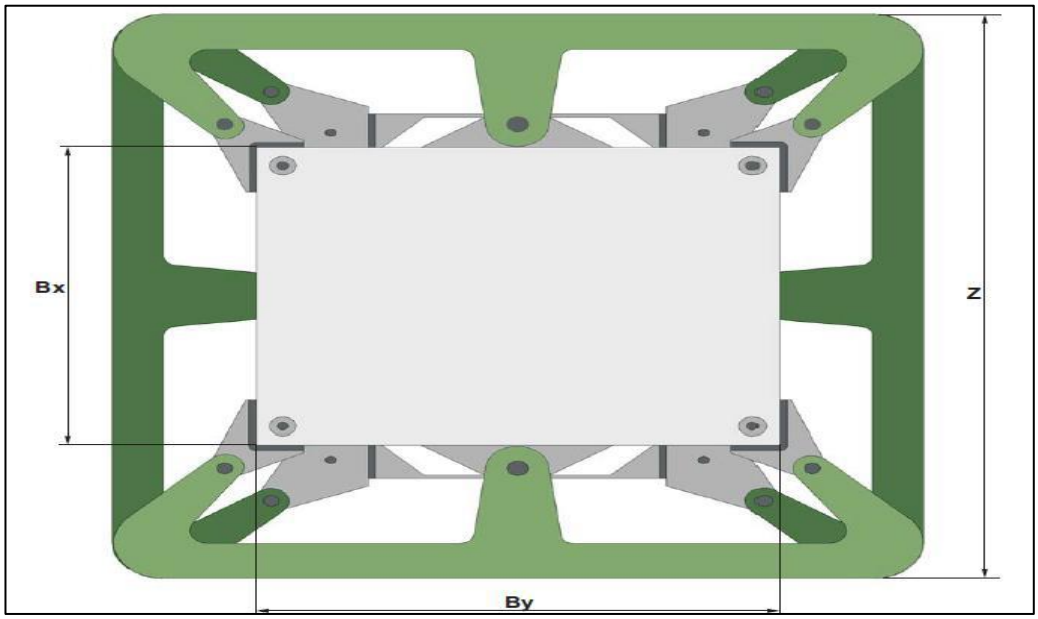


Figure VII.6 : Vue en haut d'un isolateur méchanique appliqué dans une coulée.

Par contre les appareils appuis des autres piles doivent être coulissants unidirectionnels dans le sens longitudinal pour le déplacement du à la variation thermique alors que ils ont un comportement élasto-plastiques pour le déplacement sismique. Dans le sens transversal ils sont toujours élasto-plastiques. Pour obtenir ce comportement ils doivent être couplée par une dispositif hydraulique qui est mis en évidence en rouge à la page suivante.

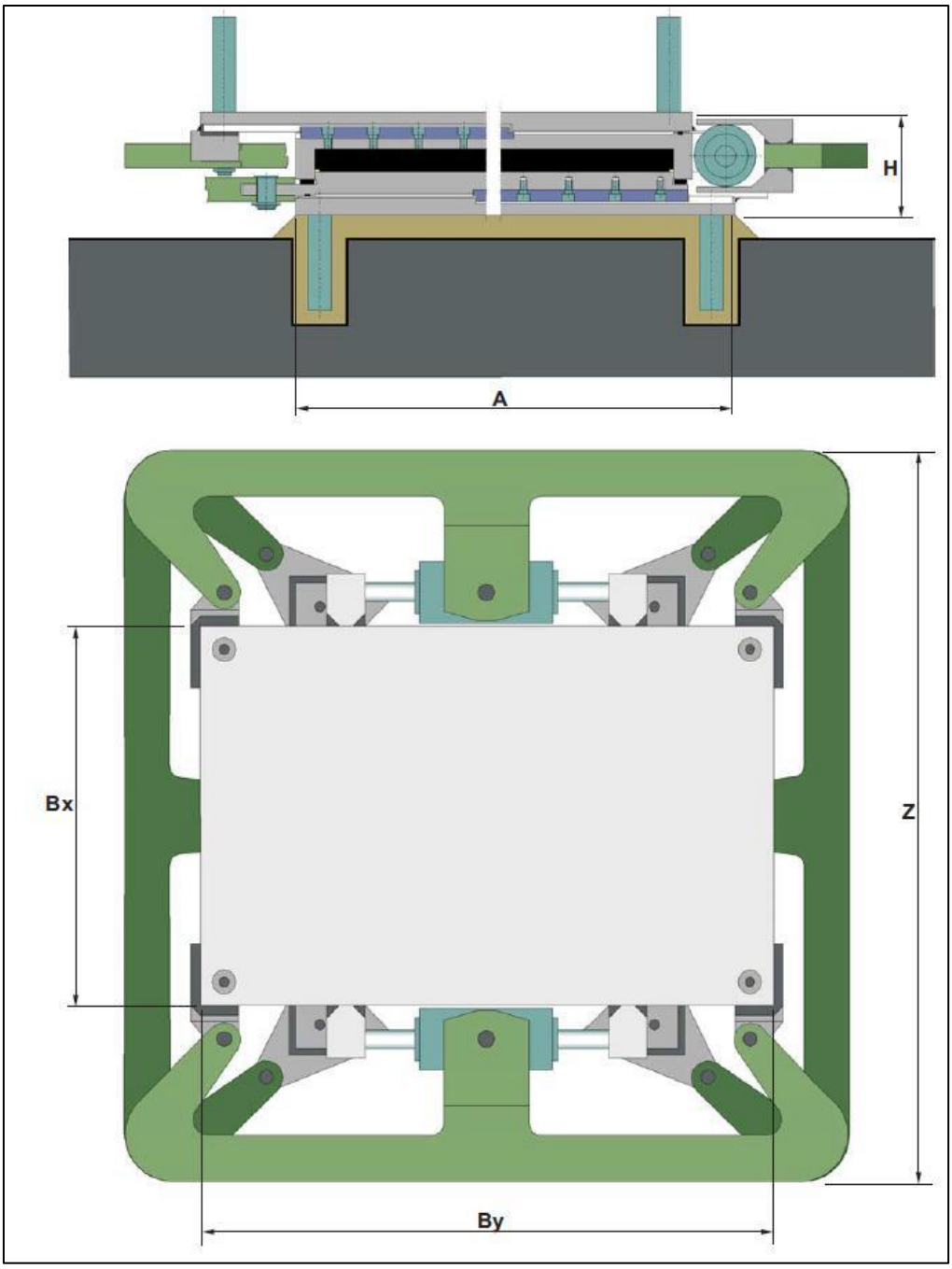


Figure VII.7 : Vue en face et en plan d'un isolateur méchanique appliqué dans les piles.

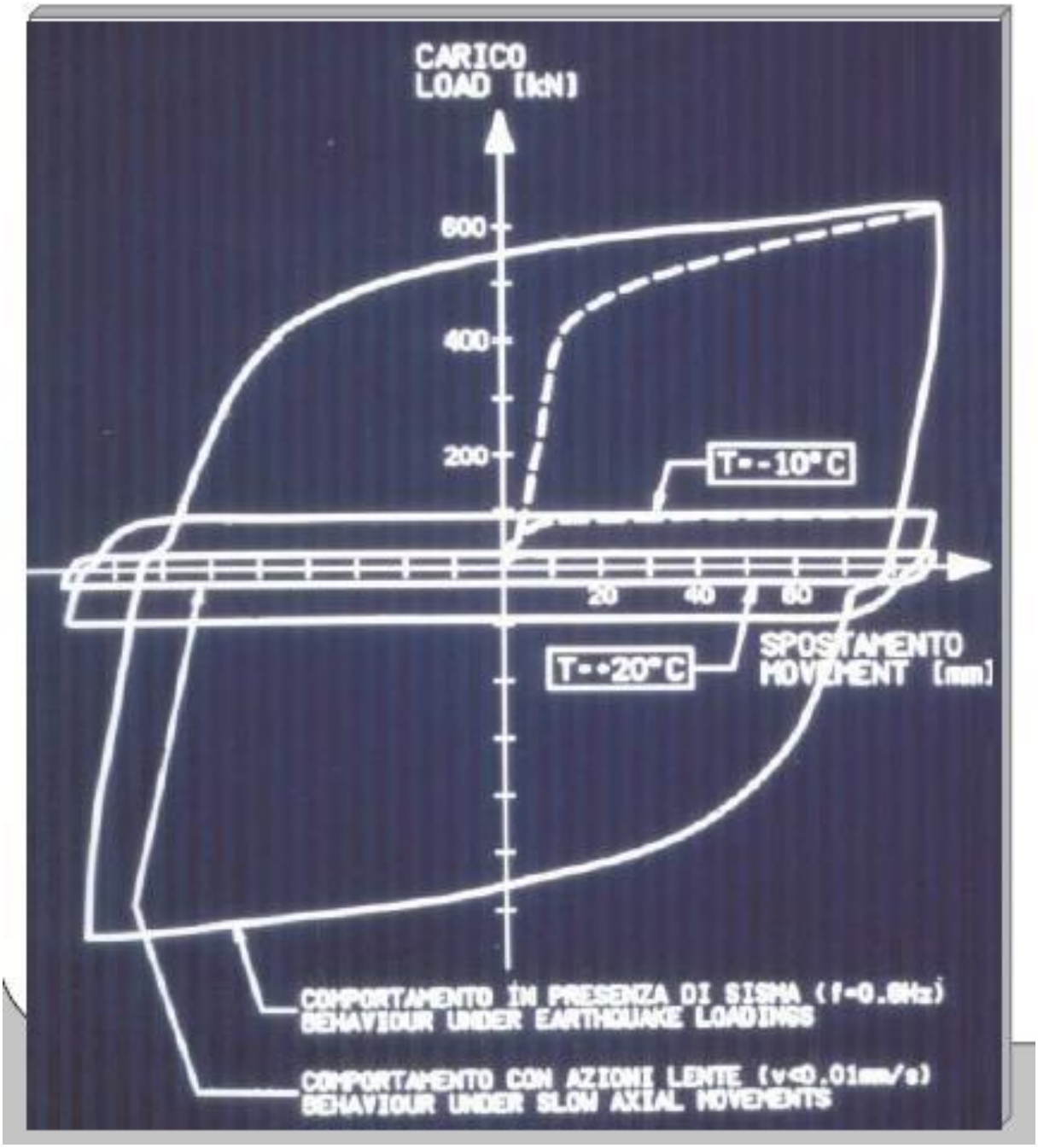


Figure VII.8 : loi de comportement élasto-plastique.

Caractéristiques saillantes :

Avantages :

- capacité d'amortissement élevée;
- déplacement maximal importante, si nécessaire;
- pas de maintenance pour l'appareil fixe PND (entretien minimale)

Inconvients :

- nécessité de maintenance pour les appareils coulissants hydrauliques PNUD
- aucune capacité de recentrage;
- nécessité de remplacer les éléments en acier après un séisme majeur ;
- possibilité de rupture des éléments métalliques après un numéro élevé de cycles.

VII.2.3. Amortisseur (Fluid Viscous Dampers)

Les amortisseurs hydrauliques permettent de dissiper une partie de l'énergie transmise à un ouvrage lors d'un séisme et d'en réduire fortement les effets sur les infrastructures.

Les dispositifs à base de fluide visqueux consentent de réaliser des appareils satisfaisant les lois de dissipation d'énergie les plus exigeantes et sont particulièrement recommandés pour des efforts élevés (accélération séismique importantes) et de faibles courses.

Le fonctionnement de l'appareil est obtenu grâce à un système de valves à ouverture contrôlée; les amortisseurs ne bloquent pas les déplacements très lents comme ceux dus aux mouvements thermiques.

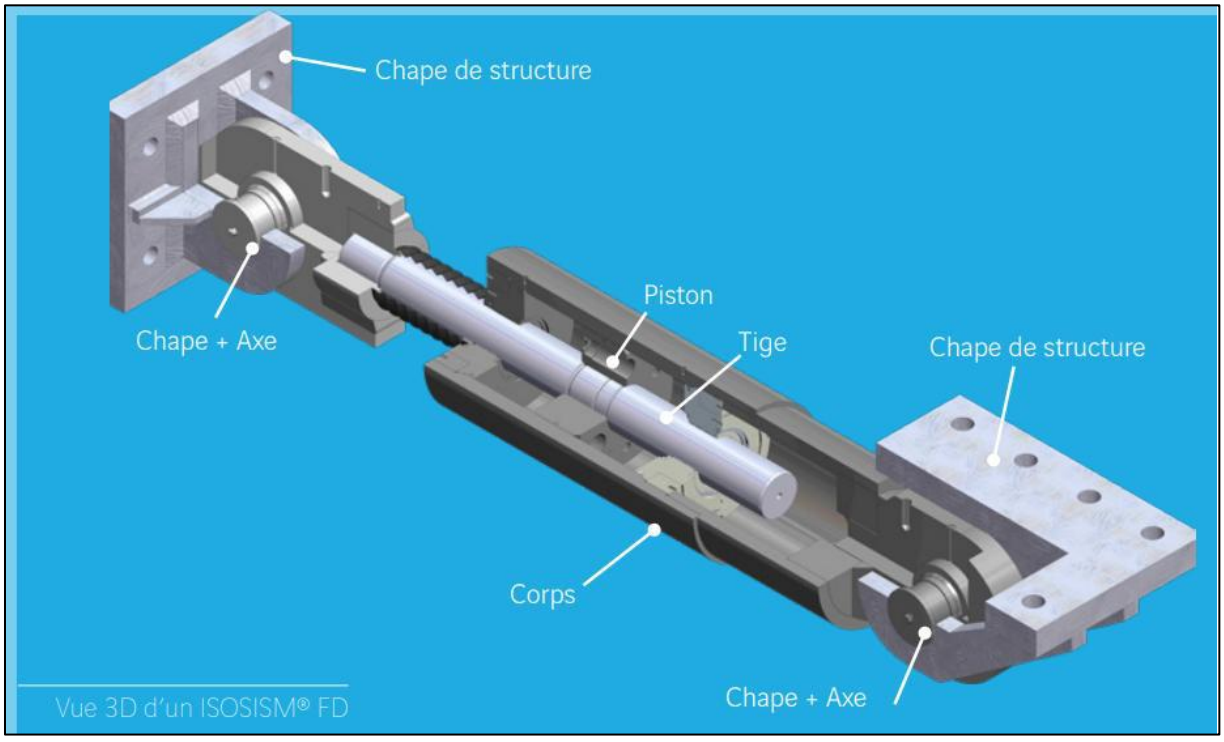


Figure VII.9 : schéma d'un amortisseur hydraulique.

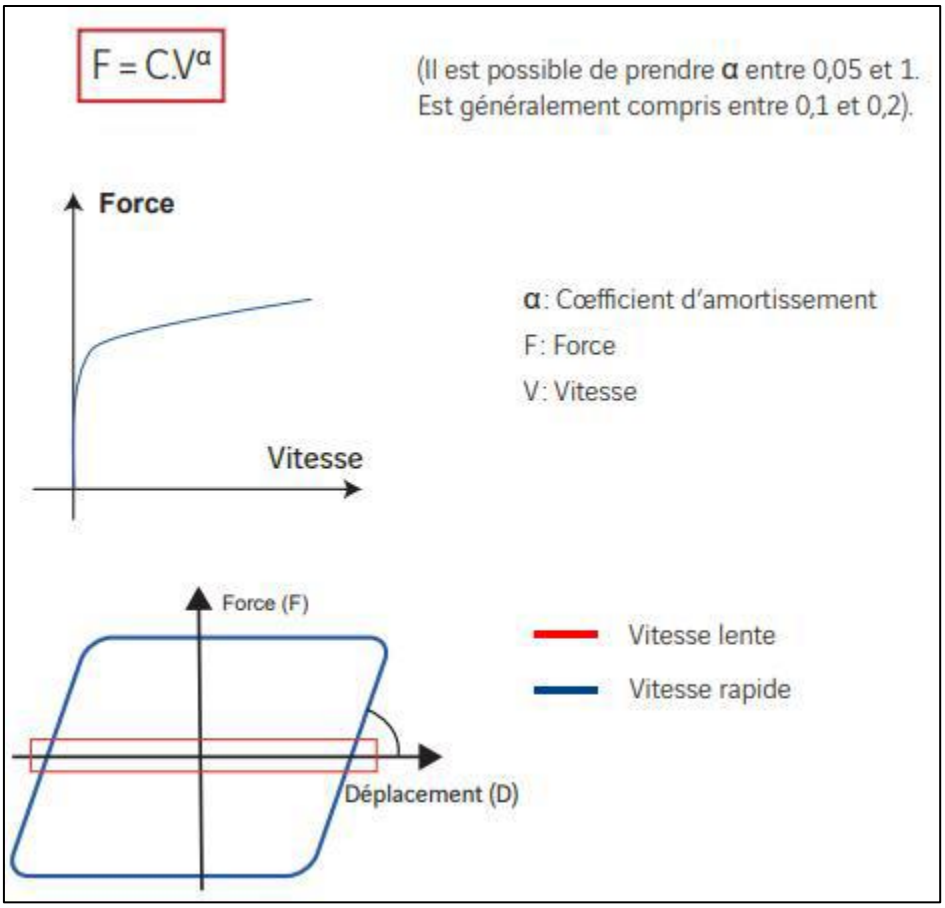


Figure VII.10 : loi de comportement d'un amortisseur.

Caractéristiques saillantes :

Avantages :

- capacité d'amortissement excellente (ξ jusqu'à 35-40 %);
- déplacement maximal importante, si nécessaire;

Inconvients :

- nécessité de maintenance et entretien;
- cout ;
- aucune capacité de recentrage.

VII.2.4. Transmetteurs d'effort (Shock Transmission Unit)

Les transmetteurs d'effort permettent d'augmenter le degré d'hyperstaticité d'un ouvrage de façon à répartir les efforts d'inertie sous séisme entre un plus grand nombre d'éléments

résistants. Ces appareils sont usuellement accouplés à des appareils d'appui classiques unidirectionnels.

Les dispositifs à base de fluide visqueux permettent de réaliser des connecteurs compacts de très forte capacité et efficaces sur quelques millimètres de course, assurant ainsi le transfert des efforts dès les premiers mouvements. Le fonctionnement de l'appareil est assuré par un ou plusieurs obturateurs logés dans le piston.

