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 : Routes et Ouvrages

Thème

Conception et Etude du Viaduc V67.5 sur la Pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma Du PK67+467 au PK67+753

Présenté par :

Hafsaoui Souhail

Encadré par :

Mr. CHAMI Said

Mr. KHELFI Mebarek

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم



إهداء Dédicace

إلى من غرسا في قلبي حب العلم وسقياه بالصبر والتشجيع، إلى من كانا لي العون والسند في كل خطوة، إلى نبع الحنان والدفء، والديّ العزيزين، حفظكما الله ورعاكما.

إلى إخوتي الأعزاء، الذين كانوا دائماً شموعاً تضيء طريقي، ورفاق دربي في مسيرة الحياة، شكراً لدعمكم ومحبتكم التي منحتني القوة للاستمرار.

إليكم جميعاً، أهدي ثمرة جهدي ونجاحي، راجياً من الله أن يكون هذا الإنجاز فخراً لكم كما كنتم دائماً فخري وسندي.

❤ بكل الحب والتقدير ❤



Remerciements شكر وتقدير

Avant tout, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers **Allah**, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à mon encadreur, **Mr. Chami Said**, pour son précieux accompagnement, ses conseils avisés et sa patience tout au long de cette période.

Je remercie également mon co-encadreur, **Mr. Khelfi Mebarek**, dont l'expertise et le soutien m'ont été d'une aide précieuse dans la réalisation de ce Mémoire.

Mes remerciements vont aussi au personnel de l'**ADA Jijel**, **Rizzani di Eccher** et **SAETI,** notamment **Mr. Mohamed Yakoubi**, **Mr. Atoui omar** et **Mme. Aalya** pour leur précieuse assistance et leur accueil chaleureux.

J'exprime également ma gratitude envers l'ensemble du **corps professoral et administratif**, ainsi qu'aux **membres du jury**, pour la qualité de leur enseignement et l'attention portée à l'évaluation de ce travail.

Enfin, un immense merci à **ma famille, mes amis et tous ceux qui m'ont soutenu**, de près ou de loin, tout au long de cette aventure académique.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى تصميم ودراسة جسربالقوالب الخرسانية عن طريق التتابع التسلسلي الذي يربط بين النقطة الكيلومترية 67+467 والنقطة الكيلومترية 67+753، بطول 286 مترًا. يقع الجسر على خط الطريق السيار الذي يربط ميناء جن- جن بولاية جيجل بالطريق السيار شرق غرب على مستوى العلمة بولاية سطيف.
بدأ العمل بعرض المشروع، تلتها دراسة التصميم العام للمشروع، حيث تم اقتراح ثلاثة تصاميم محتملة. بعد تحليل تلك المقترحات، تم اختيار التصميم الأكثر ملاءمة وفقًا للمعايير المعتمدة من قبل مكاتب الدراسات. بعد ذلك، انتقلنا إلى دراسة العناصر المختلفة للجسر، والتي شملت تقييم الأحمال، دراسة الخرسانة سابقة الإجهاد، دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر.
في النهاية، تم تصميم الأجزاء السفلية للجسر، بما في ذلك الأرصفة، والدعامات، والقواعد، باستخدام برنامج "روبوت" لتحليل وتصميم المنشآت الهندسية 2019.

الكلمات المفتاحية: تصميم الجسر، دراسة الجسر، تحديد الأبعاد، قوالب خرسانية، معدات الجسر، البنية التحتية.

Résumé

L’objet de ce travail consiste à faire la conception et l’étude d’un pont voussoir contruit en encorbellement successifs situé entre le PK 67+467 et le PK 64+753 d’une longueur de 286 mètres, de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen à la wilaya de Jijel à l’autoroute Est-Ouest au niveau d’El Eulma à la wilaya de Sétif. Nous avons entamé notre travail par une présentation du projet. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l’évaluation des charges et surcharge, l’étude de la précontrainte, l’étude des éléments du tablier. Enfin, la conception et l’étude de l’infrastructure de l’ouvrage : Les piles et Les culées. La modélisation a été établie par le logiciel Autodesk Robot 2019.

Mots clés : Conception et étude de pont, Pré-dimensionnement, Voussoir, béton précontraint, Equipements de pont, Infrastructure.

Abstract

The purpose of this work is to design and analysis a Voussoir bridge built in successive cantilevers located between PK 67+467 and PK 67+753 with a length of 286 meters, of the highway penetrating the port of DJEN-DJEN at Jijel to the East-West highway at El Eulma Setif. We started our work with a presentation of project.Then we drew up the general design, of which three (3) variants were proposed, then the choice of the most advantageous variant based on a multicriteria analysis, and then by the detailed dimensioning of the variant chosen, namely the evaluation loads and overloads, study of prestressing, study of the elements of the deck. Finally, the conception and the study of the infrastructure: The piers and the abutments. The modelization of this bridge was established by the Autodesk RSA software 2019.

Key words: Design and analysis of bridges, predimensioning, Voussoir, prestressed concrete, bridge equipments, infrastructure.

Sommaire

Introduction Générale 1

Chapitre I : Présentation du Projet

I.1.Introduction 2

I.2.Présentation du Projet 2

I.2.1. Situation du projet 2

I.2.2. Composantes de la Pénétrante 3

I.2.3. Objectif du Projet 3

I.2.4. Obstacles à Franchir 3

I.3. Les données de projet 3

I.3.1. Les données fonctionnelles 3

I.3.1.1. Tracé en plan 3

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. Température 6

I.3.2.4. Géotechnique 7

I.4. Conclusion 7

Chapitre II : Conception et Pré-dimensionnement

II.1. Introduction 8

II.2. Présentation et Pré-dimensionnement les variantes 8

II.2.1. Variante 1 : « Pont à Poutres Précontraintes de type VIPP » 8

II.2.1.1. Conception Longitudinal 9

II.2.1.2. Conception Transversale 9

II.2.2. Variante 2 : «Pont Voussoirs en béton Précontraint construit par 10

II.2.2.1. Conception Longitudinal 10

II.2.2.2. Conception Transversale 11

II.2.2.3. Découpage des Voussoirs 13

II.2.3. Variante 3 : «Pont Mixte Bipoutre » 14

II.2.3.1. Conception Longitudinal 14

II.2.3.2. Conception Transversale 14

II.2.3.3. Conception des poutres principales 15

II.2.3.4. Conception des pièces de pont 15

II.3. Analyse Multicritère 16

II.4. Conclusion 16

Chapitre III : Charges et Hypothèses de Calcul
III.1. Introduction 17
III.2. Normes et règles de Calcul 17
III.3. Caractéristiques des Matériaux 17
III.3.1. Béton 17
III.3.2. Armatures 17
III.3.2.1. Armatures passives 18
III.3.2.2. Armatures Actives 18
III.3.3. Contrainte admissible 19
III.3.3.1. Béton 19
III.3.3.2. Armatures 19
III.4. Evaluation des Actions 20
III.4.1. Evaluation des actions hors trafic 20
III.4.1.1. Action Permanentes 20
III.4.1.2. Action thermique 20
III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic 21
III.4.2.1. Système de charge à considérer 21
III.4.2.2. Caractéristiques du pont 21
III.4.2.3. Les cas de chargement 22
III.4.2.4. Système de charge A(L) 22
III.4.2.5. Système de charge B 23
III.4.2.6. Charges militaires Mc 120 25
III.4.2.7. Charges exceptionnelles D240 26
III.4.2.8. Coefficient de majoration dynamique 26
III.4.2.9. Efforts de freinage 27
III.5. Conclusion 27
Chapitre IV : Etude Du Fléau
IV.1. Introduction 28
IV.2. Stabilité en phase de construction 28
IV.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau 28
IV.2.2. Charges à prendre en compte 29
IV.2.2.1. Poid Propre du Fléau 30
IV.2.2.2. Charge due au vent 30
IV.2.2.3. Charges de chantier connues 31
IV.2.2.4. Charges de chantier aléatoire 31
IV.2.2.5. Actions accidentelles 31
IV.2.3. Combinaisons d'action 32

IV.2.4. Evaluation des efforts 33
IV.3. Stabilisation du fléau avec organes d'ancrages 33
IV.3.1 Calcul le nombre des câbles 34
IV.3.2 Calcul de la Surface des Cales 35
IV.4. Evaluation des efforts en service 36
IV.4.1. Combinaison d'actions 37
IV.4.2. Modélisation 37
IV.5. Conclusion 38
Chapitre V : Etude de la Précontrainte
V.1. Introduction 39
V.2. Etude de la Précontrainte 39
V.2.1. Etude de la Précontrainte du Fléau 39
V.2.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau 40
V.2.1.2. Position et enrobage des câbles 41
V.2.1.3. Dispositions des ancrages 42
V.2.1.4. Tracé des câbles en plan 43
V.2.1.5. Tracé des câbles en élévation 44
V.2.2. Étude de la Précontrainte de Continuité 45
V.2.2.1. Détermination du nombre des câbles de continuité dans la travée principale ... 45
V.2.2.2. Tracé des câbles 46
V.2.2.3. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 47
V.2.2.4. Tracé des Câbles 49
V.3. Evaluation des pertes de la Précontrainte 49
V.3.1.les pertes Instantanées 50
V.3.1.1. Perte de tension par frottement 50
V.3.1.2. Perte de tension par recul d'ancrage 50
V.3.1.3. Perte de tensions dues aux non-simultanéités de la mise en tension 50
V.3.2. Perte de tensions différées 51
V.3.2.1. Perte par retrait 51
V.3.2.2. Perte par fluage 51
V.3.2.3. Perte par relaxation 52
V.3.3. Les pertes Totales 52
V.4. Vérification des Contraintes Normales 53
V.4.1. Vérification des contraintes pour le demi-Fléau 53
V.4.2. Vérification pendant le bétonnage du clavage 54
V.4.3. Vérification des contraintes en phase de service 54
V.4.4. Armatures des zones tendues 55

V.5. Vérification les contraintes tangentielles 55
V.5.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 55
V.5.2. Vérification l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU 57
V.5.3. Vérifiaction la flèche vis-à-vis à l'ELS 58
V.6. Conclusion 58
Chapitre VI : Etude Transversale
VI.1. Introduction 59
VI.2. Évaluation des efforts transversaux 59
VI.2.1. Modélisation 59
VI.2.2. Détermination des sollicitations 60
VI.2.3. Les résultats 60
VI.3. Le Ferraillage 61
VI.3.1. Exemple de Calcul de Ferraillage de l'Hourdis Supérieur du VSClef 62
VI.3.2 Ferraillage Passif des Voussoirs 62
VI.4. Conclusion 63
Chapitre VII : Etude Sismique et Équipements du Pont
VII.1. Introduction 64
VII.2. Appareil d'appuis 64
VII.2.1. limite d'utilisation 64
VII.2.2. Apparail d'appuis à Pot 65
VII.2.3. Le Dimensionnement des Appareils d'Appuis à Pot 65
VII.2.3.1. Condition d'appuis 66
VII.2.3.2. Descente des charges du tablier pour un appareil d'appuis à pot 66
VII.2.3.3. Efforts verticaux pour l'appareil d'appui à pot 67
VII.2.3.4. Choix des Appareils d'appuis 68
VII.3. Dés appuis 69
VII.3.1. Dimensionnement les dés d'appuis au niveau de la pile 69
VII.3.2. Ferraillage les dés d'appuis au niveau de la pile 69
VII.3.3. Dimensionnement les dés d'appuis au niveau de la culée 70
VII.3.4. Ferraillage les dés d'appuis au niveau de la culée 70
VII.4. Calcul Sismique 71
VII.4.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatif à l'étude sismique 71
VII.4.2. Spectre De Réponse 72
VII.4.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale 72
VII.4.2.2. Spectre de réponse de la composante Verticale 73
VII.4.3. Modes Significatifs 74
VII.4.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 74

VII.5. Joint de Chaussées ..... .75
VII.5.1. Type joint de chaussées 75
VII.6. Conclusion 76
Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure
VIII.1. Introduction…..... 77
VIII.2. Etude de la pile ……..…...77
VIII.2.1. Conception de la pile..... 77
VIII.2.2. Vérification de la stabilité vis-à-vis du flambemen.....…... 78
VIII.2.3. Évaluation les efforts agissant sur la pile…… 78
VIII.3. Etude de la Culée 81
VIII.3.1. Conception des Culées……..... 81
VIII.3.1.1. Choix de type de culée……... 81
VIII.3.1.2. Eléments constituants une culée remblayée…….. 81
VIII.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée…….. 81
VIII.3.2. Evaluation des efforts agissants sur la culée…….. 82
VIII.3.2.1. Détermination du coefficient de poussée Kad……..... 82
VIII.3.2.2. Calcul les sollicitations…….. 82
VIII.3.2.3. Calculs des efforts de la poussée des terres……... 84
VIII.3.2.4. Evaluation des efforts dus aux surcharges……...…….. 84
VIII.3.3. Vérification la stabilité de la culée……...84
VIII.3.3.1. Vérification du tiers central à vide……85
VIII.3.3.2. Vérification au renversement et au glissement……..…… 85
VIII.3.4. Ferraillage de la culée …… 86
VIII.3.4.1. Mur garde grève ……..... 86
VIII.3.4.2. Mur Frontal……..... 87
VIII.3.4.3. Mur en retour……...…...88
VIII.3.4.4. Dalle de transition……..... 90
VIII.3.4.5. Corbeau……...…... 90
VIII.3.4.6. Semelle……...…. ..91
VIII.4. Conclusion…….94
Conclusion Générale 95
Annexe A, B, C, D

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation du Projet
Figure I.1 : localisation du V67.5 2
Figure I.2 : tracé en plan du V67.5 3
Figure I.3 : Profil en long 4
Figure I.4 : Profil en travers 4
Figure I.5 : Image satellite de la zone d'étude 5
Figure I.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008) 6
Figure I.7 : Vue en plan de l'implantation des sondages 7
Chapitre II : Conception et Pré-dimensionnement
FigureII.1 : Configuration générale d'un Pont à Poutres en Béton Précontraint 8
Figure II.2 : Notations des dimensions 9
Figure II.3 : Configuration général d'un pont voussoir construit par en encorbellement successif 10
Figure II.4 : Notation des dimensions 11
FigureII.5 : Configuration générale d'un pont mixte bipoutre 13
Figure II.6 : Coupe transversale d'un pont mixte bipoutre 14
Figure II.7 : Notations des dimensions 14
Figure II.8 : Variation de l'épaisseur 15
Chapitre III : Charges et Hypothèses de Calcul
Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P 19
Figure III.2 : Découpage les voussoirs 20
Figure III.3 : Cas de Chargement 22
Figure III.4 : Système Bc 23
Figure III.5 : Système Bt 24
Figure III.6 : Convoie de charge Mc120 25
Figure III.7 : Convoie Exceptionnelle D240 26
Chapitre IV : Etude Du Fléau
Figure IV.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau 29
Figure IV.2 : Situation temporaire de construction à considérer 31
Figure IV.3 : Situation accidentelle à considérer 32
Figure IV.4 : Vue 3D de modèle de fléau 33
Figure IV.5 : Schéma de clouage sur pile 33
Figure IV.6 : Géométrie de système de clouage et surtension des câbles 34
Figure IV.7 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction 36
Figure IV.8 : Modèle de calcul 3D 37
Chapitre V : Etude De la Précontrainte

Figure V.1: Diagramme des moments sous la combinaison PREC 39
Figure V.2 : Dispositions des ancrages selon Freyssinet 42
Figure V.3 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages 43
Figure V.4 : Tracée en plan des câbles de fléau 44
Figure V.5 : Tracé en élévation des câbles de fléau 44
Figure V.6 : Position des câbles C4 45
Figure V.7 : Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc 47
Figure V.8 : Disposition des câbles de continuité de travée Rive au niveau de Vc 48
Figure V.9 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension 50
Figure V.10 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage 54
Figure V11 : Diagramme des contraintes à la Fin du VS4 55
Figure V.12 : Effort de précontrainte 56
Chapitre VI : Etude Transversale
Figure VI.1 : Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel 59
Figure VI.2 : Vue en 3D du voussoir sur Culée modélisé sur le logiciel 59
Figure VI. 3 : Sections à justifier selon le guide SETRA 60
Figure VI.4 : Ferraillage du Voussoir sur Pile 63
Figure VI.5 : Ferraillage du Voussoir sur Clavage 63
Chapitre VII : Etude Sismique et Équipements du Pont
Figure VII.1 : Limites D'utilisation des appareils d'appui 64
Figure VII.2 : composition schématique d'un appareil d'appui à pot 65
Figure VII.3 : Vue en dessus Conditions d'appuis 66
Figure VII.4 : Appareil d'appui fixe (P2) - (Type GOODCO-Z-TECH) 68
Figure VII.5 : Appareil d'appui mono (C1/C2/P1/P2/P3)- (Type GOODCO-Z-TECH).... 68
Figure VII.6 : Appareil d'appui multi (C1/C2/P1/P3) - (Type GOODCO-Z-TECH) 69
Figure VII.7 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile 70
Figure VII.8 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée 70
Figure VII.9 : Modèle de calcul multimodal 72
Figure VII.10 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale 73
Figure VII.11 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale……73
Figure VII.12 : Capacité de souffle des joints W_d en fonction du biais 76
Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure
Figure VIII.1 : Dimensions de la pile la plus haute 77
Figure VIII.2 : Abaques de WALTHER 79
Figure VIII.3 : Croquis de Ferraillage de la pile 80
Figure VIII.4 : dimension de la culée ..... .81
Figure VIII.5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur 86

Figure VIII.6 : Les moments Mxx sur le mur en retour 89
Figure VIII.7 : Les moments Myy sur le mur en retour 89
Figure VIII.8 : Croquis de Ferraillage de la culée ..... .94