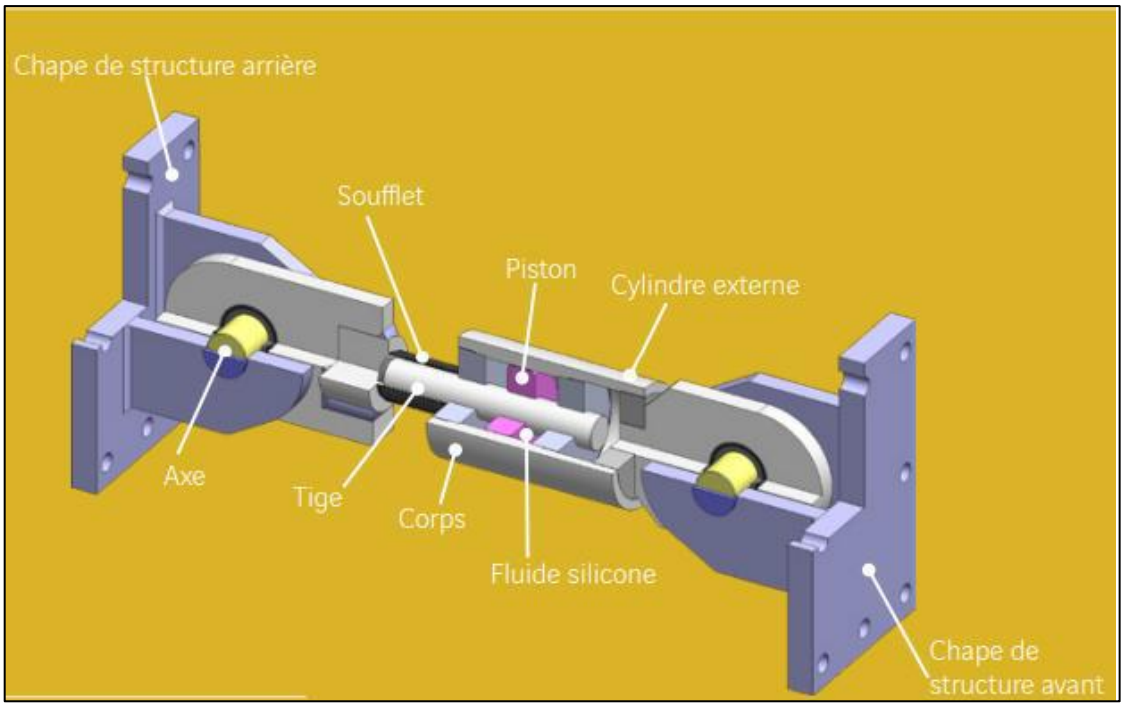


Figure VII.11 : schéma d'un transmetteur d'effort .

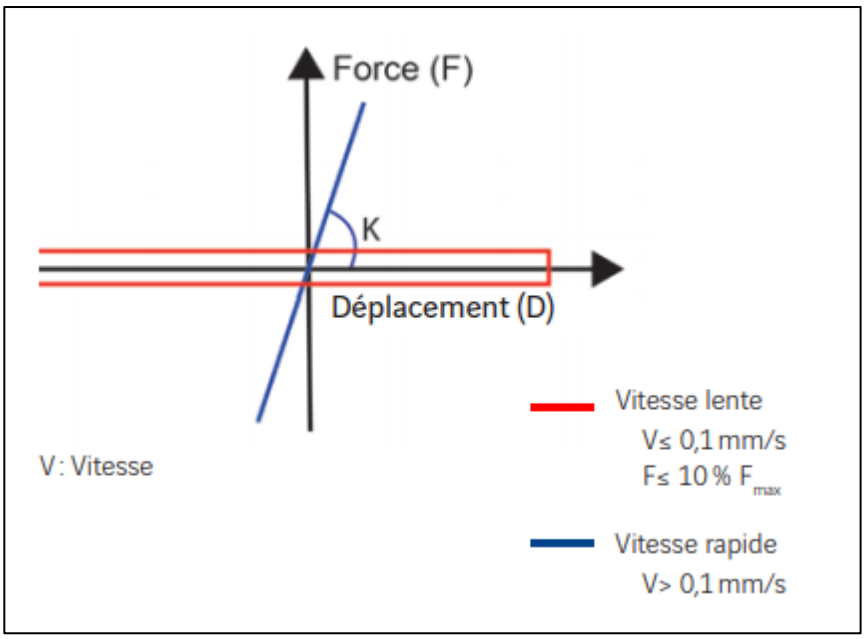


Figure VII.12 : loi de comportement d'un transmetteur d'effort.

Caractéristiques saillantes :

Avantages :

- Le système n'oppose qu'une très faible résistance aux déplacements;
- déplacement maximal importante, si nécessaire;

Inconvients :

- dissipation demandé à l'élasticité des piles;
- nécessité de maintenance et entretien;

VII.2.5. FRICTION PENDULUM

Ces appuis glissant à surface courbe se basent sur le principe de fonctionnement du pendule. Ils permettent les déplacements horizontaux de la structure et le décalage de la période naturelle du pont. La dissipation d'énergie sismique est assurée par friction dynamique entre la surface glissante en acier inoxydable et un matériau glissant spécial de haute performance.

La fonction de recentrage est assurée grâce à la combinaison de la gravité et de la géométrie de l'appareil.

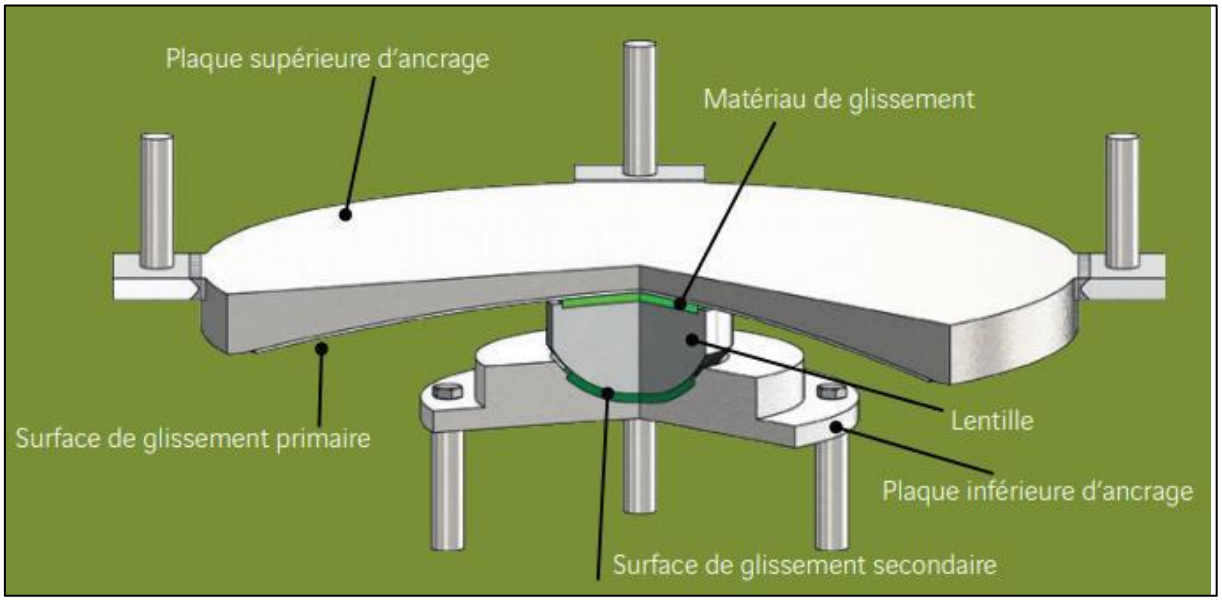


Figure VII.13 : le schéma d'un appariel d'appui type FRICTION PENDULUM.

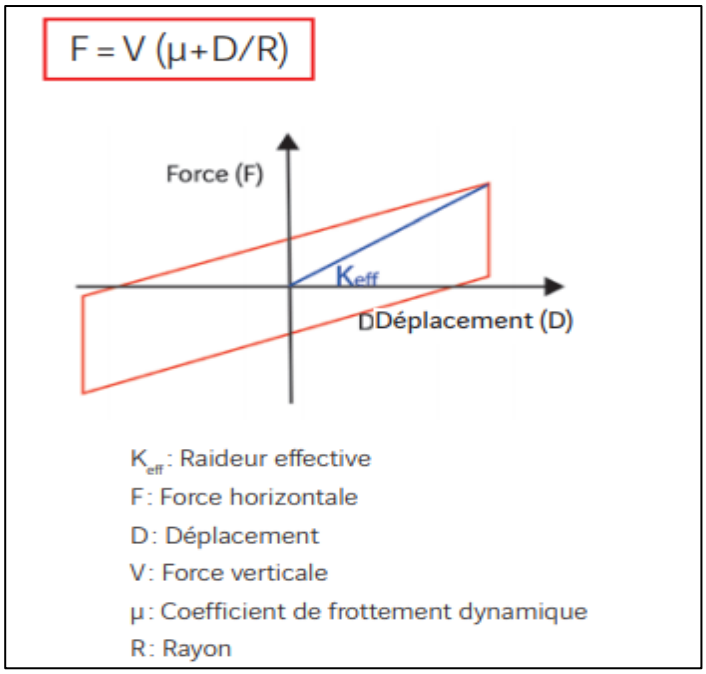


Figure VII.8 : loi de comportement d'un appariel d'appui type FRICTION PENDLUM.

Caractéristiques saillantes :

Avantages :

- capacité d'amortissement excellente (ξ jusqu'à 35-40 %) ;
- déplacement maximal importante, si nécessaire;
- pas de maintenance (entretien minimale);
- bonne capacité de recentrage ;

Inconvients :

- le système oppose une certaine résistance aux déplacements lents (actions thermiques, retrait et fluage);
- pression de contact très élevée dans les dès d'appuis.

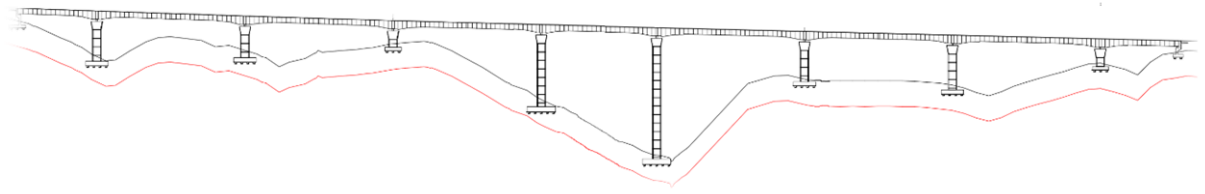
VII.3. CONCLUSION

Pour les viaducs en objet (sismicité moyenne, longueurs 800m > L > 200m) les appareils friction pendulum ont été choisi puisque ils offrent d'après nous les meilleures caractéristiques globales.

En plus les caractéristiques de frottement de l'isolateur sont stables même après des centaines de cycles, comme démontré par beaucoup des test effectués et le comportement ressente d'une façon très limitée si la superficie de contact est sale.

Il s'agit d'un technologie de protection parasismique moderne, bien établie au fil des années, dont nous sommes convaincu de l'efficacité.

CONCLUSION GENERALE



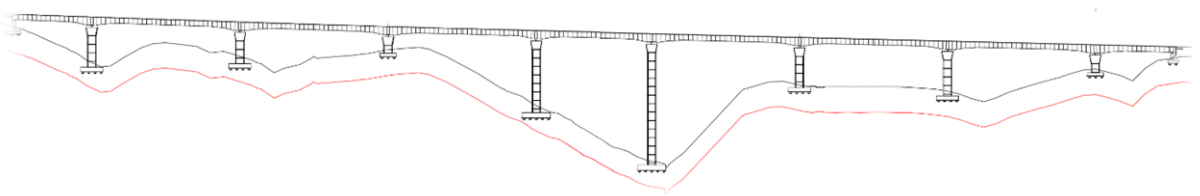
CONCLUSION GENERALE

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 voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place avec hauteur variable, afin de pouvoir économiser la quantité d'acier et de béton nécessaire.
- Le dimensionnement : cette deuxième phase d'étude nous a permis de dimensionner un tablier 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 mémoire, nous a vraiment aidé à développer notre compétences de calcul, renforcer les acquis théoriques, augmenter l'esprit de recherche, maitriser la modélisation, améliorer les dessins techniques, et à enrichir notre bibliothèque en étudiant un pont voussoirs avec hauteur variable. Ce mémoire nous a donné également l'opportunité à s'exercer à appliquer les différents règlements, ce qui nous a appris à vérifier les calculs et la source de chaque relation ou paramètre utilisé. Enfin, il nous restons juste de dire, que ça reste une expérience inoubliable.

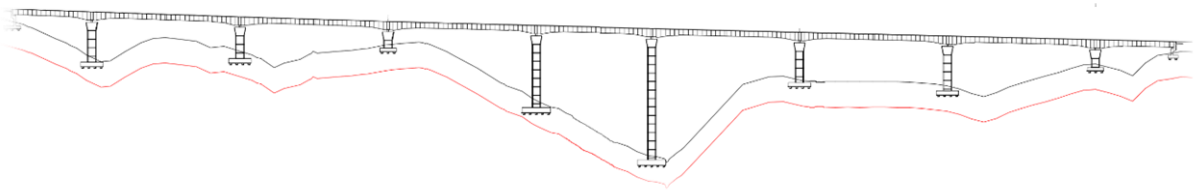
BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

[1] Aurelio Muttoni, Conception et dimensionnement de la précontrainte, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.
[2] 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.
[3] 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.
[4] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
[5] INGEGNERI ZUCCOLO COSTRUZIONI appareil d'appui « FRICTION PENDULUM »
[6] 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.
[7] RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
[8] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie,2008.
[9] 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.
[10] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
[11] 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.
[12] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
[13] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
[14] 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.
[15] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
[16] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.

ANNEXES A



Les sondages de V8

SONDAGES	TYPE	PK	X	Y	PROFONDEUR (m)	OUVRAGE
SCP-21	CAROTTE ET PRESSIO	14+000	581.312	4.060.032	25,5	V3
SC-23	CAROTTÉ	14+300	581.149	4.059.815	24,1	V3
SCP24	CAROTTÉ ET PRESSIO	14+500	581.076	4.059.653	20	V3
SC-26	CAROTTÉ	14+950	581.010	4.059.206	25,5	V3
SC-27	CAROTTÉ	15+100	581.030	4.059.055	20	DÉBLAI
SC-70	CAROTTE	15+400	581.049	4.058.768	30	DÉBLAI
SCP-32	CAROTTÉ ET PRESSIO	19+000	579.677	4.055.859	15	V8
SC-99	CAROTTE	19+600	579.197	4.055.697	30	DÉBLAI
SC-100	CAROTTÉ	19+150	579.199	4.055.777	30	DÉBLAI
SCP-101	CAROTTÉ ET PRESSIO	19+600	579.197	4.055.697	35,8	DÉBLAI

Sondage	PK	Unité	Prof. (m)	Ep (bars)	Pl (bars)	Ep/Pl
		$T1_M$	10,0	189,45	18,44	18,44
		$T1_M$	15,5	504,53	43,64	43,64
		$T1_{Mf}$	20,0	700,59	68,88	68,88
SCP-32	19+000	$T1_S$	3,4	128,08	12,48	3,39
		$T1_S$	8,0	94,41	12,39	5,81
		$T1_S$	13,5	73,89	11,22	6,46

SCP-101	19+600	PR-SCH	5,0	74,99	18,18	15,64
		PR-SCH	10,0	130,63	28,58	18,35
		PR-SCH	15,0	178,01	18	16,21
		PR-SCH	20,0	292,74	34,57	20,53
		PR-SCH	25,0	273,03	39,66	24,71
		PR-SCH	30,0	276,13	39,81	22,23
		PR-SCH	35,0	327,78	42,23	21,91

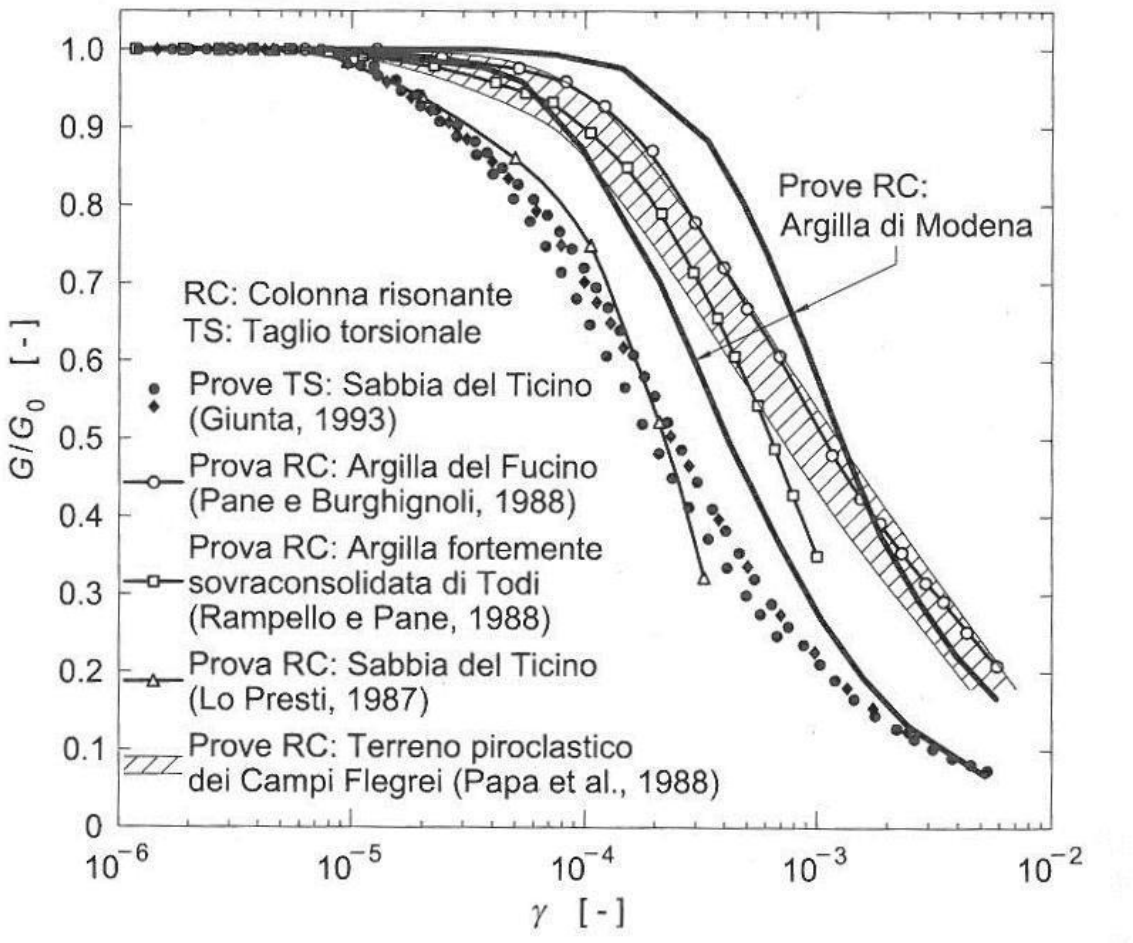


Figure A.1 : variation de module de cisaillement de sol en fonction de la déformation (Lancellotta 2012).

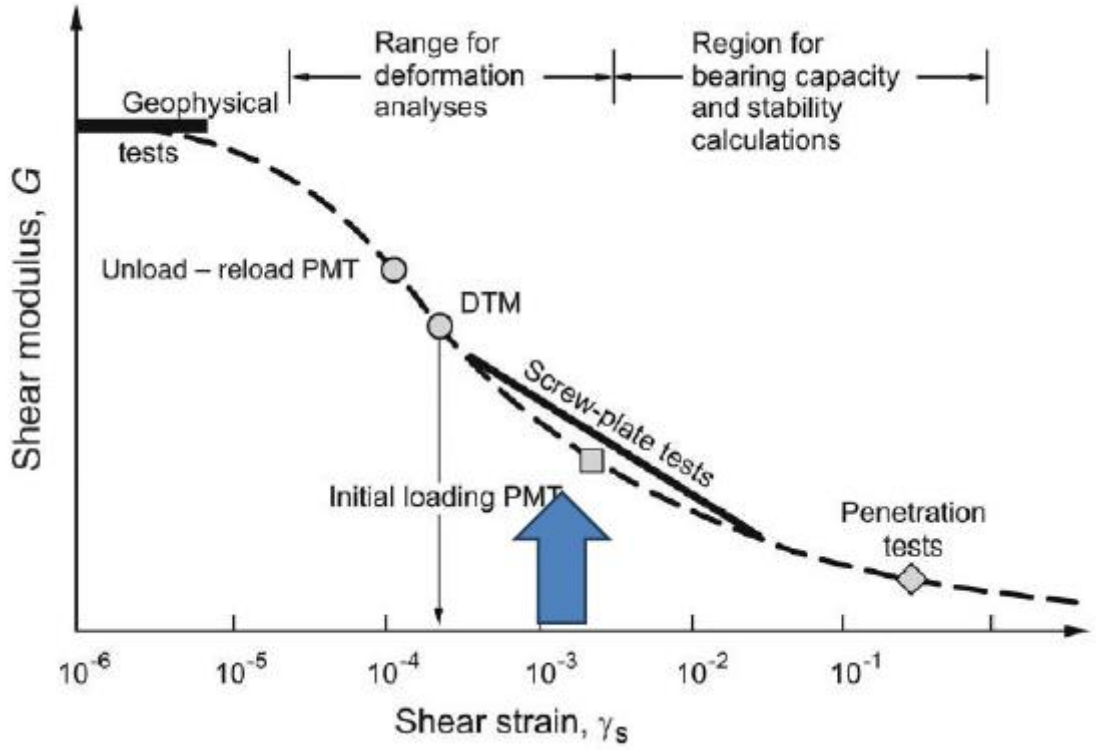


Figure A.2 : variation de module de cisaillement de sol en fonction de la déformation et différents essais sur site (Mayne 2001).

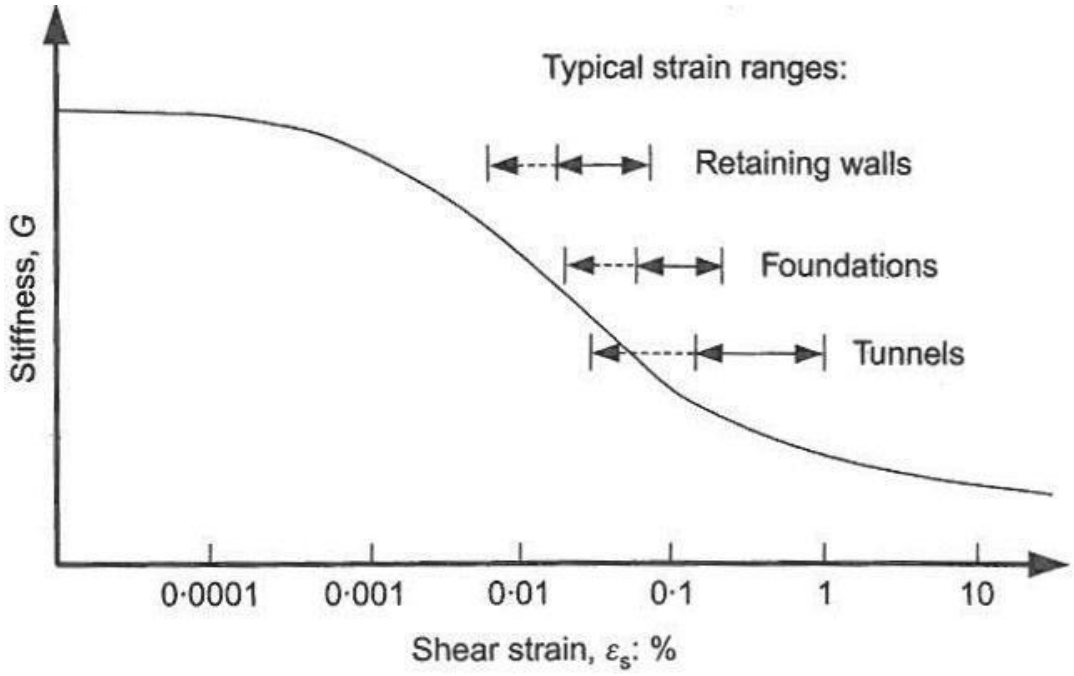
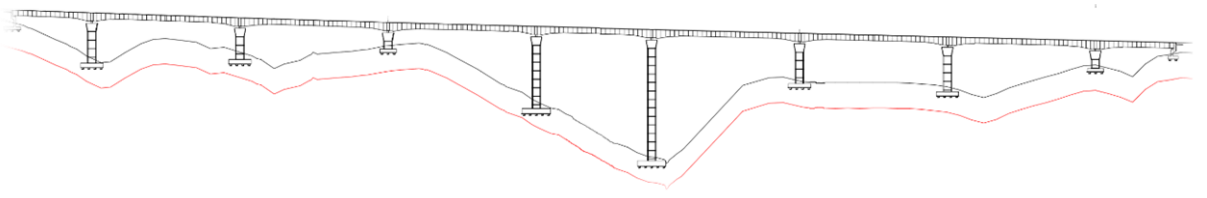


Figure A.3 : variation de module de cisaillement de sol en fonction de la déformation (MAIR,1993).

ANNEXES B



Diagrammes des efforts internes du fléau

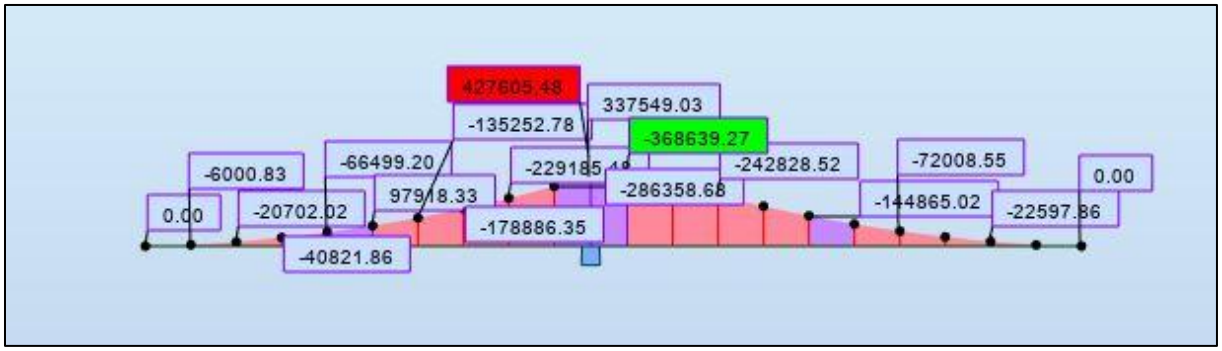


Figure B.1 : Moment fléchissant maximal sous combinaison (A1).

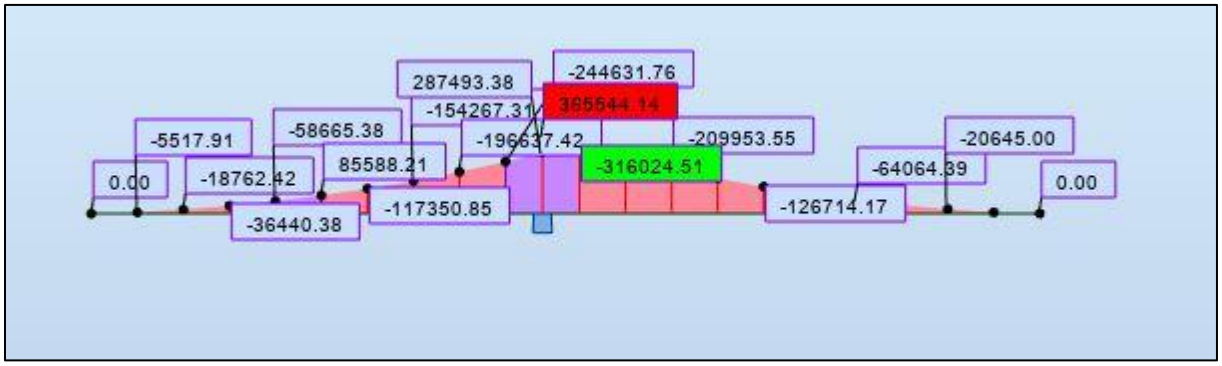


Figure B.2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (A2).

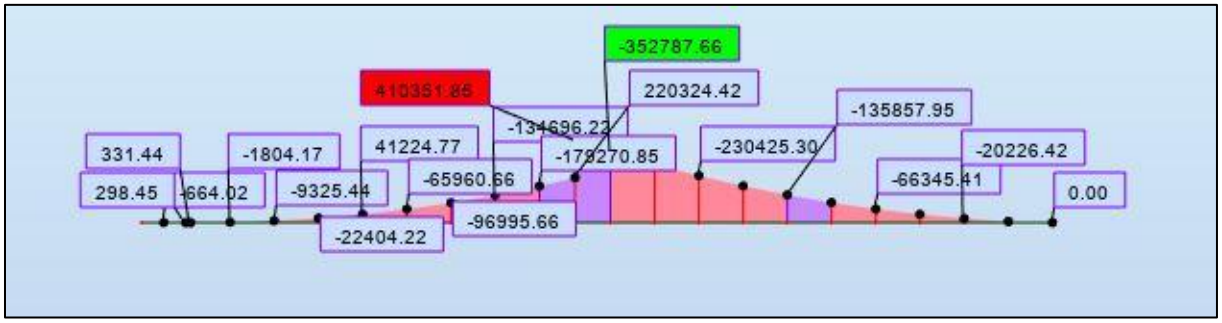


Figure B.3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (B1).

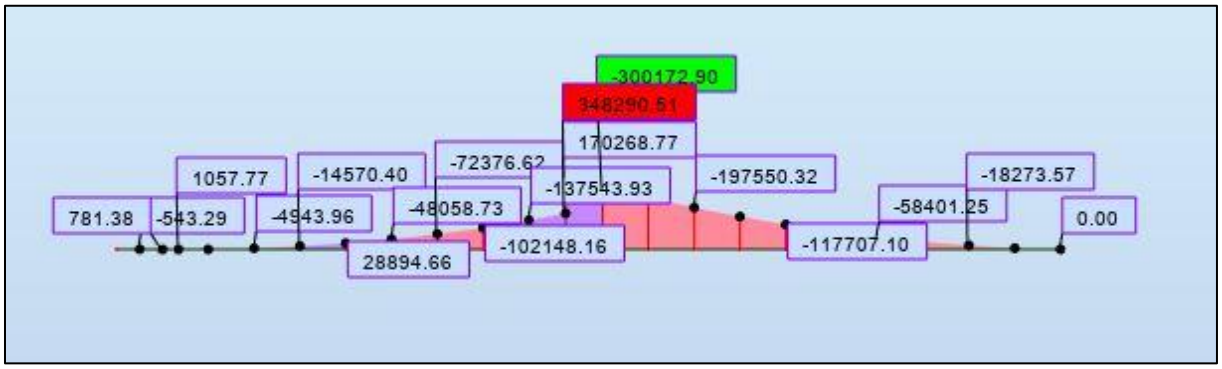


Figure B.4 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (B2).