Liste des Tableaux

Chapitre II : Conception et Pré-dimensionnement
Tableau II.1 : Implantation des appuis. 9
Tableau II.2 : Récapitulation du Pré-dimensionnement de la variante 1. 9
Tableau II.3 : Implantation des appuis. 11
Tableau II.4 : Récapitulation du Pré-dimensionnement de la variante 2. 12
Tableau II.5 : Récapitulation de découpage des voussoirs ..... .12
Tableau II.6 : Implantation des appuis. 14
Tableau II.7: Pré-dimensionnement des poutres principales selon CALGARO et SETRA 15
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO. 15
Tableau II.9 : Avantages et Inconvénients des 3 variantes. 16
Tableau II.10 : Devis estimatif et quantitatif 16
Chapitre III : Charges et Hypothèses de Calcul
Tableau III.1 : Caractéristiques du béton. 17
Tableau III.2 : Caractéristiques des câbles de la Précontrainte. 18
Tableau III.3 : Contraintes admissibles à la compression de béton. 19
Tableau III.4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 20
Tableau III.5 : Estimation du poids dû aux CCP 20
Tableau III.6 : Poids des voussoirs 21
Tableau III.7 : Coefficient a_1 22
Tableau III.8 : Valeurs de A(L). 23
Tableau III.9 : Coefficient bc 24
Tableau III.10 : les Valeurs de Bc 24
Tableau III.11 : Valeurs de bt 24
Tableau III.12 : les Valeurs du Bt. 25
Tableau III.13 : Coefficients de majoration dynamique 26
Tableau III.14 : L'effort de freinage F(KN) de système A. 27
Chapitre IV : Etude Du Fléau
Tableau IV.1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau. 30
Tableau IV.2 : Récapitulation des combinaisons d'action 32
Tableau IV.3 : Evaluation des réactions 33
Tableau IV.4 : comparaison entre M/N et l'entraxe. 34
Tableau IV.5 : Calcul le nombre des câbles de clouages. 35

Tableau IV.6 : Valeur de F_{bu}. 35
Tableau IV.7 : Calcul de dimensions de cales. 36
Tableau IV.8 : Combinaisons de charge en phase de service. 37
Chapitre V : Etude De la Précontrainte
Tableau V.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section. 41
Tableau V.2 : Vérification de nombre de câbles de fléau au VSP pour chaque phase. 41
Tableau V.3 : Distances a et b. 42
Tableau V.4 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 45
Tableau V.5 : Élévation des câbles de fléau. 45
Tableau V.6 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale. 46
Tableau V.7 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale. 47
Tableau V.8 : Élévation des câbles de Continuité travée principal. 47
Tableau V.9 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 48
Tableau V.10 :L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de Rive. 49
Tableau V.11 : Élévation des câbles de Continuité travée de Rive. 49
Tableau V.12 : Pourcentages(%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau. 52
Tableau V.13 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 53
Chapitre VI : Etude Transversale
Tableau VI.1 : Combinaisons des charges appliquées 61
Tableau VI.2 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile. 61
Tableau VI. 3 : Efforts extrêmes dans le voussoir à la clef. 61
Tableau VI.4 : Ferraillage passif du VSP. 62
Tableau VI.5 : Ferraillage passif du VSClef. 62
Chapitre VII : Etude Sismique et Équipements du Pont
Tableau VII.1 : Descentes de charges pour une paire d'appareils d'appui à pot 66
Tableau VII.2 : Descentes de charges pour un appareil d'appui à pot. 66
Tableau VII.3 : Efforts maximaux pour un appareil d'appui à pot. 67
Tableau VII.4 : La surface minimum Sp du pot. 67
Tableau VII.5 : La surface minimum Sc du coussin. 67
Tableau VII.6 : Résultats finaux – Choix des appareils d'appuis commerciaux. 68
Tableau VII.7 : Ferraillage de dés d'appui de la pile. 70
Tableau VII.8 : Ferraillage de dés d'appui de la Culée. 70
Tableau VII.9 : Modes propres……. 74
Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure
Tableau VIII.1 : Vérification du flambement de pile la plus haute. 78
Tableau VIII.2 : Evaluation effort à la base de la pile la plus sollicitée. 78
Tableau VIII.3 : Vérification des paramètres de la section creuse. 79

Tableau VIII.4 : Ferraillage longitudinal de la pile 2.. 79
Tableau VIII.5 : Ferraillage transversal de la pile 2. 80
Tableau VIII.6 : Calcul des coefficients de poussée possibles 82
Tableau VIII.7 : Les sollicitations agissantes sur la culée pour les 4 cas 83
Tableau VIII.8 : Les Moments dus aux poussées des terres. 84
Tableau VIII.9 : Les Moments dus aux poussées des surcharges 84
Tableau VIII.10 : Conditions à vérifier pour la stabilité de la culée.. 85
Tableau VIII.11 : Vérification de stabilité au glissement et renversement 85
Tableau VIII.12 : Ferraillage Mur de garde grève. 87
Tableau VIII.13 : les sollicitations agissantes sur le mur frontal.. 88
Tableau VIII.14 : les sollicitations à l'ELU et à l'ELS. 88
Tableau VIII.15 : Ferraillage Mur frontal. 88
Tableau VIII.16 : Ferraillage horizontal de mur en retour. 89
Tableau VIII.17 : Ferraillage verticale de mur en retour.. 89
Tableau VIII.18 : Evaluations des efforts de la dalle de transition 90
Tableau VIII.19 : Ferraillage de la dalle de transition.. 90
Tableau VIII.20 : sollicitation sur le corbeau. 90
Tableau VIII.21 : Ferraillage du corbeau.. 91
Tableau VIII.22 : Récapitulatif donnant les moments et efforts globaux.. 91
Tableau VIII.23 : Effort revenant à chaque pieu. 92
Tableau VIII.24 : Ferraillage de la semelle 92
Tableau VIII.25 : Tableau de warner 94
Tableau VIII.26 : Sollicitation agissant sur pieu 94

LISTE DES ABREVIATIONS

AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BP : Béton Précontraint.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CPA : Ciment Portland Artificiel.
CQC : Combinaison Quadratique Complète.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
Es : Module d'Elasticité de l'acier.
$\mathbf{f_{c28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
fe : Limite d'Elasticité de l'acier.
$\mathbf{f_{peg}}$: Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
$\mathbf{f_{prg}}$: Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de Compression admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Contrainte de Traction admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{Inf}}$: Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_{s}}$: Contrainte limite de l'acier.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\Delta T}$: Variation uniforme de la température
$\boldsymbol{\Delta\theta}$: Gradient thermique.
$\boldsymbol{\Delta P}$: Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15s : 12 Torons de 15.7 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)



Introduction Générale



Introduction Générale

‘La croissance économique d’un pays passe par le développement de ses routes et ses moyens de transport’. En partent de cette idée on arrive à la grande importance des infrastructures routières pour dire qu'un pays est développé.

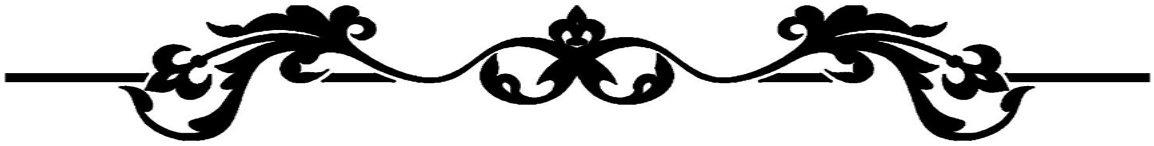
Au cours de ces deux dernières décennies, l’Algérie a vu un développement considérable dans le secteur des travaux publics. Outre l’achèvement et la livraison totale des tronçons de l’autoroute Est-Ouest, le programme de la politique gouvernementale dans le domaine des travaux publics (2015) prévu est constitué d’autres projets (pénétrantes) assurant les liaisons avec l’autoroute Est-Ouest.

L’un de ces projets est la pénétrante qui relie le port de Djen-djen dans la wilaya de Jijel à l’autoroute Est-Ouest au niveau d’El Eulma sur 110 km, qui est un projet stratégique permettant de désenclaver plusieurs localités des wilayas de Jijel, Mila et Sétif, et dynamiser l'activité économique du port de Djen-djen.

La réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-djen à El Eulma nécessite la réalisation de plusieurs ouvrages d’art (Viaducs et tunnels) avec des nouvelles techniques et méthodes de réalisation, le présent mémoire représente la conception et l’étude de l’un de ces ouvrages qui est le viaduc 67.5 situe du PK 67+467 au PK 67+753 avec une de longueur de 286 m.

Notre projet de fin d’études est principalement divisé en Huit (8) chapitres comme suit :

- Le chapitre I : est consacré à la présentation de l'ouvrage, tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception.
- Le chapitre II : on propose trois variantes, avec leurs pré dimensionnement et vérification après on fait le choix de la variante le plus avantageuse.
- Le chapitre III : Charges et surcharges.
- Le chapitre IV : Etude du Fléau.
- Le chapitre V : Etude de la précontrainte.
- Le Chapitre VI : Etude transversale.
- Le Chapitre VII : est consacré à l’étude dynamique et les équipements du pont.
- Le Chapitre VIII : contient le dimensionnement de la pile et la culée ainsi que le calcul des différentes sollicitations agissantes sur ces dernières sous les charges. Un calcul du ferraillage de tous les éléments constructifs de la pile et la culée a été effectué, avec une présentation de tous les schémas de ferraillage.