Diagrammes des efforts internes longitudinaux

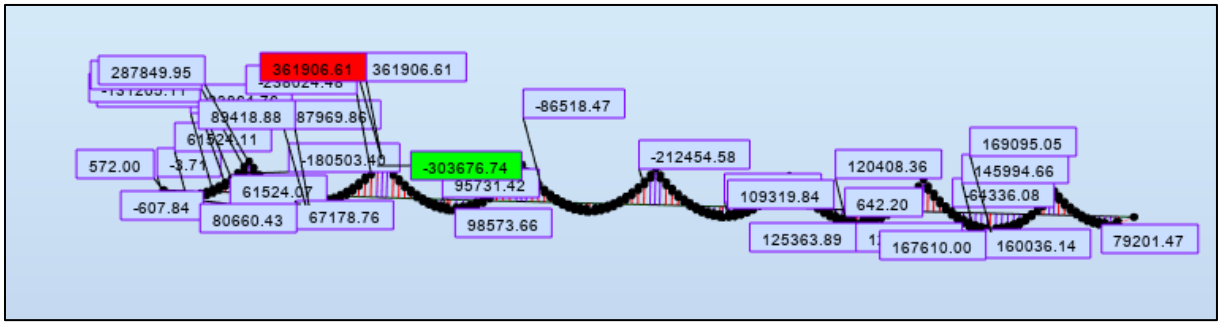


Figure B.5 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

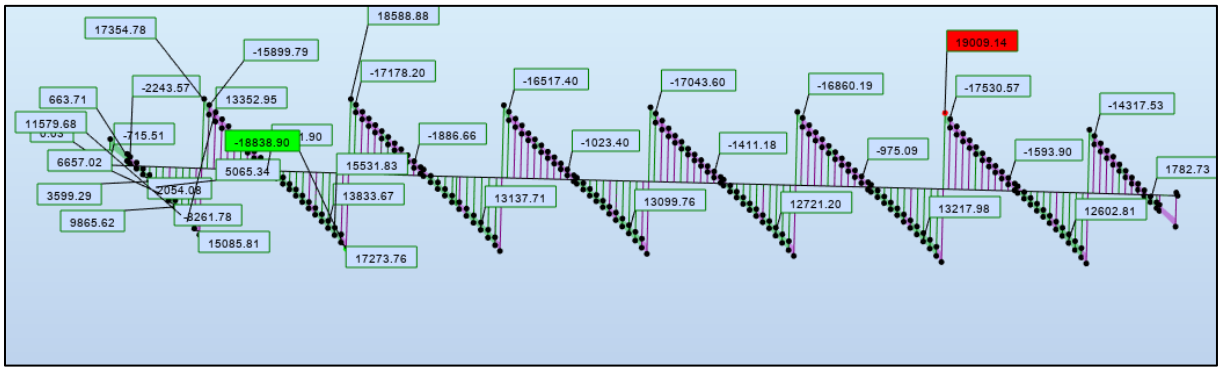


Figure B.6 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

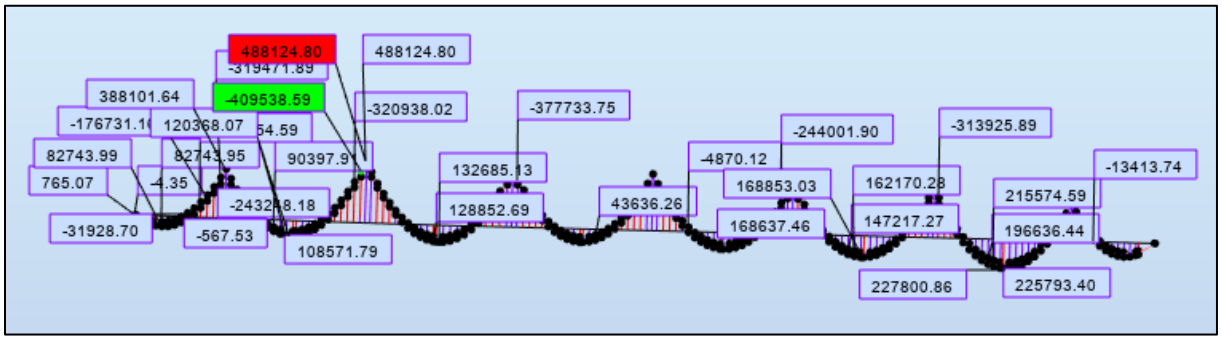


Figure B.7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

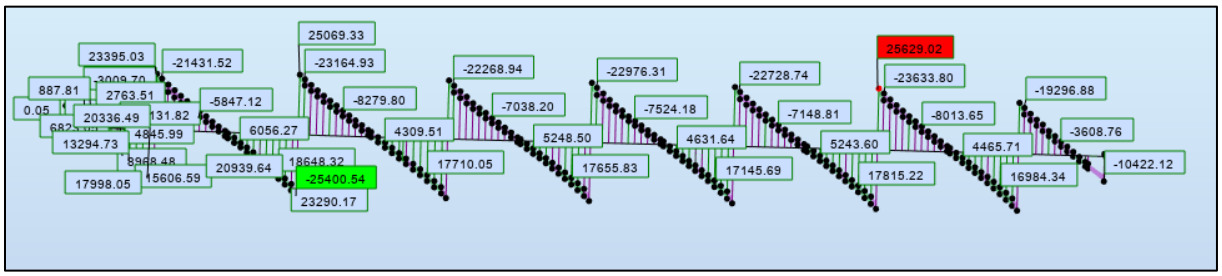


Figure B.8 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

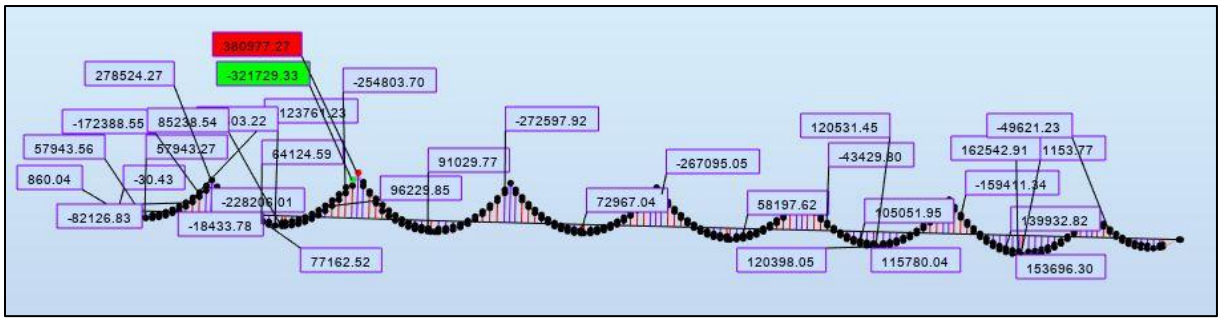


Figure B.9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt

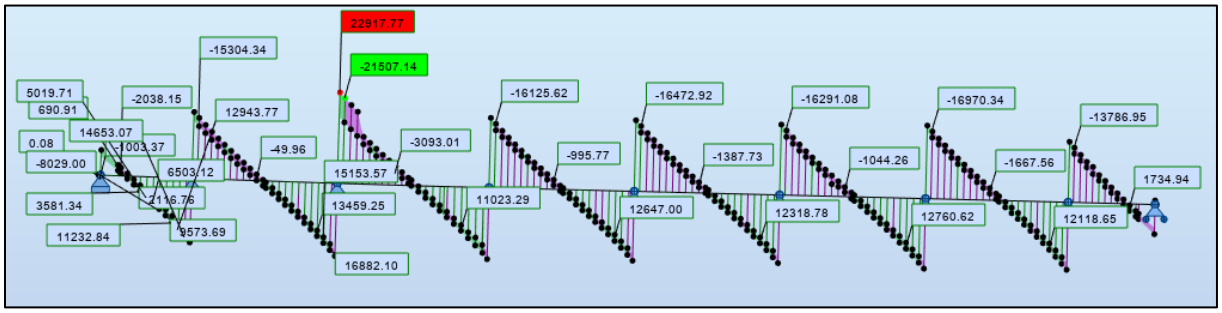


Figure B.10 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt

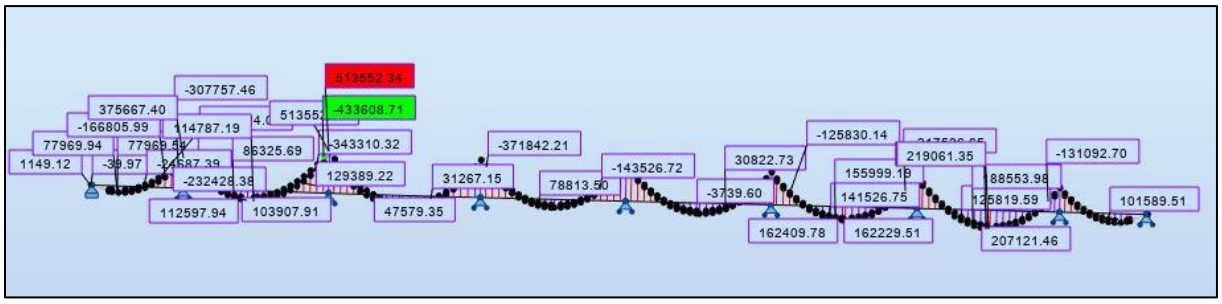


Figure B.11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt

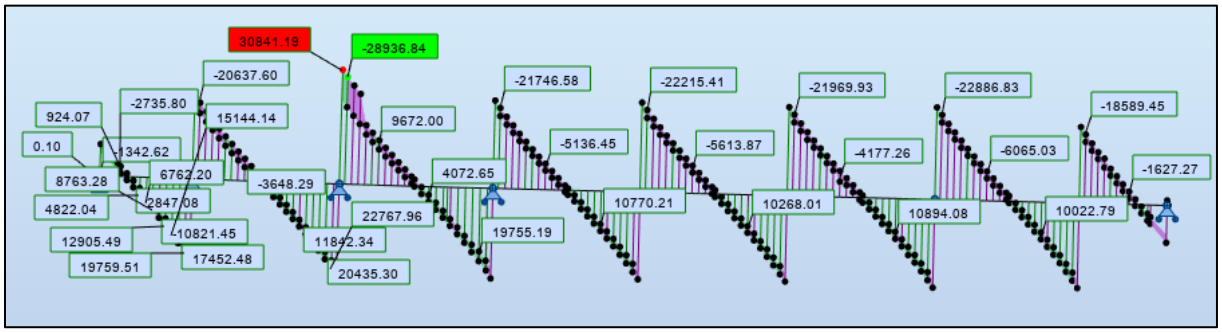


Figure B.12 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt

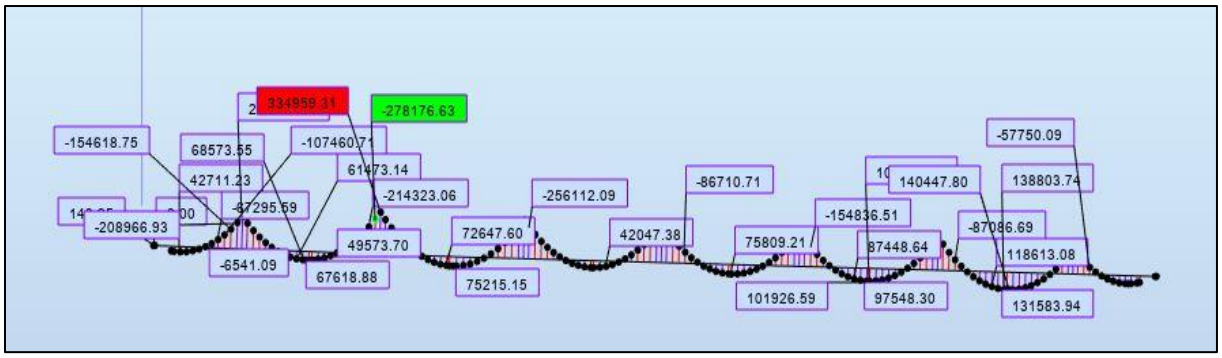


Figure B.13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120

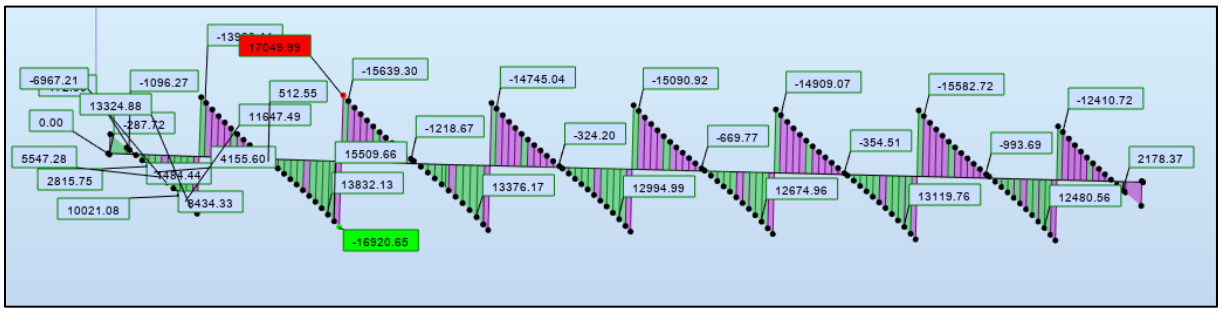


Figure B.14 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120

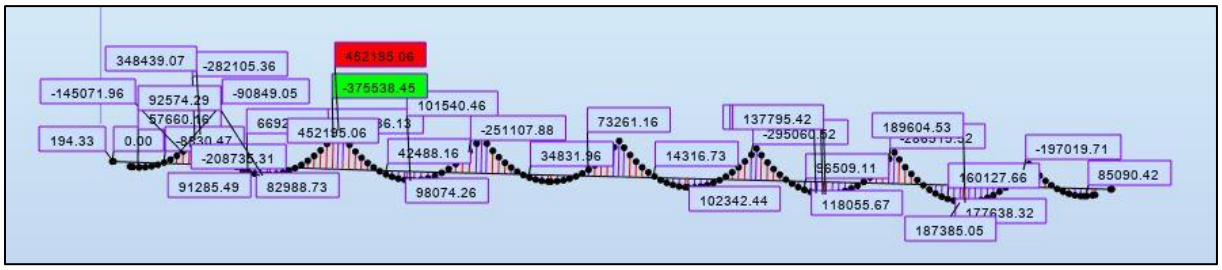


Figure B.15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

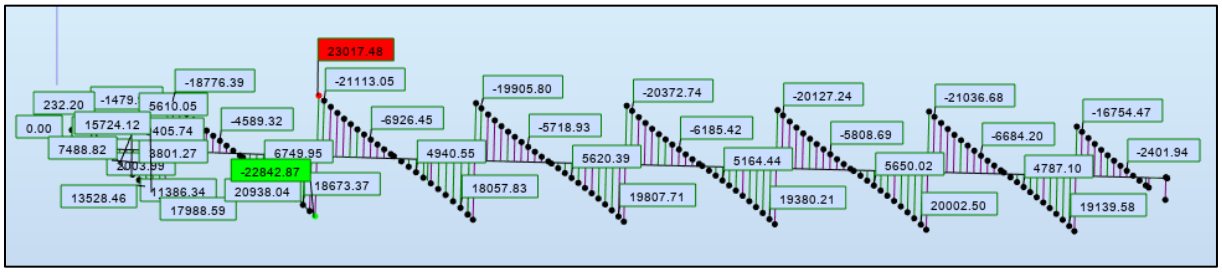


Figure B.16 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

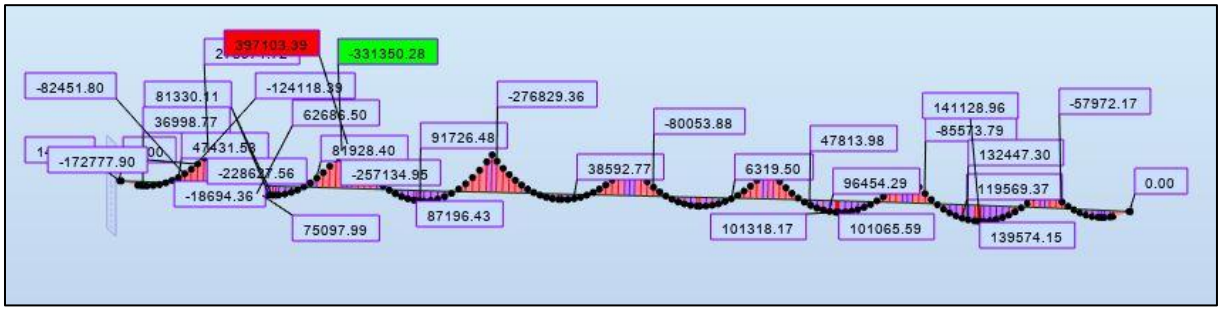


Figure B.17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

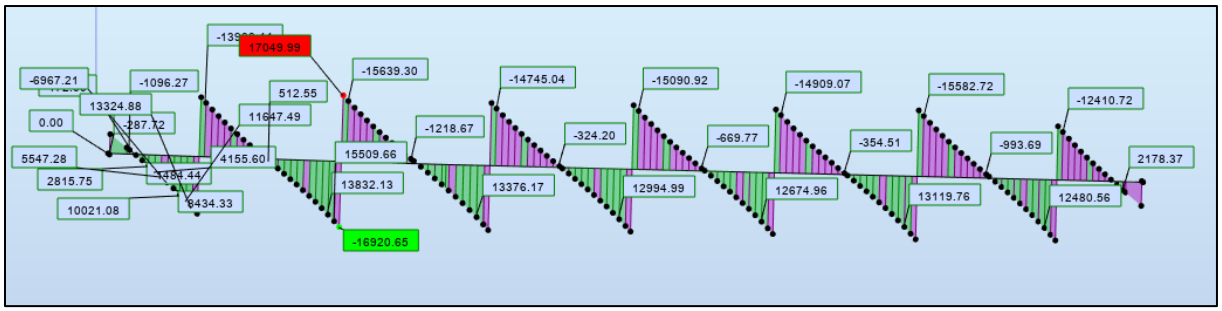


Figure B.18 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

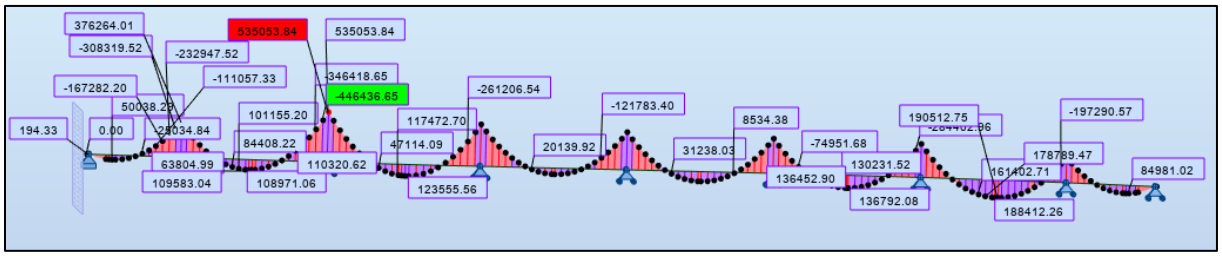


Figure B.19 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

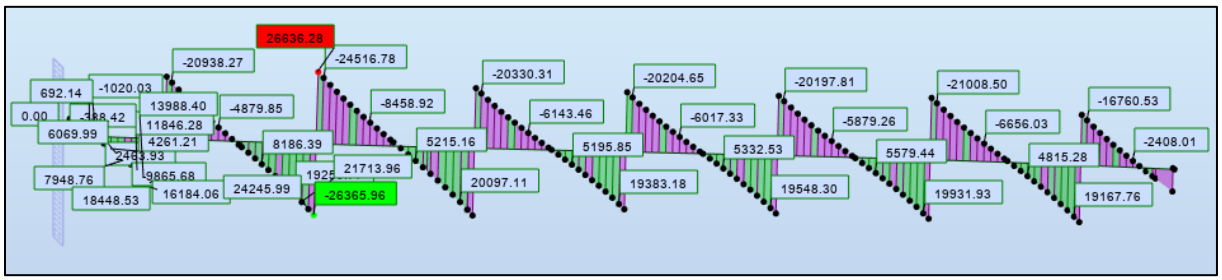


Figure B.20 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

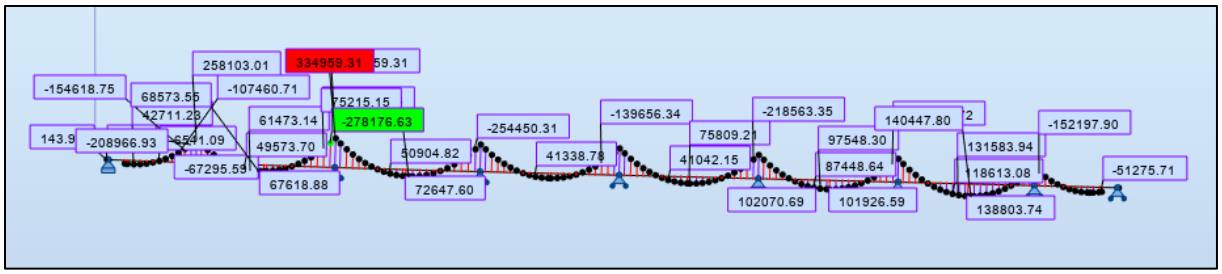


Figure B.21 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

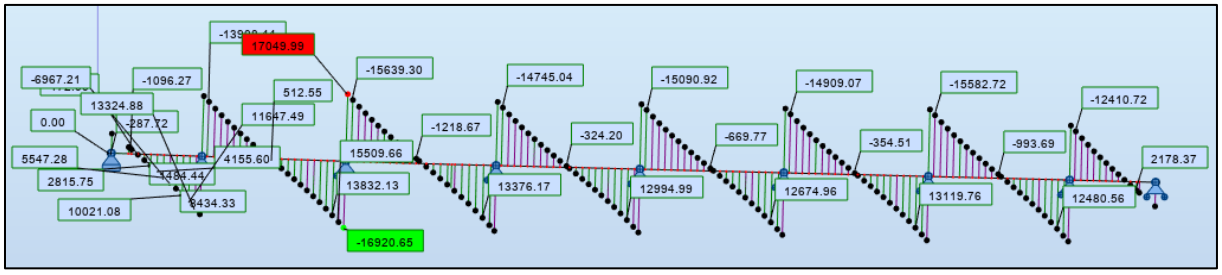


Figure B.22 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

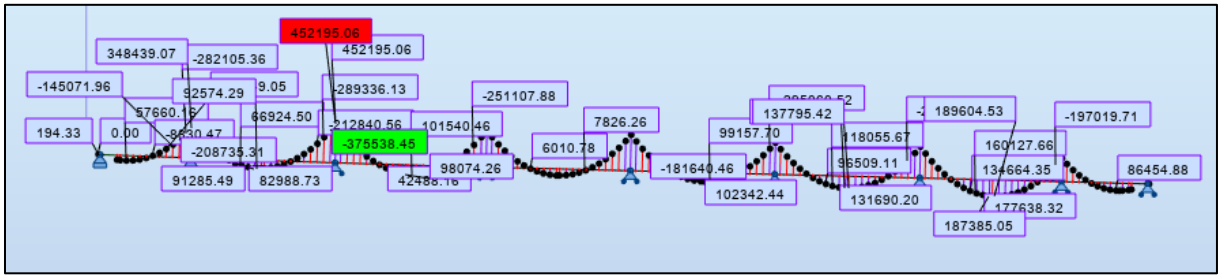


Figure B.23 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

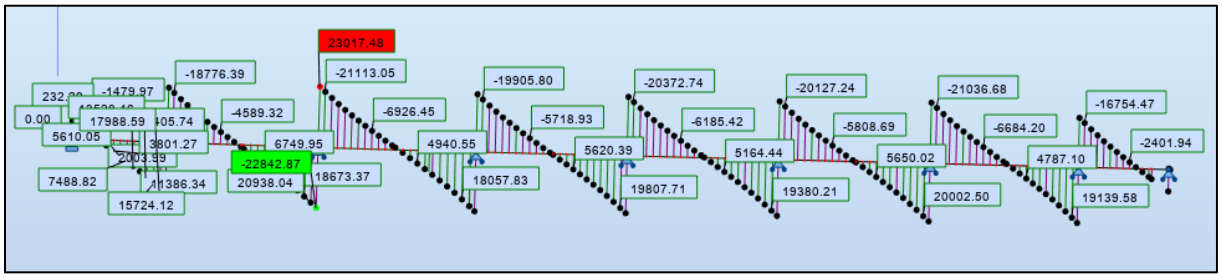


Figure B.24 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

Diagrammes des efforts internes transversaux de VSP

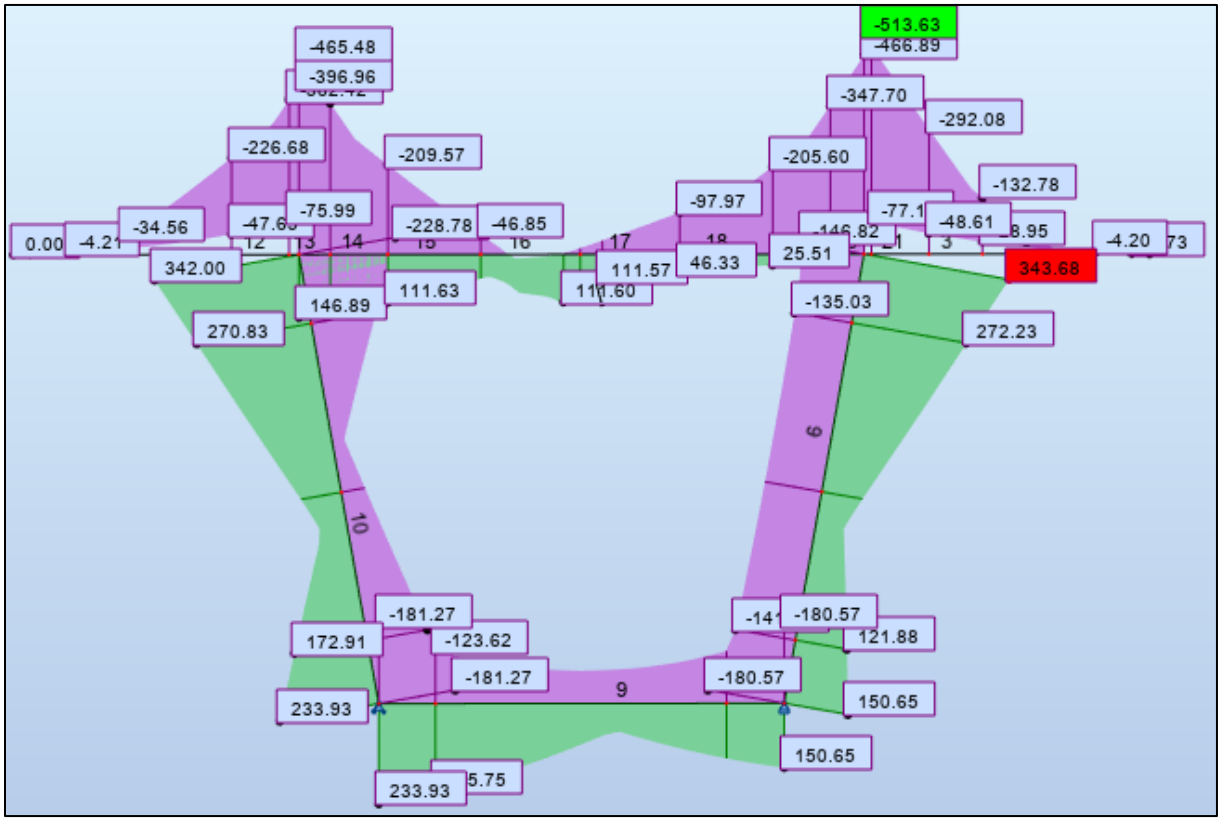


Figure B.25 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt2

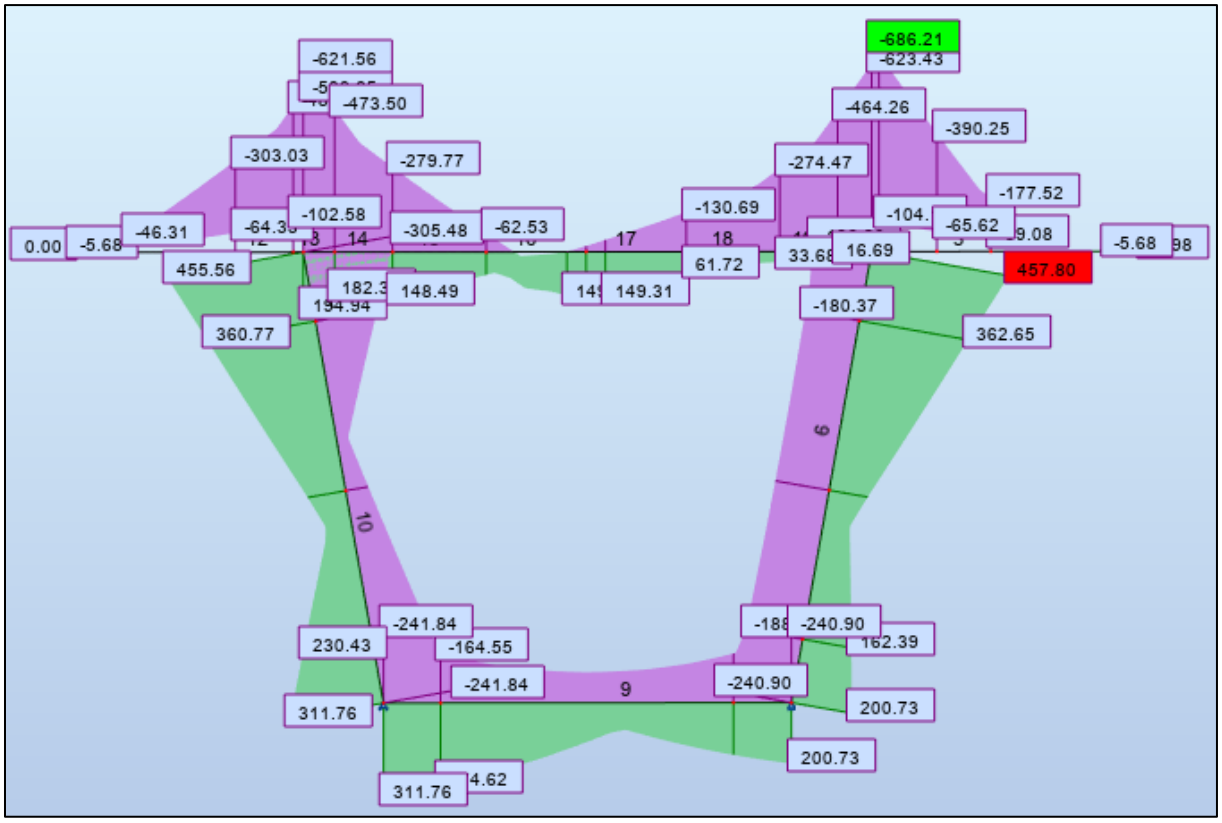


Figure B.26 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

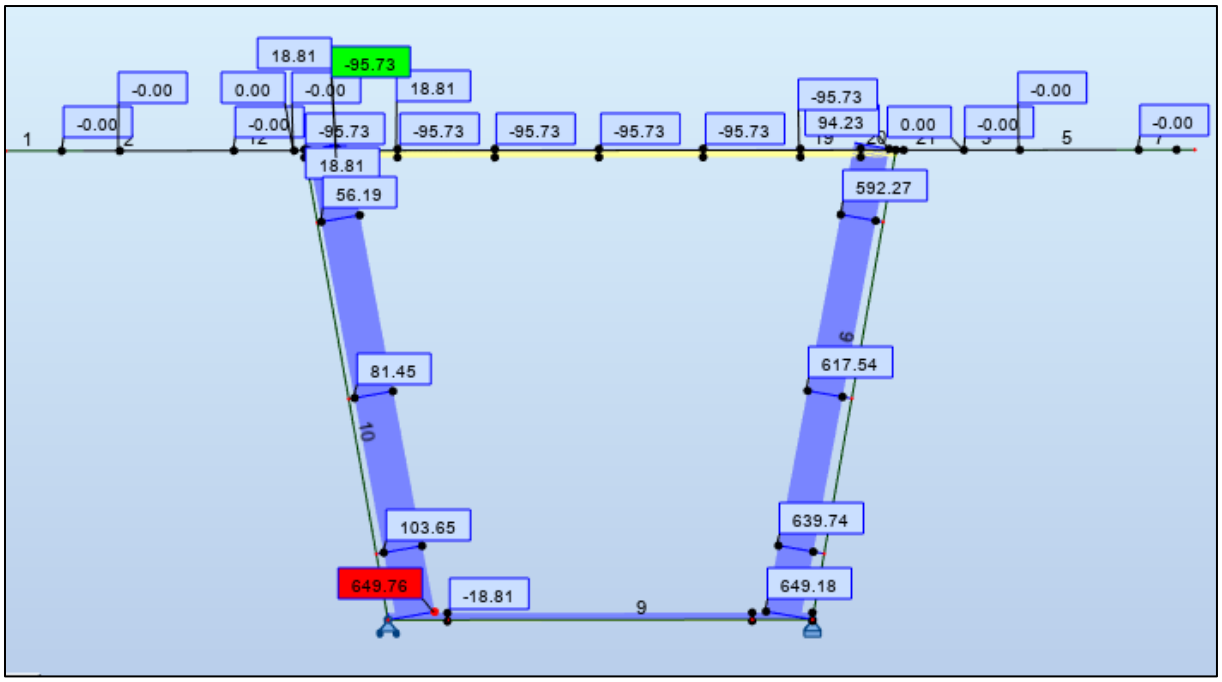


Figure B.27 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison G+1.2Bt2.

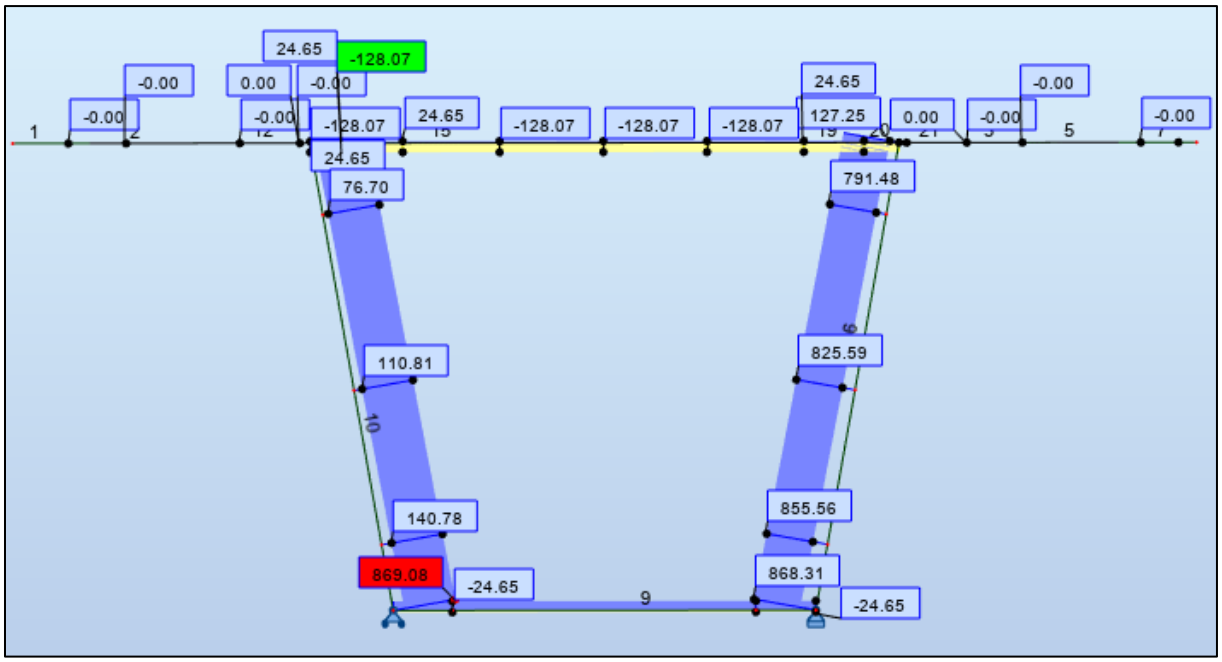


Figure B.28 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

Diagrammes des efforts internes transversaux de VC

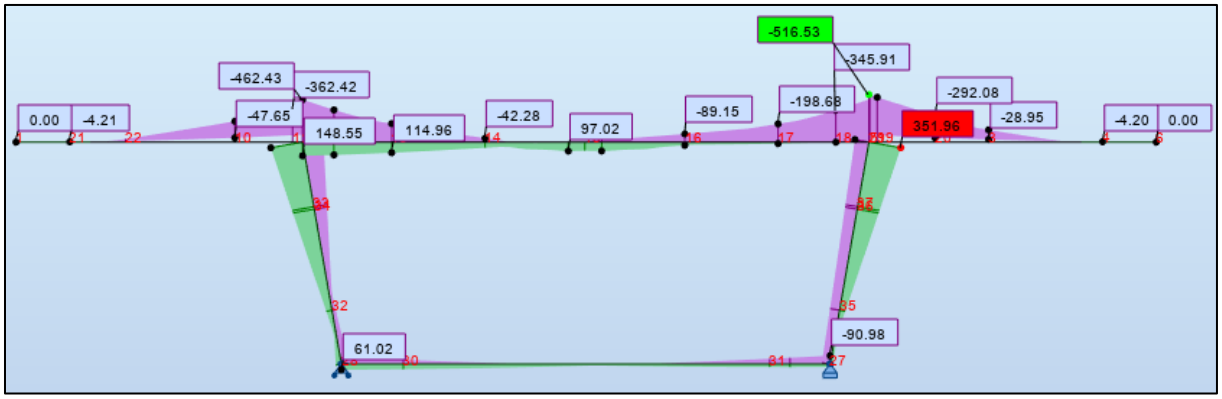


Figure B.29 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt2.

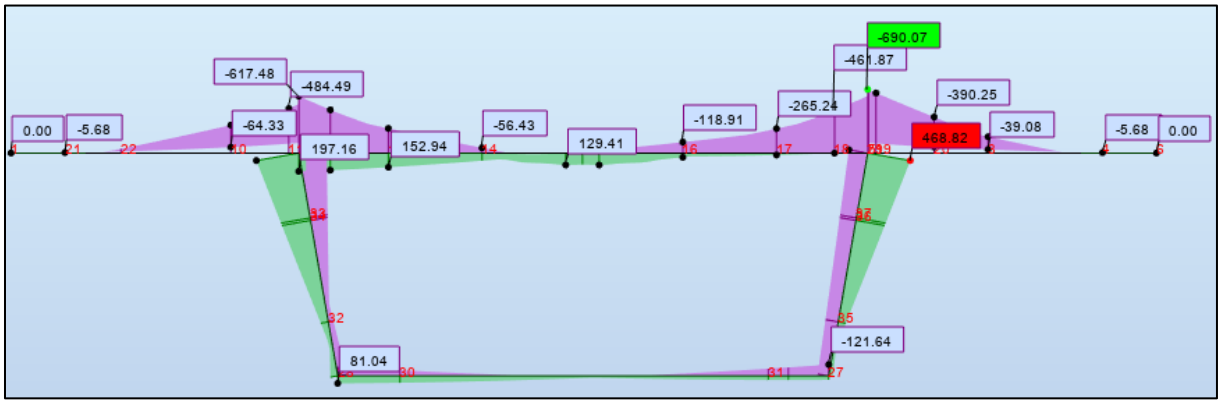


Figure B.30 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

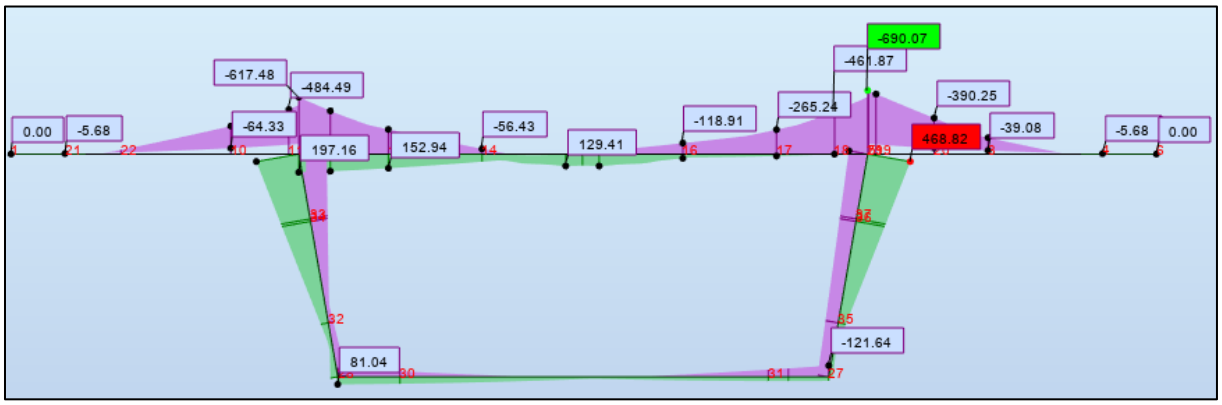


Figure B.31 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bc2.

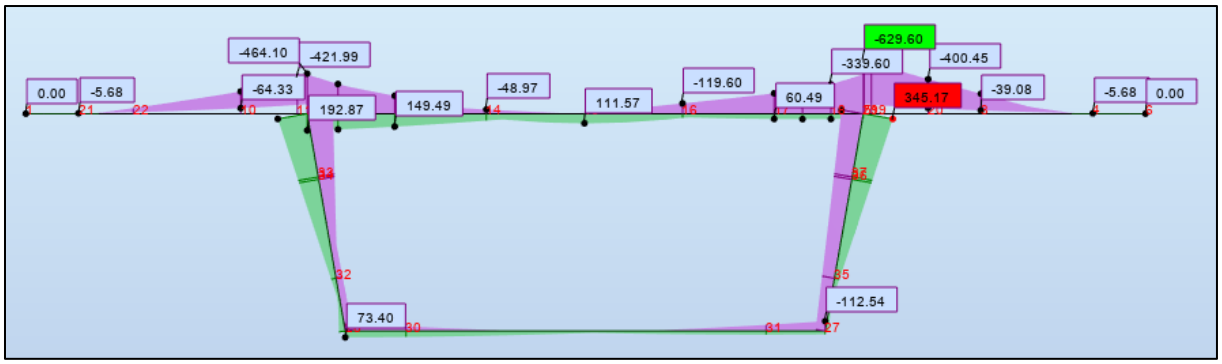


Figure B.32 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2.

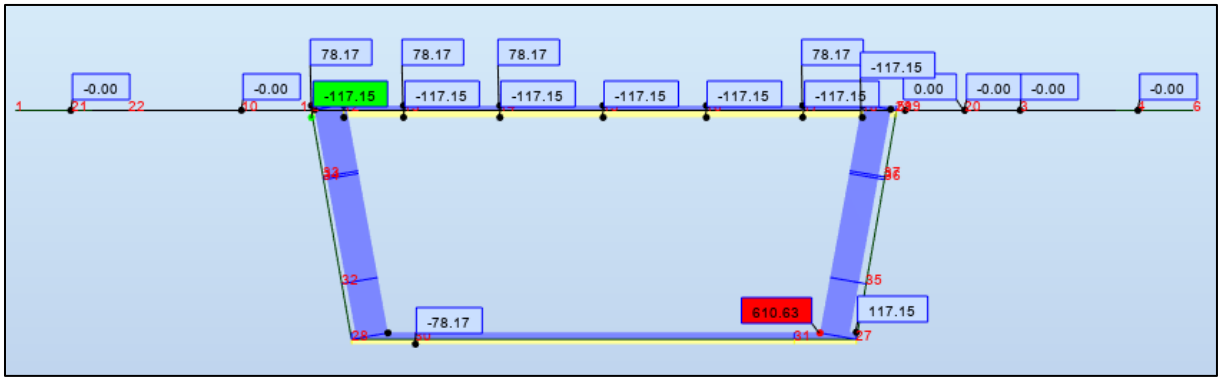


Figure B.33 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison G+1.2Bt2.