Chapitre I
Présentation du Projet



I.1. Introduction

Le terme pont désigne généralement une structure permettant de relier deux points séparés par un obstacle, qu'il s'agisse d'éléments naturels tels qu'un cours d'eau, une vallée ou un bras de mer, ou d'aménagements construits par l'homme comme une route, une voie ferrée, un canal ou une rivière. Donc la conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences fonctionnelles, naturelles et les harmoniser avec celles du maître d'ouvrage.

I.2. Présentation du Projet

I.2.1. Situation du projet

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude est un viaduc (V67.5) qui fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 Km. L'ouvrage est situé entre le PK67+467 et le PK67+753.



Figure I.1 : localisation du V67.5

Le Via 67.5 commence au PK67+467.95 et son niveau de culée à ce kilomètre est de ~663 m. Le trajet du viaduc planifié sur une longueur d'environ 286 m s'achève à PK67+753.15 au niveau de ~651 m.

I.2.2. Composantes de la Pénétrante

Vu la morphologie accidentée du massif texanna et Babour La pénétrante est constituée de :

- 54 viaducs.
- 13 échangeurs.
- 1 tunnel bitube de 1.9 km de longueur.
- Environ 200 ouvrages Hydrauliques.

L'autoroute traverse trois wilayas : Jijel sur 45 km, Mila sur 15 km et Sétif sur 50 km.

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 le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.
- Faciliter le transport des marchandises entre le port de Djen Djen (Jijel), l'un des ports les plus importants d'Algérie et les régions intérieures, notamment les zones industrielles de Sétif et El Eulma.
- Réduction des délais et coûts de transport.
- Intégration et dynamisation de l'économie régionale.

I.2.4. Obstacles à Franchir

Notre viaduc permet de franchir une vallée d'une hauteur de 30.95 m.

I.3. Les données de projet

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage est une droite de courbure R=5000m et de longueur de 286 m.

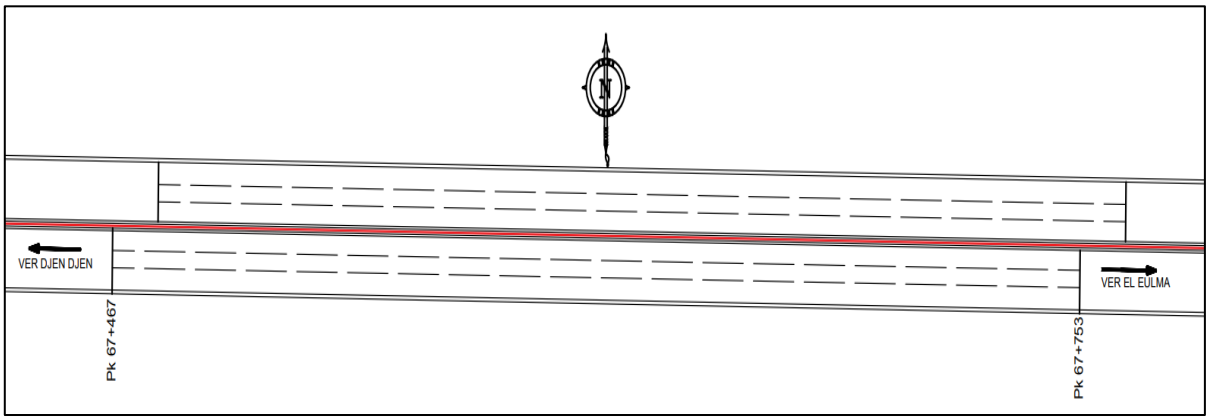


Figure I.2: tracé en plan du V67.5

I.3.1.2. Profil en long

Le profil en long c'est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles. Pour notre ouvrage il présente une pente importante de 4.53%.

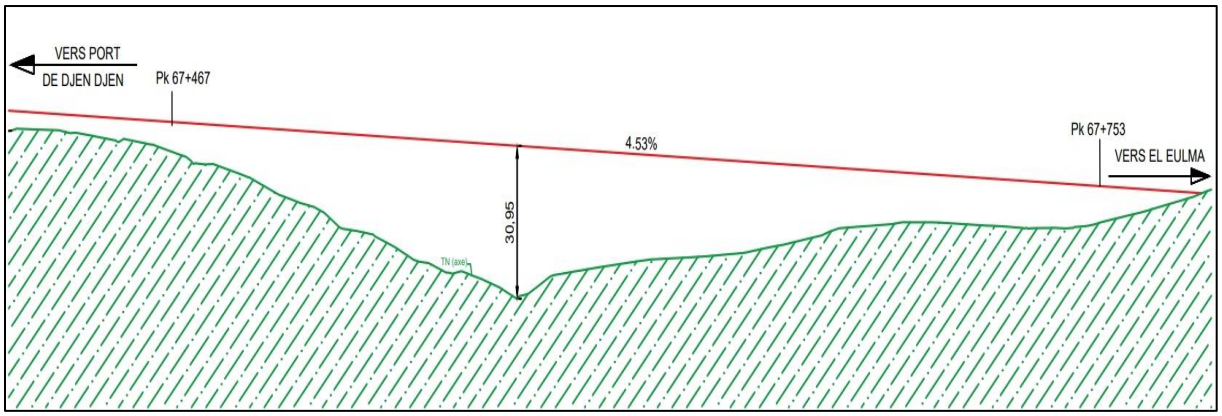


Figure I.3 : Profil en long

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. Les composantes du profil en travers de la chaussée sont :

- Largeur du tablier est de 13.25m.
- Largeur Roulable est de 12m.
- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Deux (2) Bandes dérasées de 1 m et 0.5m.
- Deux (2) Bordures + Barrières de sécurité de 0.75m et 0.5m.

Avec un dévers de 2.5%.

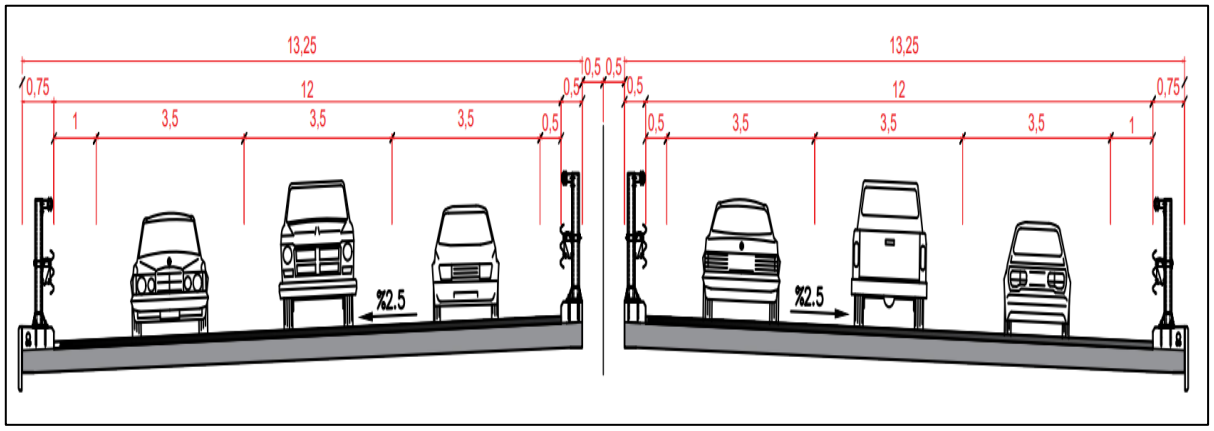


Figure I.4: Profil en travers

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1. Topographie

Selon le relevé topographique et l'observation réalisée sur le terrain, Il est possible de confirmer que le projet se situe dans une zone montagneuse.

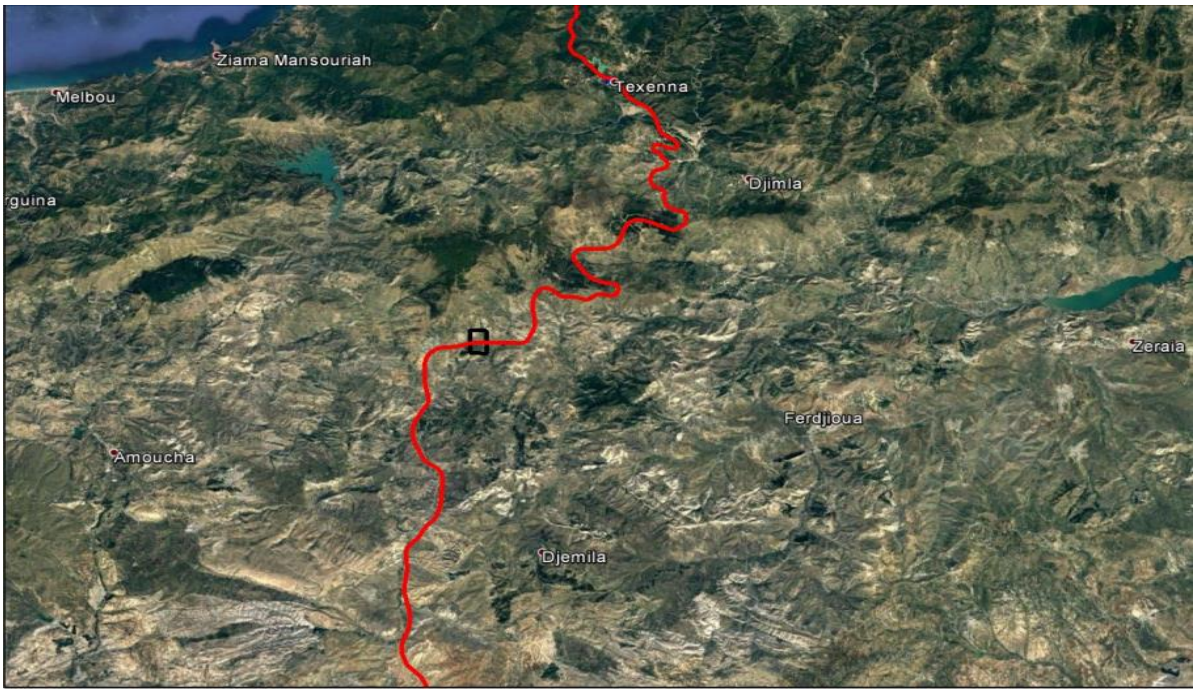


Figure I.5 : Image satellite de la zone d'étude

I.3.2.2. Sismicité du Site

La norme sismique algérienne applicable au projet est le RPOA 2008. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

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

Ce projet se trouve entièrement dans la wilaya de Sétif. Correspondant à la zone IIa (activité sismique moyenne) comme on peut le voir dans la figure suivante.