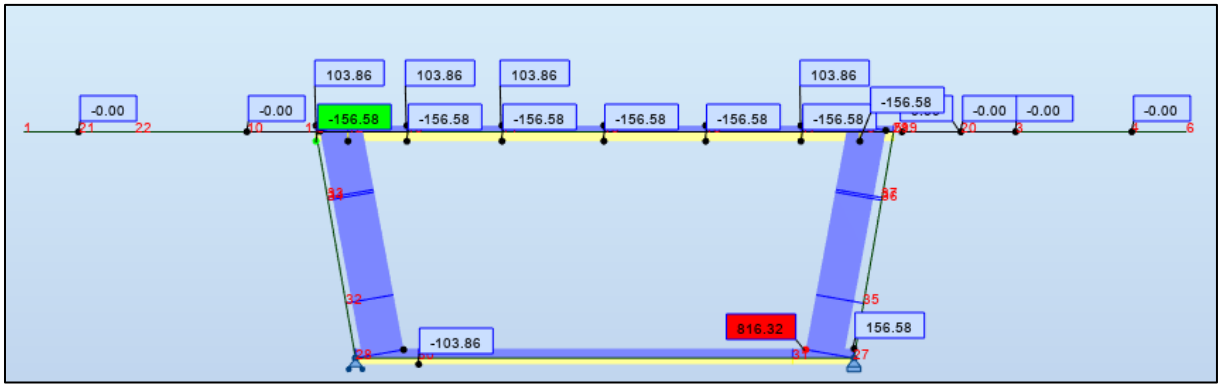


Figure B.34 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

ANNEXES C

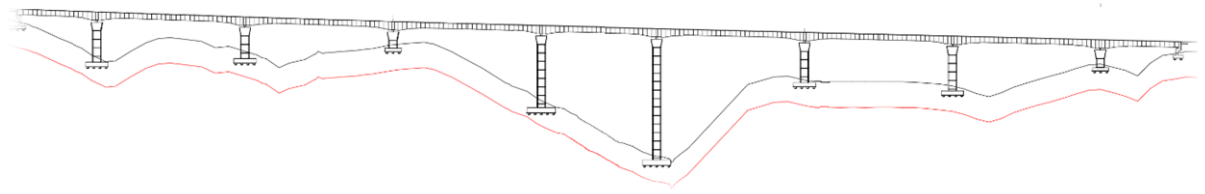


Tableau C.1: L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale.

Voussoirs	ei (m)	Câbles	d (m)	L (m)	d0	d1	Ri(m)	α (rad)	Equation
	Cas de 15 cm en haut								
		C1-2-4		4,35	0,35	0,84	19,31	0,2216	0,35 +0,0259 x^2
		C5-9-7-11		4,35	0,15	0,84	13,71	0,3072	0,15 +0,0365 x^2
		C3-6-8-10		4,35	0,15	0,5	27,03	0,1596	0,15 +0,0185 x^2
	Cas de 15 cm en bas								
V3	0,5205	C11	0,53	4,35	0,15	1,05	10,51	0,3925	0,15 +0,0476 x^2
V4	0,462	C10	0,2	4,35	0,15	0,66	18,48	0,2312	0,15 +0,0271 x^2
	0,462	C9	0,53	4,35	0,15	0,99	11,24	0,3694	0,15 +0,0445 x^2
V5	0,4125	C8	0,2	4,35	0,15	0,61	20,46	0,2095	0,15 +0,0244 x^2
	0,4125	C7	0,53	4,35	0,15	0,94	11,94	0,3494	0,15 +0,0419 x^2
V6	0,372	C6	0,2	4,35	0,15	0,57	22,42	0,1916	0,15 +0,0223 x^2
	0,372	C5	0,53	4,35	0,15	0,90	12,58	0,3329	0,15 +0,0397 x^2
V7	0,3405	C4	0,53	4,35	0,35	0,87	18,18	0,2349	0,35 +0,0275 x^2
V8	0,318	C3	0,2	4,35	0,15	0,52	25,71	0,1676	0,15 +0,0194 x^2
	0,318	C2	0,53	4,35	0,35	0,85	19,00	0,2251	0,35 +0,0263 x^2
V9	0,3045	C1	0,53	4,35	0,35	0,83	19,53	0,2192	0,35 +0,0256 x^2
V10		pas de déviation							
VC									
V10									
V9	0,3045	C2	0,53	4,35	0,35	0,83	19,53	0,2192	0,35 +0,0256 x^2
	0,3045	C3	0,2	4,35	0,15	0,50	26,69	0,1616	0,15 +0,0187 x^2
V8	0,318	C4	0,53	4,35	0,35	0,85	19,00	0,2251	0,35 +0,0263 x^2
V7	0,3405	C5	0,53	4,35	0,15	0,87	13,13	0,3199	0,15 +0,0381 x^2
	0,3405	C6	0,2	4,35	0,15	0,54	24,23	0,1776	0,15 +0,0206 x^2
V6	0,372	C7	0,53	4,35	0,15	0,90	12,58	0,3329	0,15 +0,0397 x^2
	0,372	C8	0,2	4,35	0,15	0,57	22,42	0,1916	0,15 +0,0223 x^2
V5	0,4125	C9	0,53	4,35	0,15	0,94	11,94	0,3494	0,15 +0,0419 x^2
	0,4125	C10	0,2	4,35	0,15	0,61	20,46	0,2095	0,15 +0,0244 x^2
V4	0,462	C11	0,53	4,35	0,15	0,99	11,24	0,3694	0,15 +0,0445 x^2
	0,462	C12	0,2	4,35	0,15	0,66	18,48	0,2312	0,15 +0,0271 x^2

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
	Cas de 15 cm en haut								
		C1-2-3		4,4	0,35	0,8400	19,755	0,2192	0,35 +0,0253 x^2
		C5		4,4	0,15	0,84	14,029	0,3039	0,15 +0,0356 x^2
		C4-6		4,4	0,15	0,5	27,657	0,1578	0,15 +0,0181 x^2
		C3		5,9	0,35	0,84	35,52	0,1646	0,35 +0,0141 x^2
		C5		5,9	0,15	0,84	25,225	0,2298	0,15 +0,0198 x^2
		C4-6		5,9	0,15	0,5	49,729	0,1181	0,15 +0,0101 x^2
	Cas de 15 cm en bas								
1/2 VSC	0,3000	C6	0,2	5,9	0,15	0,5000	49,729	0,1181	0,15 +0,0101 x^2
	0,3000	C5	0,53	5,9	0,15	0,8300	25,596	0,2266	0,15 +0,0195 x^2
1/2 VSC	0,3000	C4	0,2	5,9	0,15	0,5000	49,729	0,1181	0,15 +0,0101 x^2
	0,3000	C3	0,53	5,9	0,35	0,8300	36,26	0,1613	0,35 +0,0138 x^2
V10	0,3000	C2	0,53	4,4	0,35	0,8300	20,167	0,2148	0,35 +0,0248 x^2
V9	0,3045	C1	0,53	4,4	0,35	0,8345	19,979	0,2168	0,35 +0,0250 x^2

V8	**0,318**	**pas de déviation**								
V7	**0,3405**	**C1**	**0,53**	**4,4**	**0,35**	**0,8705**	**18,598**	**0,2323**	**0,35**	**+0,0269 x^2**
V6	**0,372**	**C2**	**0,53**	**4,4**	**0,35**	**0,9020**	**17,536**	**0,2458**	**0,35**	**+0,0285 x^2**
V5	**0,4125**	**C3**	**0,53**	**4,4**	**0,35**	**0,9425**	**16,338**	**0,2631**	**0,35**	**+0,0306 x^2**
	0,4125	**C4**	**0,2**	**4,4**	**0,15**	**0,6125**	**20,93**	**0,2072**	**0,15**	**+0,0239 x^2**
V4	**0,462**	**C5**	**0,53**	**4,4**	**0,15**	**0,9920**	**11,496**	**0,3655**	**0,15**	**+0,0435 x^2**
	0,462	**C6**	**0,2**	**4,4**	**0,15**	**0,6620**	**18,906**	**0,2287**	**0,15**	**+0,0264 x^2**

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	Cables	L	θ(rad)=θad+θd	θd(rad)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
7,85	C1	4,35	0,0000	0,0000	34,63	19,29	0,00									
7,85	C2	4,35	0,0000	0,0000	34,63	19,29	0,00									
12,20	C3	4,35	0,1235	0,1235	88,48	73,704	55,13	0,00								
12,2	C4	4,35	0,1235	0,1235	88,48	73,70	55,13	0,00								
16,55	C5	4,35	0,2152	0,1235	131,72	117,41	99,40	55,13	0,00							
16,55	C6	4,35	0,2152	0,1235	131,72	117,41	99,40	55,13	0,00							
20,90	C7	4,35	0,3054	0,1235	173,24	159,36	141,91	124,23	55,13	0,00						
20,9	C8	4,35	0,3054	0,1235	173,24	159,36	141,91	124,23	55,13	0,00						
25,25	C9	4,35	0,2128	0,2128	166,04	152,08	134,53	116,76	98,7431	80,4945	0,00					
25,25	C10	4,35	0,2128	0,2128	166,04	152,08	134,53	116,76	98,74	80,49	0,00					
29,60	C11	4,35	0,3045	0,2128	206,89	193,36	176,36	159,13	141,67	123,99	80,49	0,00				
29,6	C12	4,35	0,3045	0,2128	206,89	193,36	176,36	159,13	141,67	123,99	80,49	0,00				
33,95	C13	4,35	0,3947	0,2128	246,10	232,99	216,50	199,80	182,88	165,74	148,37	80,49	0,00			
33,95	C14	4,35	0,3947	0,2128	246,10	232,99	216,50	199,80	182,88	165,74	148,37	80,49	0,00			
38,30	C15	4,35	0,0000	0,0000	161,51	147,51	129,91	112,07	93,99	75,68	57,13	38,33	19,29	0,00		
42,65	C16	4,35	0,0000	0,0000	178,71	164,89	147,51	129,91	112,07	93,99	75,68	57,13	38,33	19,29	0,00	
47,00	C17	4,35	0,0000	0,0000	195,69	182,05	164,89	147,51	129,91	112,07	93,99	75,68	57,13	38,33	19,29	0,00
Moyenne	**154,712**	**140,64**	**122,94**	**113,30**	**99,45**	**92,93**	**76,06**	**47,45**	**22,95**	**19,21**	**9,65**	**0,00**				
EN (%)	10,40	9,45	8,26	7,61	6,68	6,25	5,11	3,19	1,54	1,29	0,65	0,00				

$\boldsymbol{\theta_d}$: 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	Cables	L	θ	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
7,85	C1	7,85	0,000	0,003	9,23	13,37	44,61	83,45									
7,85	C2	7,85	0,000	0,003	9,23	13,37	44,61	83,45									
12,2	C3	4,35	0,124	0,009	7,19	-	-	24,29	134,54								
12,2	C4	4,35	0,124	0,009	7,19	-	-	24,29	134,54								
16,6	C5	4,35	0,124	0,009	5,72	-	-	-	27,85	138,10							
16,6	C6	4,35	0,124	0,009	5,72	-	-	-	27,85	138,10							
20,9	C7	4,35	0,124	0,009	5,27	-	-	-	-	29,15	139,41						
20,9	C8	4,35	0,124	0,009	5,27	-	-	-	-	29,15	139,41						
25,3	C9	4,35	0,213	0,013	5,10	-	-	-	-	-	6,32	167,30					
25,3	C10	4,35	0,213	0,013	5,10	-	-	-	-	-	6,32	167,30					
29,6	C11	4,35	0,213	0,013	4,68	-	-	-	-	-	-	6,61	167,60				
29,6	C12	4,35	0,213	0,013	4,68	-	-	-	-	-	-	6,61	167,60				
34,0	C13	4,35	0,213	0,013	4,56	-	-	-	-	-	-	-	6,70	167,69			
34,0	C14	4,35	0,213	0,013	4,56	-	-	-	-	-	-	-	6,70	167,69			
38,3	C15	4,35	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	4,70	43,54	82,37		
42,7	C16	4,35	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	4,70	43,54	82,37	

47,0	C17	4,35	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,70	43,54	82,37
Moyenne	**1,57**	**5,25**	**12,68**	**21,65**	**25,73**	**26,50**	**38,65**	**50,47**	**76,72**	**43,54**	**62,95**	**82,37**					
En (%)	**0,11**	**0,35**	**0,85**	**1,46**	**1,73**	**1,78**	**2,60**	**3,39**	**5,16**	**2,93**	**4,23**	**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	N° cables	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MN)	Δσe (MPa)	Δσe (%)	segmab	Δσf+Δσg
Axe VSP	34	2,580	0,282	2,298	77,6428	14,6459	304,222	101,876	12,89	0,87	4,88	10,50
FIN VSP	34	2,580	0,282	2,298	77,6428	14,6459	257,915	102,672	16,79	1,13	6,36	9,80
FIN V1	34	2,282	0,282	2,000	60,2556	13,8791	206,345	103,457	19,73	1,33	7,473	9,11
FIN V2	30	2,015	0,238	1,777	46,6939	13,1781	161,151	91,330	18,41	1,24	6,97	9,07
FIN V3	26	1,794	0,220	1,574	36,1817	12,5071	122,141	79,725	17,21	1,16	6,52	8,41
FIN V4	22	1,591	0,197	1,394	28,4774	11,9261	88,974	67,745	15,71	1,06	5,95	8,03
FIN V5	18	1,421	0,163	1,258	22,5173	11,3764	61,295	55,618	14,19	0,95	5,37	7,71
FIN V6	14	1,293	0,167	1,126	18,4076	10,9791	38,941	43,788	12,21	0,82	4,62	6,58
FIN V7	10	1,197	0,174	1,023	15,3245	10,6199	21,744	31,237	9,56	0,64	3,62	6,70
FIN V8	6	1,124	0,190	0,934	13,4191	10,3731	9,572	19,241	6,44	0,43	2,44	4,22
FIN V9	4	1,075	0,190	0,885	12,2337	10,1775	2,369	12,739	5,00	0,34	1,90	4,88
FIN V10	2	1,070	0,190	0,880	11,8428	10,1394	0,000	6,325	2,74	0,18	1,04	5,54

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.

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσfl (MPa)	Δσfl(%)
Axe VSP	34	2,580	0,282	2,298	77,6428	14,6459	304,222	100,890	62,66	4,21
FIN VSP	34	2,580	0,282	2,298	77,6428	14,6459	257,915	101,387	81,65	5,49
FIN V1	34	2,282	0,282	2,000	60,2556	13,8791	206,345	101,948	95,90	6,44
FIN V2	30	2,015	0,238	1,777	46,6939	13,1781	161,151	90,088	89,70	6,03
FIN V3	26	1,794	0,220	1,574	36,1817	12,5071	122,141	78,718	84,09	5,65
FIN V4	22	1,591	0,197	1,394	28,4774	11,9261	88,974	66,967	76,97	5,17
FIN V5	18	1,421	0,163	1,258	22,5173	11,3764	61,295	55,044	69,73	4,69
FIN V6	14	1,293	0,167	1,126	18,4076	10,9791	38,941	43,403	60,22	4,05
FIN V7	10	1,197	0,174	1,023	15,3245	10,6199	21,744	31,022	47,36	3,18
FIN V8	6	1,124	0,190	0,934	13,4191	10,3731	9,572	19,154	32,03	2,15
FIN V9	4	1,075	0,190	0,885	12,2337	10,1775	2,369	12,694	24,92	1,67
FIN V10	2	1,070	0,190	0,880	11,8428	10,1394	0,000	6,313	13,67	0,92

Tableau C.8 : Pertes par relaxation.

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	34	1318,83	0,709	0,43	55,20	3,71
FIN VSP	34	1325,32	0,713	0,43	56,17	3,77
FIN V1	34	1332,65	0,716	0,43	57,27	3,85
FIN V2	30	1334,63	0,718	0,43	57,56	3,87
FIN V3	26	1345,61	0,723	0,43	59,23	3,98

FIN V4	22	1352,87	0,727	0,43	60,34	4,06
FIN V5	18	1359,11	0,731	0,43	61,30	4,12
FIN V6	14	1377,88	0,741	0,43	64,24	4,32
FIN V7	10	1378,76	0,741	0,43	64,38	4,33
FIN V8	6	1418,81	0,763	0,43	70,83	4,76
FIN V9	4	1410,40	0,758	0,43	69,45	4,67
FIN V10	2	1402,89	0,754	0,43	68,23	4,59

Tableau C.9 : Pertes Totales.

%	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
PERTES DIFFEREES	9,86	11,19	12,21	11,81	11,52	11,11	10,67	10,20	9,34	8,67	8,12	7,29
PERTES INSTANTANES	11,37	10,93	10,44	10,31	9,57	9,08	8,66	7,40	7,34	4,65	5,22	5,72
Total (%)	21,23	22,12	22,6457	22,11	21,09	20,19	19,34	17,60	16,68	13,32	13,33	13,01

Tableau C.10 : vérification des contraintes pour la phase de construction

	x (m)	N° cables	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Axe VSP	0	34	373236,55	3,370	2,58	77,64	14,65	2,298	88,05	0,33	13,43
Fin VSP	3,5	34	321321,80	3,370	2,58	77,64	14,65	2,298	88,05	2,06	11,18
Fin V01	7,85	34	262828,76	3,098	2,28	60,26	13,88	2,000	88,05	3,06	10,80
Fin V02	12,2	30	210764,64	2,855	2,01	46,69	13,18	1,777	77,69	2,76	10,34
Fin V03	16,55	26	164936,01	2,626	1,79	36,18	12,51	1,574	67,34	2,46	9,66
Fin V04	20,9	22	125002,94	2,439	1,59	28,48	11,93	1,394	56,98	2,23	8,68
Fin V05	25,25	18	90609,41	2,279	1,42	22,52	11,38	1,258	46,62	2,08	7,33
Fin V06	29,6	14	61594,43	2,137	1,29	18,41	10,98	1,126	36,26	1,84	5,71
Fin V07	33,95	10	37787,07	2,023	1,20	15,32	10,62	1,023	25,90	1,56	3,93
Fin V08	38,3	6	19058,51	1,946	1,12	13,42	10,37	0,934	15,54	1,12	2,16
Fin V09	42,65	4	5350,28	1,905	1,07	12,23	10,18	0,885	10,36	1,35	0,42
Fin V10	47	2	0,00	1,880	1,07	11,84	10,14	0,880	5,18	0,92	-0,21

Tableau C.11: Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

Section	x (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	nf	nc	Pf (MN)	Pc (MN)	ef (m)	ec (m)	M(MN.m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Début VSC	0,0	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	8	0	20	0	1,730	0	-1	7
Axe VSC	7,2	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	10	0	30,078	0	1,730	37,900	1,69	5,21
Fin V10	14,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	12	0,000	33,984	0,920	1,730	40,600	1,71	6,24
Fin V9	18,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	12	2,619	34,464	0,925	1,755	42,711	2,29	6,04
Fin V8	23,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	12	8,969	31,531	0,974	1,796	39,106	3,17	5,18
Fin V7	27,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	10	16,776	25,473	1,047	1,873	29,747	3,95	4,03
Fin V6	31,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	8	25,246	16,960	1,143	1,987	14,575	4,53	2,71
Fin V5	36,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	4	34,014	6,927	1,271	2,129	-6,540	4,98	1,38
Fin V4	40,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	4	42,491	0	1,441	2,289	-33,774	5,10	1,21
Fin V3	44,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0	1,644	0	-67,295	4,84	**2,89**
Fin V2	49,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	0	-107,460	4,46	4,35
Fin V1	53,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	0	-154,618	4,10	5,50
Fin VSP	58,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	0	-208,966	3,73	6,41
Axe VSP P1	61,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-258,103	3,83	8,11
Fin VSP	65,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-206,922	3,80	6,32
Fin V01	69,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-150,035	4,27	5,27

Fin V02	73,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	3	-100,337	4,76	3,92
Fin V03	78,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,644	2,476	-57,631	5,32	2,19
Fin V04	82,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-21,570	5,68	0,79
Fin V05	86,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	8,204	**5,48**	2,75
Fin V06	91,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	31,961	5,10	4,98
Fin V07	95,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	49,570	4,56	7,51
Fin V08	99,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	61,473	3,81	10,05
Fin V09	104,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	67,618	2,93	12,49
Fin V10	108,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	68,148	2,30	14,13
Vc P1-P2	109,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0	66,853	0,000	1,730	66,540	2,16	14,39
Fin V10	110,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,920	1,730	66,540	2,10	14,77
Fin V9	114,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,925	1,755	59,051	1,94	15,37
Fin V8	119,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,974	1,796	45,940	2,12	14,91
Fin V7	123,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,047	1,873	27,075	2,28	13,92
Fin V6	127,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,143	1,987	2,390	2,43	12,38
Fin V5	132,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,271	2,129	-28,225	2,52	10,71
Fin V4	136,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,441	2,289	-64,965	2,58	8,81
Fin V3	140,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	5	1,644	2,4761	-107,980	2,62	7,06
Fin V2	145,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-157,690	2,29	7,42
Fin V1	149,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,084	2,9479	-214,320	1,72	8,73
Fin VSP	154,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-278,170	1,43	9,41
Axe VSP P2	157,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-334,951	1,27	11,44
Fin VSP	161,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-277,724	1,45	9,39
Fin V01	165,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-213,310	1,88	8,52
Fin V02	169,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-156,083	2,36	7,33
Fin V03	174,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,644	2,476	-105,854	2,93	5,69
Fin V04	178,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-62,266	3,41	4,27
Fin V05	182,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	-24,950	3,38	6,10
Fin V06	187,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	6,220	3,30	7,97
Fin V07	191,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	31,470	3,15	9,90
Fin V08	195,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	50,904	2,93	11,58
Fin V09	200,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	64,584	2,66	12,96
Fin V10	204,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	72,647	2,71	13,42
Vc P2-P3	205,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0	66,853	0,000	1,730	72,647	2,71	13,42
Fin V10	206,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,897	1,730	74,510	2,82	13,50
Fin V9	210,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,907	1,755	74,250	3,27	13,01
Fin V8	215,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,956	1,796	67,197	3,88	11,85
Fin V7	219,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	0,920	1,873	53,184	4,16	10,75
Fin V6	223,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,053	1,987	32,139	4,36	9,19
Fin V5	228,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,209	2,129	3,903	4,42	7,67
Fin V4	232,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,392	2,289	-31,736	4,32	6,15
Fin V3	236,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	5	1,582	2,4761	-74,978	4,10	4,90
Fin V2	241,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,809	2,7052	-126,261	3,51	5,70
Fin V1	245,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,084	2,9479	-186,005	2,79	7,28
Fin VSP	250,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,372	3,2198	-254,450	2,08	8,56
Axe VSP P3	253,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-310,208	2,09	10,37
Fin VSP	257,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-256,112	2,17	8,45
Fin V01	261,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-195,599	2,55	7,61
Fin V02	265,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-142,273	2,96	6,48
Fin V03	270,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,644	2,476	-95,939	3,42	4,97

Fin V04	274,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-56,248	3,74	3,76
Fin V05	278,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	-22,801	3,52	5,89
Fin V06	283,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	4,452	3,17	8,17
Fin V07	287,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	25,800	2,71	10,65
Fin V08	291,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	41,338	2,13	12,97
Fin V09	296,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	51,123	1,48	15,06
Fin V10	300,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	55,294	1,14	16,17
Vc P3-P4	301,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0	66,853	0,000	1,730	55,294	1,14	16,17
Fin V10	302,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,920	1,730	55,367	1,09	16,54
Fin V9	306,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,925	1,755	51,514	1,28	16,54
Fin V8	311,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,974	1,796	42,047	1,79	15,48
Fin V7	315,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,047	1,873	26,828	2,26	13,95
Fin V6	319,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,143	1,987	5,797	2,67	11,98
Fin V5	324,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,271	2,129	-21,176	2,97	10,00
Fin V4	328,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,441	2,289	-54,267	3,18	7,90
Fin V3	332,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	5	1,644	2,4761	-93,639	3,33	6,02
Fin V2	337,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-139,650	3,07	6,32
Fin V1	341,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,084	2,9479	-192,663	2,54	7,62
Fin VSP	346,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-252,859	2,28	8,31
Axe VSP P4	349,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-306,698	2,21	10,22
Fin VSP	353,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-251,393	2,32	8,25
Fin V01	357,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-189,377	2,78	7,29
Fin V02	361,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,705	-134,548	3,29	6,01
Fin V03	366,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,644	2,476	-86,710	3,88	4,30
Fin V04	370,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-45,517	4,34	2,84
Fin V05	374,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	-10,600	4,29	4,65
Fin V06	379,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	18,190	4,14	6,58
Fin V07	383,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	41,042	3,90	8,63
Fin V08	387,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	58,082	3,53	10,54
Fin V09	392,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	69,371	3,08	12,21
Fin V10	396,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	75,044	2,92	13,04
Vc P4-P5	397,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0,00	22	0	66,853	0,000	1,730	75,044	2,92	13,04
Fin V10	398,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,920	1,730	75,820	2,94	13,30
Fin V9	402,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,925	1,755	73,450	3,21	13,13
Fin V8	407,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,974	1,796	65,453	3,75	12,08
Fin V7	411,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,047	1,873	51,682	4,20	10,67
Fin V6	415,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,143	1,987	32,076	4,51	8,93
Fin V5	420,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,271	2,129	6,503	4,71	7,19
Fin V4	424,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,441	2,289	-25,211	4,80	5,41
Fin V3	428,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	4,7031	1,644	2,476	-63,232	4,84	3,82
Fin V2	433,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-107,924	4,44	4,38
Fin V1	437,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,084	2,9479	-159,635	3,79	5,92
Fin VSP	442,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-218,563	3,41	6,82
Axe VSP P5	445,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	271,501	21,43	-14,88
Fin VSP	449,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-216,593	3,48	6,74
Fin V01	453,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-154,863	4,09	5,51
Fin V02	457,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-100,386	4,76	3,92
Fin V03	462,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0	1,644	2,4761	-53,059	5,55	1,86
Fin V04	466,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-12,680	6,18	0,03
Fin V05	470,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	21,680	6,33	1,38

Fin V06	475,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	49,660	6,35	2,92
Fin V07	479,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	71,488	6,28	4,61
Fin V08	483,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	87,488	5,99	6,28
Fin V09	488,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	97,548	5,56	7,83
Fin V10	492,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	101,926	5,35	8,77
Vc P5-P6	493,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0	66,853	0	1,730	101,926	5,35	8,77
Fin V10	494,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,9202	1,730	102,070	5,31	9,13
Fin V9	498,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,9247	1,755	98,244	5,38	9,26
Fin V8	503,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,9743	1,796	88,675	5,70	8,72
Fin V7	507,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,0467	1,873	73,216	5,89	7,83
Fin V6	511,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,1432	1,987	51,806	5,90	6,64
Fin V5	516,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,2709	2,129	24,312	5,84	5,39
Fin V4	520,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,4413	2,289	9,443	6,74	2,44
Fin V3	524,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	4,703	1,6439	2,476	-49,628	5,52	2,83
Fin V2	529,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0,000	1,8648	2,705	-96,611	4,93	3,69
Fin V1	533,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0,000	2,083774	2,948	-150,747	4,13	5,46
Fin VSP	538,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0,000	2,4302	3,220	-212,233	3,63	6,55
Axe VSP P6	541,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34		83,222	0,000	2,43	3,220	-267,232	3,52	8,50
Fin VSP	545,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0,000	2,4302	3,220	209,480	17,64	-11,76
Fin V01	549,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0,000	2,1321	2,948	-144,620	4,48	4,99
Fin V02	553,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0,000	1,8648	2,705	-87,086	5,34	3,11
Fin V03	558,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,6439	2,476	-36,703	6,36	0,67
Fin V04	562,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,4413	2,289	-6,883	6,50	-0,47
Fin V05	566,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,2709	2,129	44,041	7,74	-0,88
Fin V06	571,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,1432	1,987	74,938	8,12	-0,01
Fin V07	575,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,0467	1,873	99,751	8,48	0,88
Fin V08	579,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,9743	1,796	118,613	8,60	1,76
Fin V09	584,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,9247	1,755	131,583	8,55	2,53
Fin V10	588,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,9202	1,730	138,803	8,69	2,92
Vc P6-P7	589,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0,000	66,853	0	1,730	138,803	8,69	2,92
Fin V10	590,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,9202	1,730	140,238	8,76	3,07
Fin V9	594,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,9247	1,755	139,235	8,99	2,88
Fin V8	599,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,9743	1,796	132,485	9,37	2,36
Fin V7	603,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,0467	1,873	119,850	9,53	1,67
Fin V6	607,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,1432	1,987	101,760	9,41	0,84
Fin V5	612,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,2709	2,129	76,560	9,13	0,10
Fin V4	616,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,4413	2,289	45,624	8,76	-0,66
Fin V3	620,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	4,703	1,6439	2,476	8,249	8,39	-1,37
Fin V2	625,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0,000	1,8648	2,705	-35,920	7,54	-0,02
Fin V1	629,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0,000	2,083774	2,948	-87,256	6,53	2,20
Fin VSP	634,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0,000	2,4302	3,220	-14,594	10,19	-2,03
Axe VSP P7	637,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0,000	2,43	0,000	-198,687	5,80	5,53
Fin VSP	641,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0,000	2,4302	0,000	-152,197	5,62	3,94
Fin V01	645,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0,000	2,1321	0,000	-101,300	6,12	2,76
Fin V02	649,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0,000	1,8648	0,000	-57,750	6,60	1,31
Fin V03	654,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,6439	0,000	-21,350	7,12	-0,44
Fin V04	658,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	0	42,491	0,000	1,4413	2,289	8,250	7,45	-2,39
Fin V05	662,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	4	34,014	6,927	1,2709	2,129	31,423	7,38	-2,46
Fin V06	667,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	8	25,247	16,960	1,1432	1,987	48,333	6,90	-1,21
Fin V07	671,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	10	16,776	25,473	1,0467	1,873	59,162	6,24	0,15

Fin V08	675,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	12	8,969	31,530	0,9743	1,796	64,040	5,26	1,56
Fin V09	680,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	12	2,619	34,464	0,9247	1,755	63,029	4,08	2,87
Fin V10	684,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	12	0	33,984	0,9202	1,730	56,270	3,12	3,75
Axe VSC	691,7	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	10	0	30,078	0	1,730	51,275	2,90	3,09
FIN VSC	698,9	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	8	0	20,000	0	1,730	0,000	-1,15	7,46

Tableau C.12 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

Section	x (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	nf	nc	Pf (MN)	Pc (MN)	ef (m)	ec (m)	M(MN.m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Début VSC	0,0	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	8	0	20	0	1,730	0	-1	7
Axe VSC	7,2	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	10	0	30,078	0	1,730	33,974	1,33	5,83
Fin V10	14,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	12	0,000	33,984	0,920	1,730	36,053	1,30	6,96
Fin V9	18,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	12	2,619	34,464	0,925	1,755	37,302	1,82	6,88
Fin V8	23,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	12	8,969	31,531	0,974	1,796	31,457	2,53	6,29
Fin V7	27,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	10	16,776	25,473	1,047	1,873	20,597	3,23	5,24
Fin V6	31,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	8	25,246	16,960	1,143	1,987	3,923	3,78	3,95
Fin V5	36,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	4	34,014	6,927	1,271	2,129	-18,694	4,22	2,61
Fin V4	40,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	4	42,491	0	1,441	2,289	-47,431	4,33	2,38
Fin V3	44,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0	1,644	0	-82,451	4,09	**3,99**
Fin V2	49,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	0	-124,118	3,74	5,37
Fin V1	53,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	0	-172,777	3,41	6,44
Fin VSP	58,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	0	-228,627	3,08	7,26
Axe VSP P1	61,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-278,971	3,13	9,01
Fin VSP	65,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-221,830	3,31	6,96
Fin V01	69,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-158,312	3,96	5,69
Fin V02	73,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	3	-102,875	4,66	4,07
Fin V03	78,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,644	2,476	-55,293	5,44	2,02
Fin V04	82,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-15,232	6,04	0,25
Fin V05	86,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	17,674	**6,07**	1,79
Fin V06	91,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	43,589	5,92	3,63
Fin V07	95,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	62,868	5,60	5,75
Fin V08	99,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	75,097	4,96	8,07
Fin V09	104,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	80,883	4,09	10,42
Fin V10	108,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	80,174	3,39	12,22
Vc P1-P2	109,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0	66,853	0,000	1,730	80,188	3,39	12,22
Fin V10	110,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,920	1,730	77,714	3,11	13,00
Fin V9	114,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,925	1,755	67,174	2,66	14,10
Fin V8	119,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,974	1,796	51,223	2,56	14,15
Fin V7	123,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,047	1,873	28,106	2,36	13,78
Fin V6	127,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,143	1,987	1,690	2,38	12,46
Fin V5	132,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,271	2,129	-38,318	1,89	11,73
Fin V4	136,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,441	2,289	-81,928	1,63	10,27
Fin V3	140,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	5	1,644	2,4761	-132,696	1,40	8,86
Fin V2	145,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-192,982	0,77	9,58
Fin V1	149,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,084	2,9479	-257,134	0,10	10,93
Fin VSP	154,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-331,350	-0,33	11,72
Axe VSP P2	157,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-397,103	-0,79	14,14
Fin VSP	161,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-330,646	-0,31	11,69
Fin V01	165,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-255,560	0,28	10,69
Fin V02	169,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-188,530	0,96	9,31

Fin V03	174,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,644	2,476	-129,373	1,76	7,40
Fin V04	178,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-77,729	2,54	5,60
Fin V05	182,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	-33,238	2,86	6,94
Fin V06	187,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	4,259	3,16	8,19
Fin V07	191,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	34,942	3,42	9,44
Fin V08	195,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	58,938	3,60	10,42
Fin V09	200,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	76,312	3,69	11,13
Fin V10	204,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	87,196	4,02	11,11
Vc P2-P3	205,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0	66,853	0,000	1,730	87,196	4,02	11,11
Fin V10	206,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,897	1,730	90,063	4,22	11,04
Fin V9	210,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,907	1,755	91,450	4,78	10,33
Fin V8	215,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,956	1,796	85,001	5,38	9,27
Fin V7	219,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	0,920	1,873	70,530	5,51	8,46
Fin V6	223,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,053	1,987	47,971	5,47	7,35
Fin V5	228,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,209	2,129	17,165	5,25	6,33
Fin V4	232,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,392	2,289	-22,099	4,86	5,32
Fin V3	236,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	5	1,582	2,4761	-70,022	4,35	4,54
Fin V2	241,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,809	2,7052	-127,042	3,47	5,75
Fin V1	245,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,084	2,9479	-197,579	2,35	7,87
Fin VSP	250,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,372	3,2198	-269,873	1,57	9,23
Axe VSP P3	253,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-332,040	1,37	11,32
Fin VSP	257,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-276,828	1,48	9,35
Fin V01	261,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-214,930	1,81	8,60
Fin V02	265,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-160,220	2,18	7,58
Fin V03	270,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,644	2,476	-112,500	2,60	6,17
Fin V04	274,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-71,424	2,90	5,06
Fin V05	278,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	-36,628	2,65	7,29
Fin V06	283,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	-7,952	2,30	9,61
Fin V07	287,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	14,782	1,85	12,10
Fin V08	291,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	31,705	1,32	14,37
Fin V09	296,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	42,875	0,75	16,34
Fin V10	300,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	48,431	0,52	17,26
Vc P3-P4	301,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0	66,853	0,000	1,730	48,431	0,52	17,26
Fin V10	302,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,920	1,730	49,149	0,53	17,53
Fin V9	306,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,925	1,755	46,674	0,85	17,30
Fin V8	311,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,974	1,796	38,592	1,50	15,98
Fin V7	315,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,047	1,873	24,758	2,10	14,23
Fin V6	319,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,143	1,987	5,113	2,62	12,06
Fin V5	324,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,271	2,129	-20,474	3,01	9,92
Fin V4	328,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,441	2,289	-52,180	3,29	7,72
Fin V3	332,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	5	1,644	2,4761	-90,167	3,51	5,77
Fin V2	337,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-134,978	3,27	6,03
Fin V1	341,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,084	2,9479	-186,240	2,78	7,29
Fin VSP	346,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-245,229	2,53	7,98
Axe VSP P4	349,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-297,954	2,50	9,84
Fin VSP	353,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-243,091	2,60	7,89
Fin V01	357,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-181,623	3,08	6,89
Fin V02	361,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,705	-127,343	3,60	5,57
Fin V03	366,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,644	2,476	-80,053	4,21	3,82
Fin V04	370,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-39,408	4,68	2,32