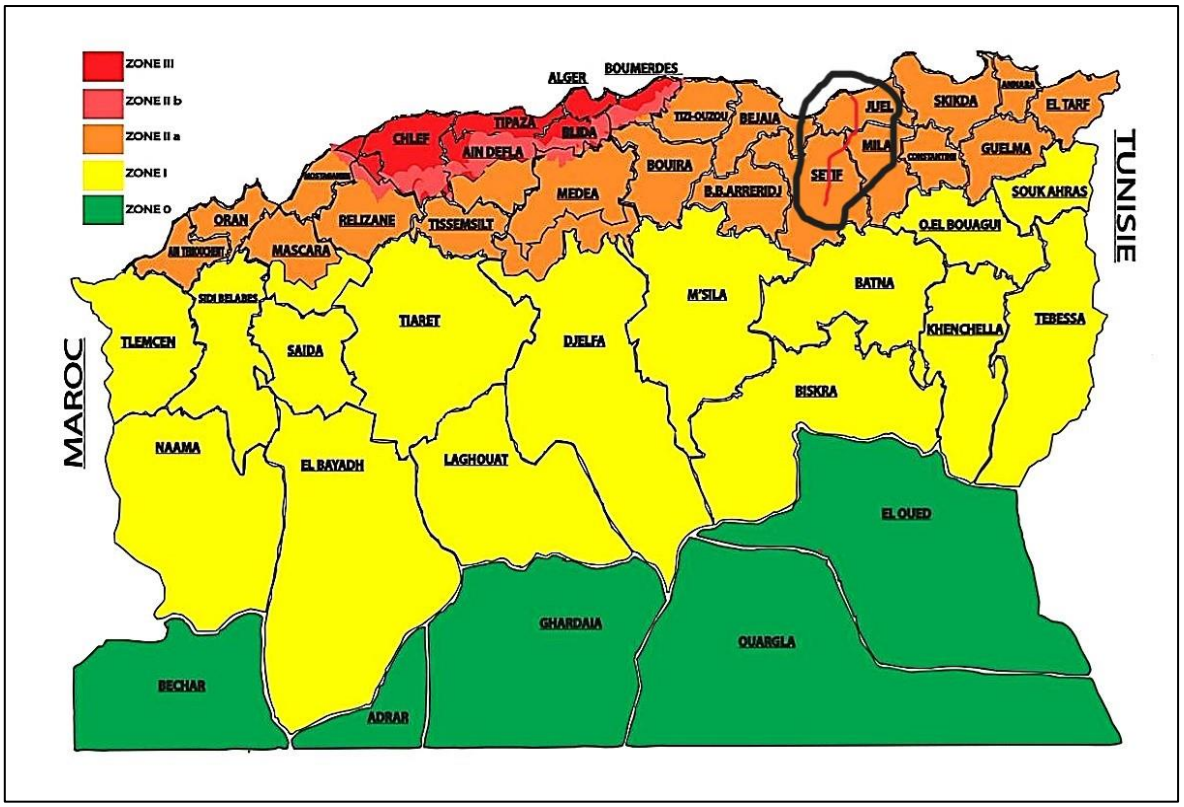


Figure I.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).

L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont Important). Par conséquent, Les accélérations assignées par la norme algérienne pour ce projet dans la wilaya de Sétif (zone IIa) sont **A=0.20** (RPOA, tableau 3.1).

I.3.2.3. Température

Les effets de la température sont naturellement pris en compte dans les calculs des ponts, notamment au niveau des joints de chaussée et des dispositifs d'appui.

La température annuelle moyenne dans la wilaya de Sétif varie selon les saisons en raison de son climat méditerranéen à influence continentale. Voici quelques informations générales :

- Température moyenne annuelle : Environ **12 à 16 °C**.
- **Étés :** Les températures peuvent atteindre des valeurs élevées autour de **30 à 35 °C** ou plus durant les journées les plus chaudes.
- **Hivers** : Les températures sont froides, avec des moyennes qui peuvent descendre autour de **0 à 5 °C** et parfois des chutes de neige en raison de l'altitude (Sétif est située à environ 1096 mètres au-dessus du niveau de la mer).

I.3.2.4. Géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol permet de garantir des conditions optimales de stabilité et de rigidité pour déterminer le type d'ouvrage approprié ainsi que la nature des fondations à prévoir pour les appuis. De plus, elle aide à choisir l'emplacement idéal afin d'assurer un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Le programme d'investigation a été organisé par le personnel technique de MAPA. Il comprend :

- Le forage de sept (7) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons. La profondeur atteinte par ces sondages est de 25m de profondeur. (BH-405, BH-406, BH-407, BH-408, BH-409, BH-410, BH411).
- Essais pressiomtriques sont effectués dans 8 puits de sondage de 15m de profondeur (BH-403, BH-405, BH406, BH-407, BH-408, BH-409, BH-410 et BH-411).

Les emplacements des sondages sont indiqués dans la Figure.

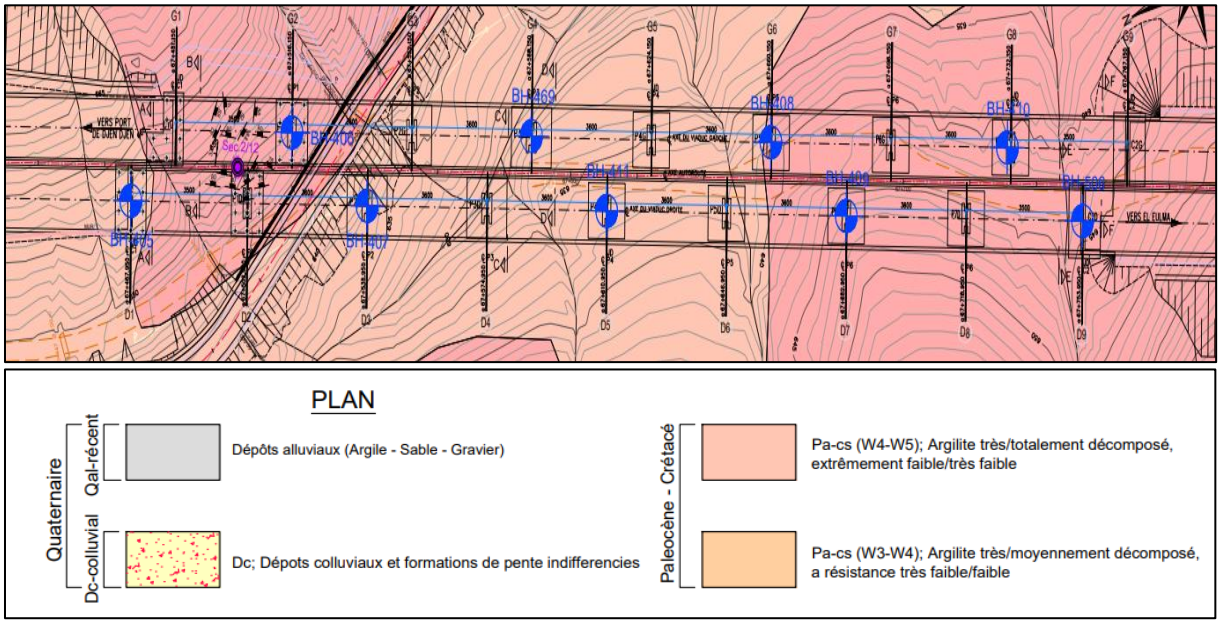


Figure I.7 : Vue en plan de l'implantation des sondages

Les résultats des sondages carottés sont rapportés dans **l'annexe A**.

Comme on peut le voir dans le tableau 2-4 du règlement RPOA 2008 et d'après les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométrique, il est recommandé de prendre en compte **la catégorie de sol comme S2** dans la conception structurelle de V67.5.

I.4. Conclusion

Avant d'entamer la conception et l'étude de l'ouvrage, Il est primordial de considérer l'environnement ainsi que les contraintes à surmonter qu'elles soient naturelles ou fonctionnelles.