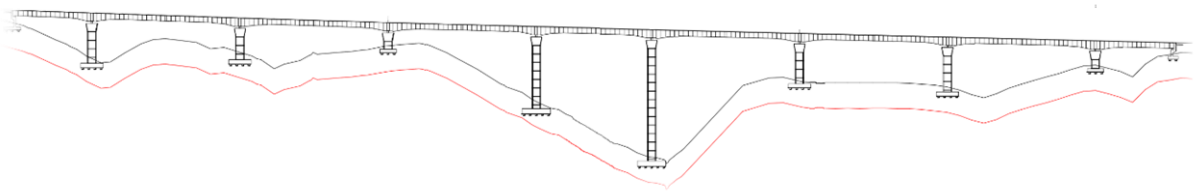
Fin V05	374,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	5,045	5,28	3,07
Fin V06	379,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	23,301	4,50	5,98
Fin V07	383,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	45,504	4,25	8,04
Fin V08	387,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	61,996	3,86	9,97
Fin V09	392,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	72,736	3,38	11,69
Fin V10	396,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	77,861	3,18	12,59
Vc P4-P5	397,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0,00	22	0	66,853	0,000	1,730	77,861	3,18	12,59
Fin V10	398,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,920	1,730	78,373	3,17	12,89
Fin V9	402,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,925	1,755	75,465	3,38	12,81
Fin V8	407,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,974	1,796	66,919	3,87	11,87
Fin V7	411,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,047	1,873	52,598	4,28	10,55
Fin V6	415,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,143	1,987	32,442	4,54	8,89
Fin V5	420,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,271	2,129	6,319	4,70	7,21
Fin V4	424,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,441	2,289	-25,944	4,76	5,47
Fin V3	428,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	4,7031	1,644	2,476	-64,514	4,78	3,91
Fin V2	433,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	-109,757	4,36	4,49
Fin V1	437,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,084	2,9479	-162,018	3,70	6,04
Fin VSP	442,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-221,495	3,32	6,95
Axe VSP P5	445,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0	2,430	3,2198	-274,876	3,27	8,84
Fin VSP	449,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0	2,430	3,2198	-219,782	3,37	6,87
Fin V01	453,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0	2,132	2,9479	-157,793	3,98	5,67
Fin V02	457,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0	1,865	2,7052	103,112	13,54	-8,52
Fin V03	462,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0	1,644	2,4761	-55,550	5,42	2,04
Fin V04	466,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,441	2,289	-14,753	6,06	0,21
Fin V05	470,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,271	2,129	19,654	6,20	1,59
Fin V06	475,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,143	1,987	47,813	6,22	3,14
Fin V07	479,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,047	1,873	69,930	6,15	4,82
Fin V08	483,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,974	1,796	86,121	5,88	6,48
Fin V09	488,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,925	1,755	96,454	5,46	8,00
Fin V10	492,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,920	1,730	101,065	5,28	8,91
Vc P5-P6	493,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0	66,853	0	1,730	101,065	5,28	8,91
Fin V10	494,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,9202	1,730	101,318	5,24	9,25
Fin V9	498,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,9247	1,755	97,725	5,34	9,35
Fin V8	503,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,9743	1,796	88,390	5,67	8,76
Fin V7	507,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,0467	1,873	73,164	5,88	7,84
Fin V6	511,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,1432	1,987	51,988	5,91	6,62
Fin V5	516,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,2709	2,129	24,728	5,86	5,35
Fin V4	520,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,4413	2,289	8,794	6,70	2,50
Fin V3	524,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	4,703	1,6439	2,476	-48,745	5,56	2,77
Fin V2	529,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0,000	1,8648	2,705	-95,494	4,97	3,62
Fin V1	533,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0,000	2,083774	2,948	-149,396	4,18	5,40
Fin VSP	538,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0,000	2,4302	3,220	-210,690	3,68	6,48
Axe VSP P6	541,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34		83,222	0,000	2,43	3,220	-265,459	3,58	8,43
Fin VSP	545,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0,000	2,4302	3,220	-207,781	3,77	6,35
Fin V01	549,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0,000	2,1321	2,948	-143,014	4,54	4,91
Fin V02	553,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0,000	1,8648	2,705	-85,573	5,40	3,01
Fin V03	558,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,6439	2,476	-35,283	6,43	0,57
Fin V04	562,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	2	42,491	2,230	1,4413	2,289	8,210	7,35	-1,76
Fin V05	566,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	6	34,014	16,361	1,2709	2,129	45,276	7,81	-1,00
Fin V06	571,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	10	25,247	30,271	1,1432	1,987	76,080	8,20	-0,14

Fin V07	575,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	14	16,776	43,311	1,0467	1,873	100,800	8,56	0,74
Fin V08	579,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	18	8,969	54,280	0,9743	1,796	119,569	8,68	1,63
Fin V09	584,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	20	2,619	62,261	0,9247	1,755	132,574	8,63	2,37
Fin V10	588,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	66,853	0,9202	1,730	139,447	8,74	2,82
Vc P6-P7	589,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	22	0,000	66,853	0	1,730	140,960	8,88	2,57
Fin V10	590,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	22	0,000	67,876	0,9202	1,730	139,870	8,72	3,13
Fin V9	594,8	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	22	2,619	66,424	0,9247	1,755	133,027	8,44	3,85
Fin V8	599,2	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	20	8,969	61,600	0,9743	1,796	120,232	8,34	4,14
Fin V7	603,5	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	18	16,776	53,396	1,0467	1,873	101,605	8,10	4,08
Fin V6	607,9	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	14	25,246	42,596	1,1432	1,987	76,831	7,66	3,73
Fin V5	612,2	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	10	34,014	30,448	1,2709	2,129	45,793	7,19	3,22
Fin V4	616,6	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	6	42,491	17,621	1,4413	2,289	8,235	6,67	2,54
Fin V3	620,9	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	2	50,648	4,703	1,6439	2,476	-35,943	6,19	1,84
Fin V2	625,3	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0,000	1,8648	2,705	-87,366	5,32	3,12
Fin V1	629,6	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0,000	2,083774	2,948	-146,143	4,30	5,23
Fin VSP	634,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0,000	2,4302	3,220	-198,965	4,07	5,97
Axe VSP P7	637,5	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	83,222	0,000	2,43	0,000	-152,459	7,34	3,52
Fin VSP	641,0	3,370	2,580	77,6428	14,6459	34	0	71,647	0,000	2,4302	0,000	-101,542	7,30	1,74
Fin V01	645,3	3,098	2,282	60,2556	13,8791	34	0	65,145	0,000	2,1321	0,000	-54,972	7,87	0,38
Fin V02	649,7	2,855	2,015	46,6939	13,1781	30	0	58,167	0,000	1,8648	0,000	-21,552	8,16	-0,90
Fin V03	654,0	2,626	1,794	36,1817	12,5071	26	0	50,648	0,000	1,6439	0,000	8,067	8,58	-2,58
Fin V04	658,4	2,439	1,591	28,4774	11,9261	22	0	42,491	0,000	1,4413	2,289	31,261	8,73	-4,36
Fin V05	662,7	2,279	1,421	22,5173	11,3764	18	4	34,014	6,927	1,2709	2,129	48,192	8,44	-4,16
Fin V06	667,1	2,137	1,293	18,4076	10,9791	14	8	25,247	16,960	1,1432	1,987	59,040	7,65	-2,45
Fin V07	671,4	2,023	1,197	15,3245	10,6199	10	10	16,776	25,473	1,0467	1,873	63,938	6,62	-0,48
Fin V08	675,8	1,946	1,124	13,4191	10,3731	6	12	8,969	31,530	0,9743	1,796	62,947	5,17	1,72
Fin V09	680,1	1,905	1,075	12,2337	10,1775	4	12	2,619	34,464	0,9247	1,755	56,208	3,48	3,93
Fin V10	684,5	1,880	1,070	11,8428	10,1394	2	12	0	33,984	0,9202	1,730	51,222	2,67	4,55
Axe VSC	691,7	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	10	0	30,078	0	1,730	51,222	2,89	3,10
FIN VSC	698,9	1,880	1,070	11,8428	10,1394	0	8	0	20,000	0	1,730	0,000	-1,15	7,46

Tableau C.13 : Combinaisons des efforts dans le cas sismique.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1856,48	1 147,36	2398,06	2 920,11	2 423,73	3 299,22
P1	3628,82	2 271,14	4796,13	5 749,00	4 798,62	6 566,12
P2	3587,35	2 259,38	4796,13	5 704,00	4 774,42	6 550,15
P3	3694,84	2 289,68	4796,13	5 820,58	4 836,97	6 591,49
P4	2137,97	1 779,14	4796,13	4 110,55	3 859,37	5 971,26
P5	2910,74	2 053,90	4796,13	4 965,75	4 365,97	6 285,52
P6	3668,50	2 282,31	4796,13	5 792,03	4 821,69	6 581,37
P7	3693,70	2 289,36	4796,13	5 819,34	4 836,31	6 591,05
C2	1856,48	1 147,36	2398,06	2 920,11	2 423,73	3 299,22

ANNEXES D



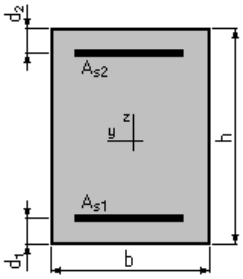
Ferraillage de VSP
Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 90,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 9,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 23,8 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)

théorique ρ = 0,39 (%)

minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	349,50	-852,61
Etat **L**imite de **S**ervice	191,53	-466,27
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	402,97	-984,06

Analyse par Etat:

Etat ELU **M_{max} = 349,50 (kN*m)** **M_{min} = -852,61** **(kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 6,3 (cm)

Bras de levier: Z = 82,5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,80 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_S' = 33,6 (MPa)

Etat ELS **M_{max} = 191,53 (kN*m)** **M_{min} = -466,27 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 20,4 (cm)
Bras de levier: Z = 78,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_S' = 59,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA **M_{max} = 402,97 (kN*m)** **M_{min} = -984,06 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)
Bras de levier: Z = 82,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,72 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 500,0 (MPa)
comprimée: σ_S' = 16,9 (MPa)

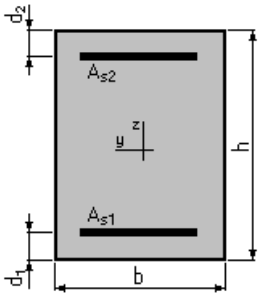
Ferraillage de VSP
Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

1. **Hypothèses:**

2. **Béton : fc28 = 35,0 (MPa)**
3. **Acier : fe = 500,0 (MPa)**
4. Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

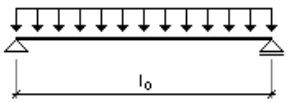
2. Géométrie :

Section



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

Schéma statique



l_O = 5,0 (m)

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : α_k = 1,00

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : M_g = 0,00 (kN*m)
Moment dû à la charge totale : M_p = 0,00 (kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons : M_j = 0,00 (kN*m)

Section des armatures : A_{S1} = 12,7 (cm2)
A_{S2} = 25,3 (cm2)
Densité du ferraillage : ρ = 0,95 (%)
Densité du ferraillage minimale : ρ_{min} = 0,10 (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta ft = 0,0$ (mm) < $f_{adm} = l_o / 500,00 = 10,0$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	**μ**	**σ** (MPa)
fgv = 0,0	0,00	0,0
fgi = 0,0	0,00	0,0
fpi = 0,0	0,00	0,0
fji = 0,0	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène : I0 = 931779,8 (cm4)
λi = 8,50

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Δf_t - flèche nuisible
f_{adm} - flèche admissible

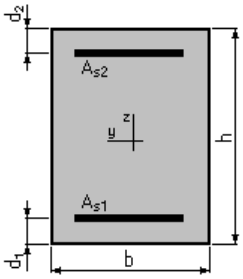
Ferraillage de VSP
Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 26,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 22,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)

théorique ρ = 2,43 (%)

minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	197,52	-168,39
Etat **L**imite de **S**ervice	110,47	-92,70
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	230,74	-197,04

Analyse par Etat:

Etat ELU **M_{max} = 197,52 (kN*m)** **M_{min} = -168,39** **(kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 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 = 9,63 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

comprimée: σ_S' = 43,4 (MPa)

Etat ELS M_{max} **= 110,47(kN*m)** M_{min} **= -92,70 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 8,4 (cm)

Bras de levier: Z = 17,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 250,0 (MPa)

comprimée: σ_S' = 55,5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Etat ELA M_{max} **= 230,74(kN*m)** M_{min} **= -197,04 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:B

Position de l'axe neutre: y = 5,6 (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 = 500,0 (MPa)

comprimée: σ_S' = 16,8 (MPa)

Ferraillage de VSP
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

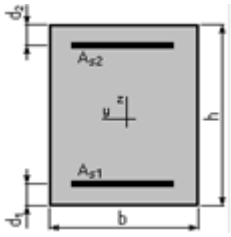
1. Hypothèses:

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Armatures:

Section théorique A_{S1} = 11,3 (cm2) Section théorique A_{S2} = 11,3 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 12,0 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 250,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,45 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,24 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Efforts appliqués:

Cas N°	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	596,78	228,99

5. Résultats :

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELS N = 596,78 (kN) M = 228,99 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 16,3 (cm)
Contrainte du béton :
Comprimée : σ_{bc} = 9,4 (MPa)
Contrainte limite du béton :
Comprimée : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_S = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_S' = 98,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VSP
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

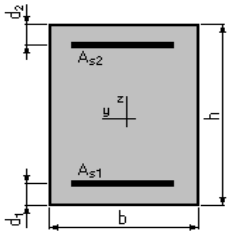
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- 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. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 25,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 25,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 50,0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 250,0 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 1,00 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Efforts appliqués:

Cas N°	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	596,78	-196,09

5. Résultats:

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 596,78 (kN) M = -196,09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,71
Position de l'axe neutre:y = 22,1 (cm)
Contrainte du béton:
comprimée: σ_{bc} = 5,9 (MPa)
Contrainte limite du béton:
comprimée: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 92,2 (MPa)

comprimée: $\sigma_S' = 68,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferraillage de VSP
Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

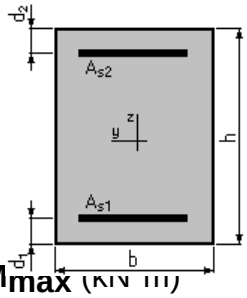
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	297,52	-154,92
Etat **L**imite de **S**ervice	226,10	-125,23
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 22,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)

théorique ρ = 0,77 (%)

minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 297,52 (kN*m)** **M_{min} = -154,92 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,9 (cm)
Bras de levier: Z = 42,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 226,10 (kN*m)** **M_{min} = -125,23 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,5 (cm)
Bras de levier: Z = 40,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 34,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferraillage de VC
Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

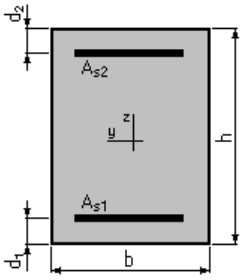
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- 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. Armatures :

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 24,9 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 23,8 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 212,5 (cm2)

théorique ρ = 0,29 (%)

minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,36 (%)

4. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	-78,31	-483,90

5. Résultats :

Cas ELS **M_{max} = -78,31 (kN*m)** **M_{min} = -483,90 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 21,7 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 5,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier : Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC
Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

1. Hypothèse :

- **Béton : fc28 = 35,0 (MPa)**
- **Acier : fe = 500,0 (MPa)**
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section

b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

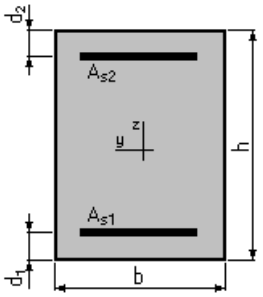
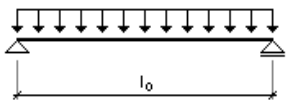


Schéma statique

l_o = 5,0 (m)



3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : α_k = 1,00

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : M_g = 0,00 (kN*m)
Moment dû à la charge totale : M_p = 0,00 (kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons : M_j = 0,00 (kN*m)

Section des armatures : A_{s1} = 11,2 (cm2)
A_{s2} = 21,8 (cm2)
Densité du ferraillage : ρ = 0,82 (%)
Densité du ferraillage minimale : ρ_{min} = 0,10 (%)

4. Résultats :

Flèche totale : Δf_t = 0,0 (mm) < f_{adm} = l_o / 500,00 = 10,0 (mm)

Composantes de la flèche (mm)	**μ**	**σ** (MPa)
fgv = 0,0	0,00	0,0
fgi = 0,0	0,00	0,0
fpi = 0,0	0,00	0,0
fji = 0,0	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène : I0 = 909418,7 (cm4)
λ_i = 9,64

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Δf_t - flèche nuisible

f_{adm} - flèche admissible

Ferraillage de VC
Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

1. Hypothèse :

- **Béton : fc28 = 35,0 (MPa)**
- **Acier : fe = 500,0 (MPa)**
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section

b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

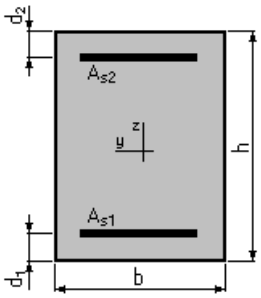
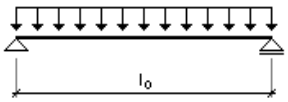


Schéma statique

l_o = 5,0 (m)



3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : α_k = 1,00

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : M_g = 0,00 (kN*m)
Moment dû à la charge totale : M_p = 0,00 (kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons : M_j = 0,00 (kN*m)

Section des armatures : A_{S1} = 22,8 (cm2)
A_{S2} = 19,3 (cm2)
Densité du ferraillage : ρ = 2,11 (%)
Densité du ferraillage minimale : ρ_{min} = 0,10 (%)

4. Résultats :

Flèche totale : Δf_t = 0,0 (mm) < f_{adm} = l_o / 500,00 = 10,0 (mm)

Composantes de la flèche (mm)	**μ**	**σ** (MPa)
fgv = 0,0	0,00	0,0
fgi = 0,0	0,00	0,0
fpi = 0,0	0,00	0,0
fji = 0,0	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène : I0 = 165680,7 (cm4)
λi = 2,37

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Δf_t - flèche nuisible

f_{adm} - flèche admissible

Ferraillage de VC
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

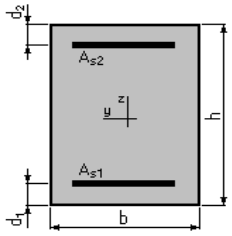
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- 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. Armatures :

Section théorique A_{s1} = 25,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 25,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 50,0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 250,0 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 1,00 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Efforts appliqués :

Cas N°	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	596,78	266,15

5. Résultats :

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELS N = 596,78 (kN) M = 266,15 (kN*m)

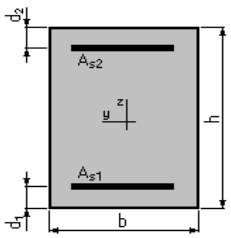
Coefficient de sécurité : 1,58
Position de l'axe neutre : y = 19,4 (cm)
Contrainte du béton: comprimée: σ_{bc} = 8,0 (MPa)
Contrainte limite du béton :
comprimée: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 158,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 88,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- 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. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 25,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 25,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 50,0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 250,0 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 1,00 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

4. Efforts appliqués:

Cas N^O	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	596,78	-216,25

5. Résultats:

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 596,78 (kN) M = -216,25 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,26
Position de l'axe neutre: y = 21,1 (cm)
Contrainte du béton:
comprimée: σ_{bc} = 6,5 (MPa)
Contrainte limite du béton:
comprimée: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 110,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 74,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC
Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

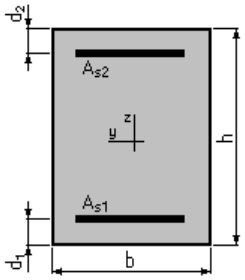
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (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} = 12,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 13,7 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,6 (cm2)
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: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,3 (cm)
Bras de levier: Z = 23,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,07 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (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 = 7,8 (cm)
Bras de levier: Z = 22,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_S' = 40,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de l'Entretoise
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

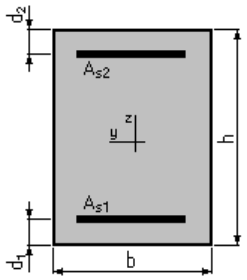
1. Hypothèses:

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)

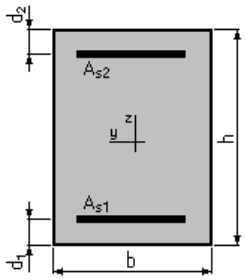
1. Hypothèses:

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)