Chapitre II
Conception et Pré-dimensionnement

II.1. Introduction

La conception vise à déterminer le type d'ouvrage le plus économique tout en répondant de manière optimale à l'ensemble des exigences requises.

Dans ce chapitre, nous définissons les variantes de pont les plus adaptées en nous basant sur des critères spécifiques à savoir :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long et en travers).
- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'implantation des appuis.
- Les techniques et les moyens de réalisation.

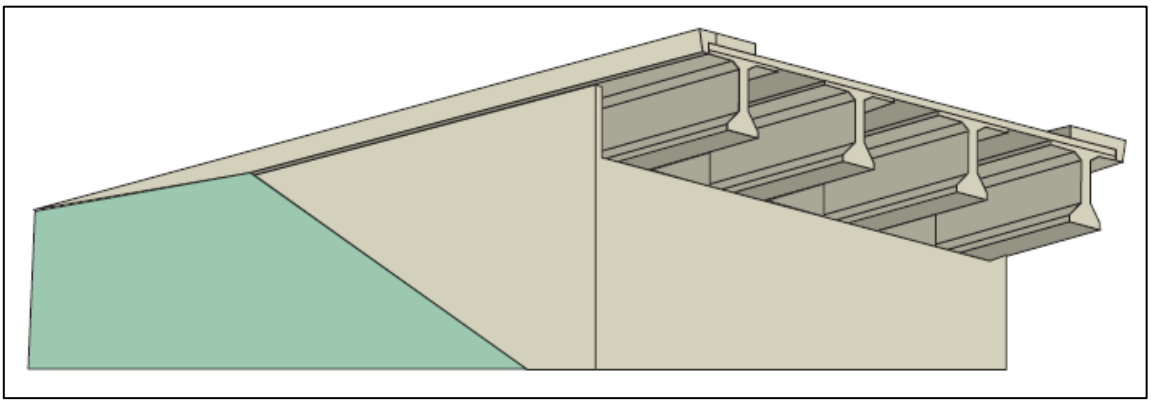
En tenant compte de ces critères, nous avons retenu les trois variantes suivantes :

- Pont à Poutres Précontraintes de type VIPP**.**
- Pont à voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs**.**
- Pont mixte bipoutre**.**

II.2. Présentation et Pré-dimensionnement des variantes

II.2.1. Variante 1 : « Pont à Poutres Précontraintes de type VIPP »

Les Ponts à Poutres Précontraintes de type VIPP (Viaduc à Travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en béton Précontraint par post tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.



FigureII.1 : Configuration générale d'un Pont à Poutres en Béton Précontraint.

II.2.1.1. Conception Longitudinale

Dans cette variante, il est proposé un pont composé de 8 travées identiques. Chacune d'une longueur de 36 m et pour une longueur totale de 288 m, s'étendant de « PK 67+467 à PK 67+755 ».

Tableau II.1 : Implantation des appuis.

Pile/culée	C1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	C2
PK	67+467	67+503	67+539	67+575	67+611	67+647	67+683	67+719	67+755

II.2.1.2. Conception Transversale

Le pré-dimensionnement a été réalisé en se basant sur le guide de conception SETRA (VIPP-1996).

Tableau II.2 : Récapitulation du Pré-dimensionnement de la variante 1.

Élément	Ratio usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	30m-40m	36m
La hauteur totale du tablier	$\frac{L}{20} < Ht < \frac{L}{17}$	2.05m
Epaisseur de la dalle	20 cm $< e <$ 30 cm	25cm
Hauteur de la poutre	Hp = Ht-e	1.8m
Entraxe des poutres	En pratique : 1.4m $< \lambda <$ 2m	1.67m
Entraxe des poutres de rive	L_a: dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.7m
Nombre des poutres	N = La / λ +1	8
La largeur de la table de compression	b ≥ 0.6 × Hp	1.1m
Epaisseur de la table de compression	12cm ≤ e_1 ≤ 15cm	15cm
La largeur du talon	60cm ≤ Lt ≤ 90cm	60cm
Épaisseur du talon	10cm ≤ Et ≤ 20cm	20cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	25cm
Épaisseur de l'âme b_0 à zone d'about	/	60cm
Entretoise d'about	/	1.35 x 0.4 m²

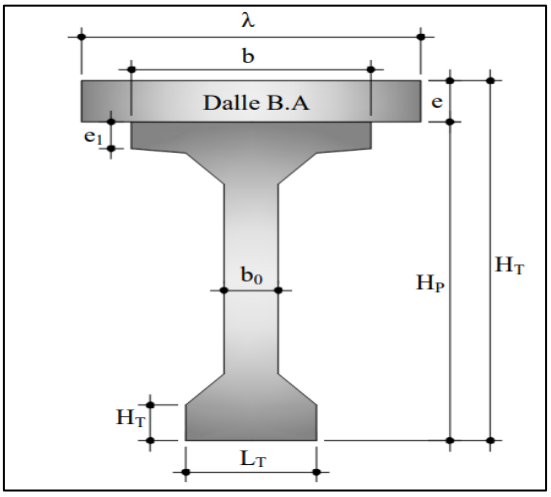
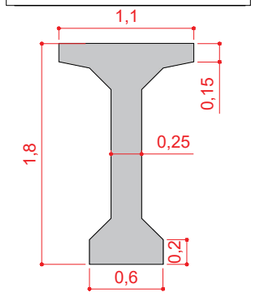
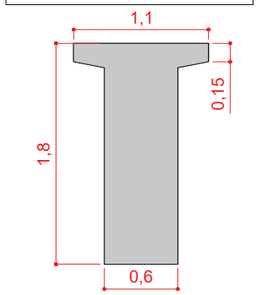


Figure II.2 : Notations des dimensions.

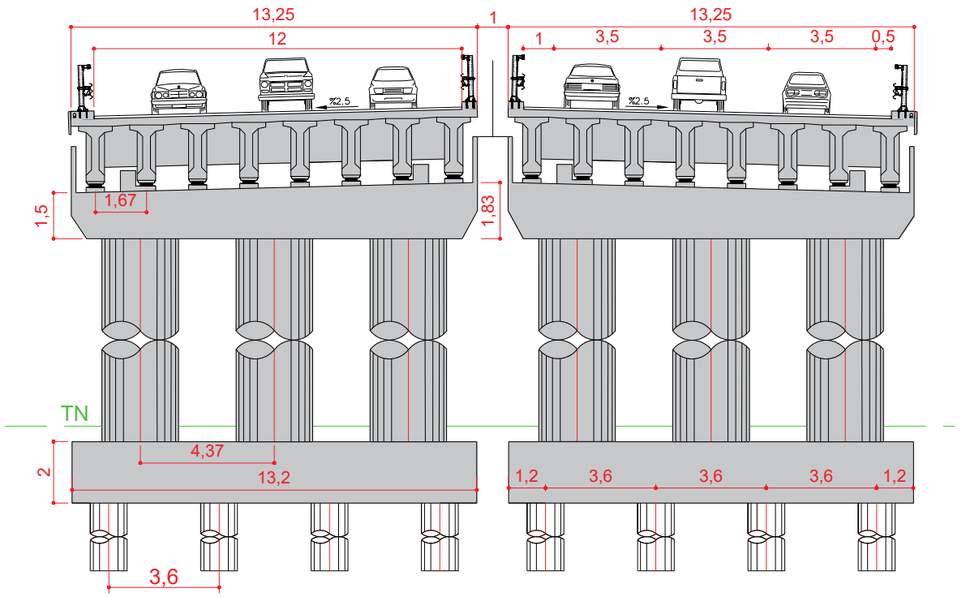
Section médiane Ech 1:50



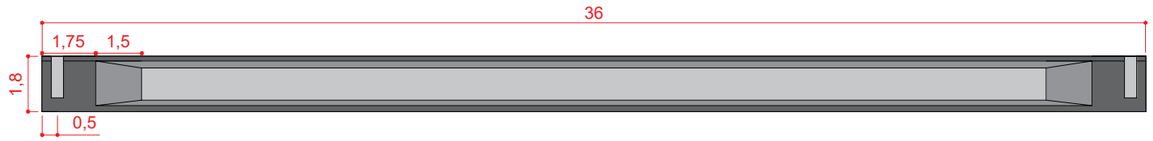
Section D'about Ech 1:50



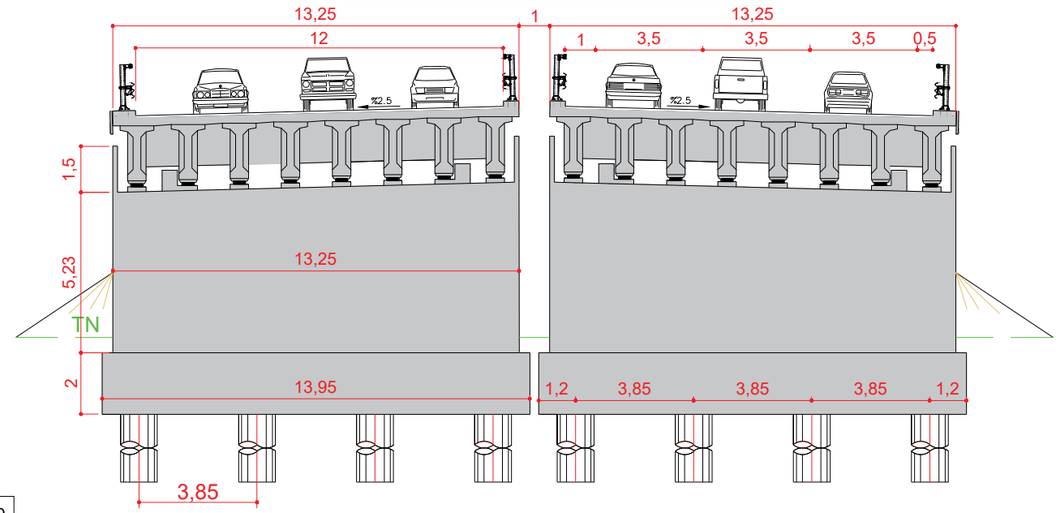
Coupe Transversale sur Pile Ech 1:200



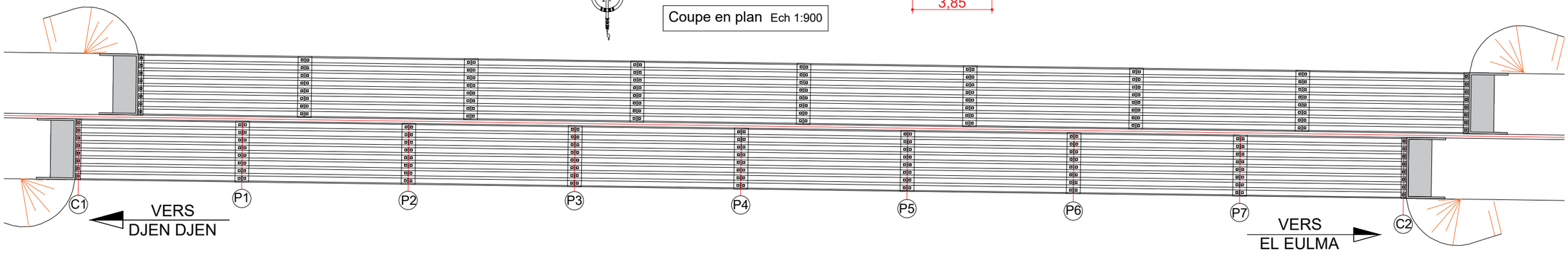
Vue en long de la poutre Ech 1:200



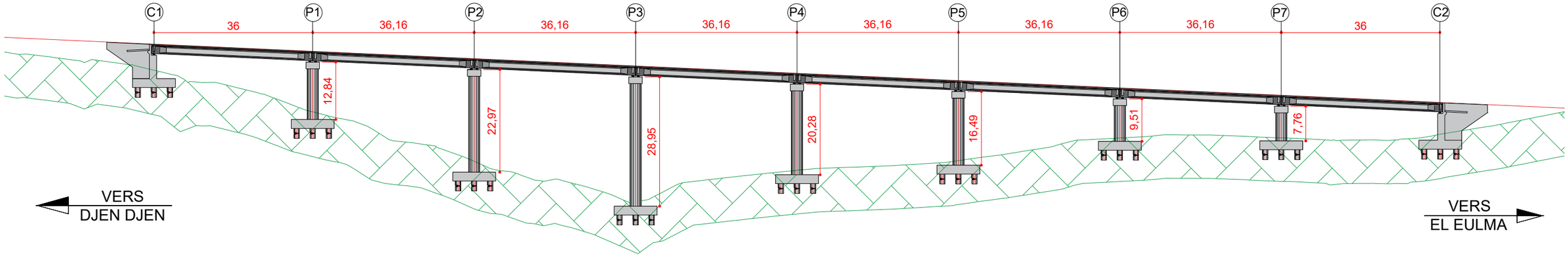
Coupe Transversale sur Culée Ech 1:200



Coupe en plan Ech 1:900



Coupe longitudinale sur le tablier droite Ech 1:900



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail :** enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Encadreur	Variante 1	Chapitre II	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc Du PK67+467 au PK67+753 de la liaison autoroutière DJEN-DJEN EL Eulma	HAFSAOUI Souhail	Mr. S. CHAMI Mr. M. KHELFI	Pont à poutres en béton précontraint par post tension	Conception et Pré dimensionnement	2024 / 2025

II.2.2. Variante 2 : «Pont Voussoirs en béton Précontraint construit par Encorbellements successifs Coulé en place »

La méthode consiste à édifier une structure en assemblant des éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est posé en encorbellement, s'appuyant sur le précédent. Une fois un voussoir achevé, les câbles de précontrainte ancrés à ses extrémités sont tendus, ce qui assure leur adhérence aux voussoirs précédents. Cela forme une console autoporteuse, capable de servir de support pour les étapes de construction suivantes. Les voussoirs sont coulés en place à l'aide de coffrages mobiles. Ce procédé permet de réaliser des franchissements de grandes portées.



Figure II.3 : Configuration général d'un pont voussoir construit par encorbellements successifs coulé en place.

II.2.2.1. Conception Longitudinale

Pour cette variante, il est proposé de concevoir un pont à voussoirs d'une hauteur Variable entre Pk 67+467 et PK 67+753 avec une longueur totale de 286m et composé de :

- 2 travées principales de 89 m.
- 2 travées de rive de 54 m (~ 60% de la travée principale).

Tableau II.3 : Implantation des appuis.

Pile / Culée	PK
C1	67+467
P1	67+521
P2	67+610
P3	67+699
C2	67+753

II.2.2.2. Conception Transversale

Étant donné que la largeur du tablier est inférieure à 20 mètres, la solution la plus économique consiste à l'utilisation d'un caisson à section fermée.

Le pré-dimensionnement de ce caisson est présenté dans le tableau ci-dessous, basé sur les recommandations du guide SETRA 2003 relatif aux ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

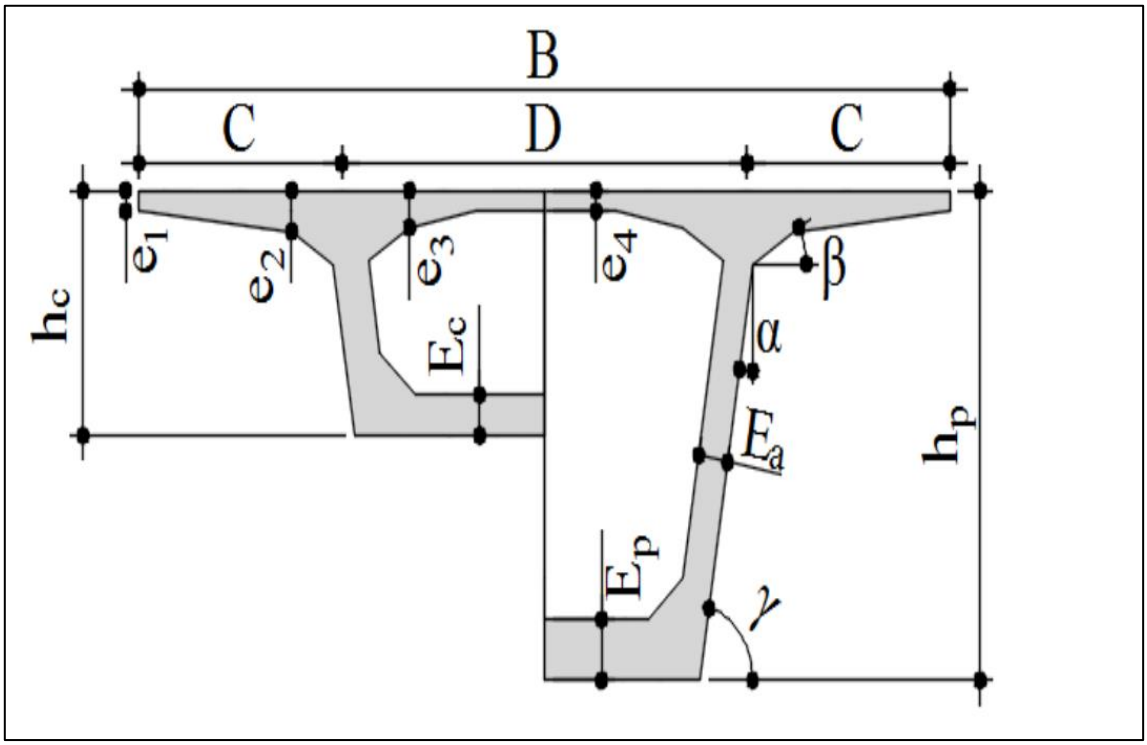


Figure II.4: Notation des dimensions.

Tableau II.4 : Récapitulation du Pré-dimensionnement de la variante 2.

Élément		Ratio usuel	Valeur retenu
Largeur du voussoir		B	13.25 m
Largeur d'encorbellement		C = $\frac{B}{4}$	3.3125 m
Entraxe des âmes		D = B-2C	6.625 m
Épaisseurs de l'Hourdis Supérieur	e1	e1 ≥ 20 cm	25 cm
	e2	$\frac{C}{8}$ ≤ e2 ≤ $\frac{C}{7}$	45 cm
	e3	e3 =10 + $\frac{D}{25}$ avec (e3 > e2 -10 ; e3 > 1.5e4)	40 cm
	e4	$\frac{D}{30}$ ≤ e4 ≤ $\frac{D}{25}$	25 cm
L'inclinaison des âmes		10% ≤ α ≤ 30%	22.22% (10°)
Gousset Supérieur		30° ≤ β ≤ 45°	30°
Gousset Inférieur		40° ≤ γ ≤ 45°	40°
Loi de variation parabolique		H(x)=Hp-2*(Hp-Hc)*($\frac{X}{L}$) + (Hp-Hc)*($\frac{X}{L}$) ²	
Hauteur du voussoir	Sur Pile	$\frac{L}{Hp}$ = 14+ $\frac{L}{45}$	5.6 m
	Sur clef	$\frac{L}{Hc}$ = 19+ $\frac{L}{7}$	2.8 m
L'épaisseur de l'âme		Ea ≥ 26 + $\frac{L}{500}$	45 cm
Épaisseur Hourdis inf	Sur Pile	35 ≤ Ep ≤ 80 cm	75 cm
	Sur clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm

II.2.2.3. Découpage des voussoirs

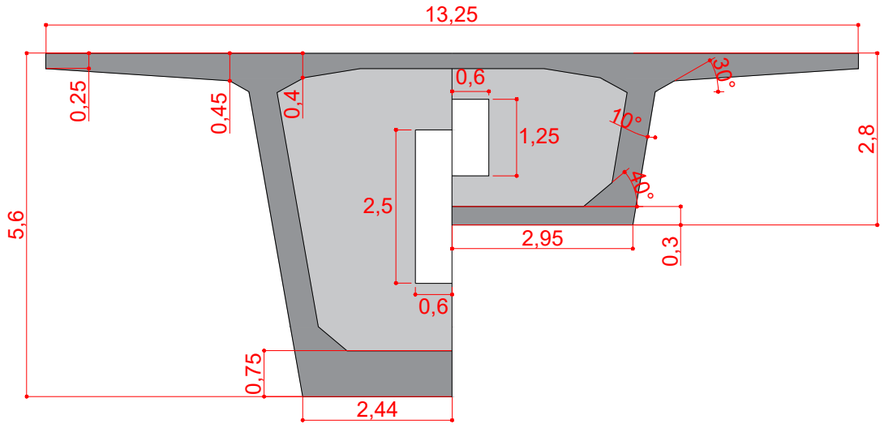
Pour un ouvrage où les voussoirs sont coulés en place, on distingue trois catégories de voussoirs :

Tableau II.5 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

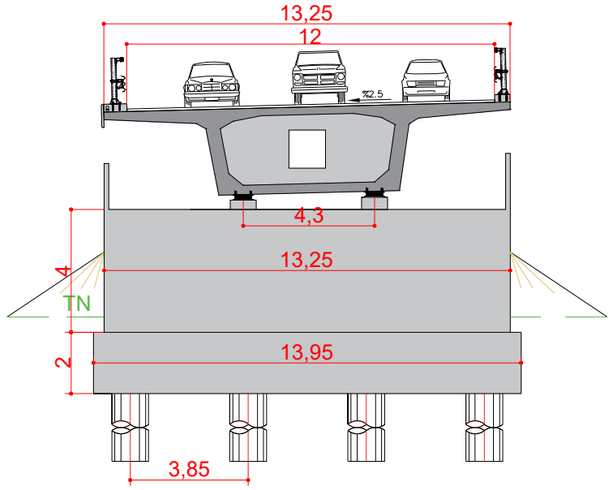
Types de voussoir	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoir sur Pile	7m à 10m	8m	3
Voussoir Courant	2.5m à 5m	4.4m	54
Voussoir de Clavage	1.5m à 3m	1.8m	4
Voussoir Coulé sur Cintre	≥ 0.05L	9.1m	2

En utilisant le découpage précédent et on obtient un nombre totale des voussoirs : **N=63.**

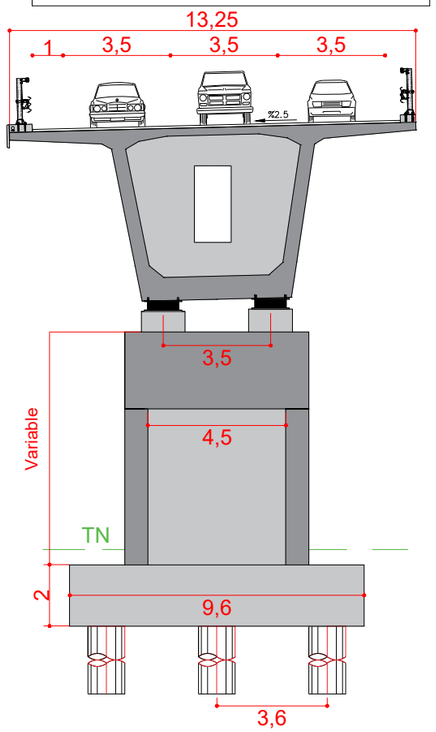
Coupe Transversale de VC/ VSP Ech1:100



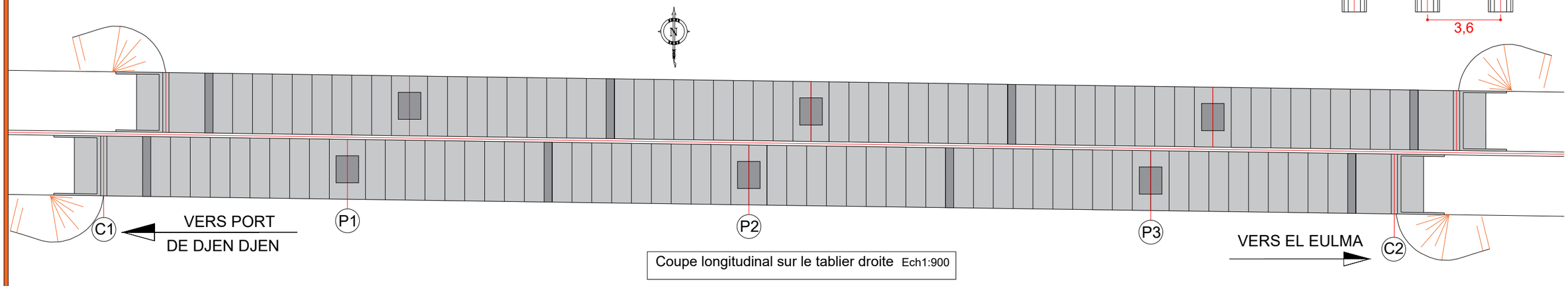
Coupe Transversale sur Culée Ech1:200



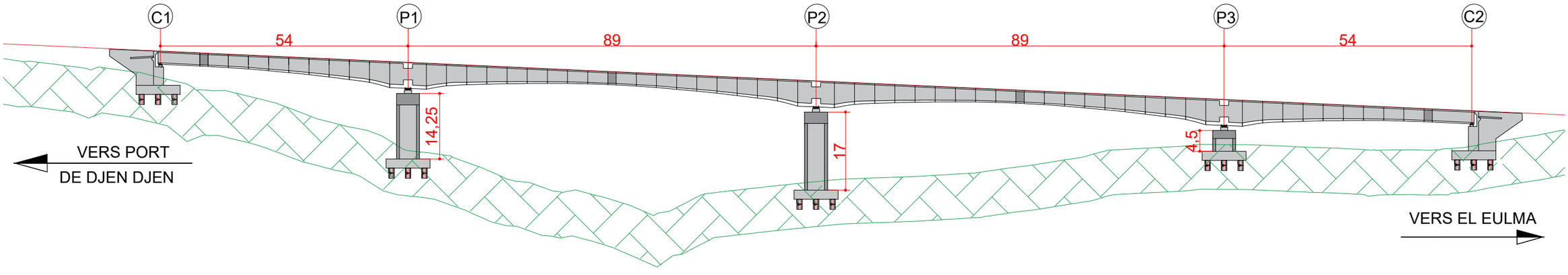
Coupe Transversale sur Pile Ech1:200



Coupe en plan Ech1:900



Coupe longitudinal sur le tablier droite Ech1:900



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Encadreur	Variante 2	Chapitre II	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc Du PK67+467 au PK67+753 de la liaison autoroutière DJEN-DJEN EL Eulma	Hafsaoui Souhail	Mr. S. CHAMI Mr. M. KHELFI	Pont Voussoir coulé en place	Conception et Pré dimensionnement	2024 / 2025

II.2.3. Variante 3 : «Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont constitués de profilés métalliques continus, sollicités en flexion longitudinale et solidarisés par des entretoises. Ces entretoises assurent le maintien de l'écartement des poutres et résistent aux moments de torsion.

Ces profilés supportent une dalle pleine en béton armé, connectée aux semelles supérieures à l'aide de connecteurs appelés goujons.

Les portées usuelles des ouvrages mixtes à poutres varient de 30 à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes. Les ponts mixtes en caissons sont mieux adaptés aux ouvrages très élancés ou fortement courbés, tandis que les ponts mixtes multi-poutres conviennent aux ouvrages très larges et peu longs.

Cela justifie le choix du type bipoutre, qui s'avère également le plus économique.

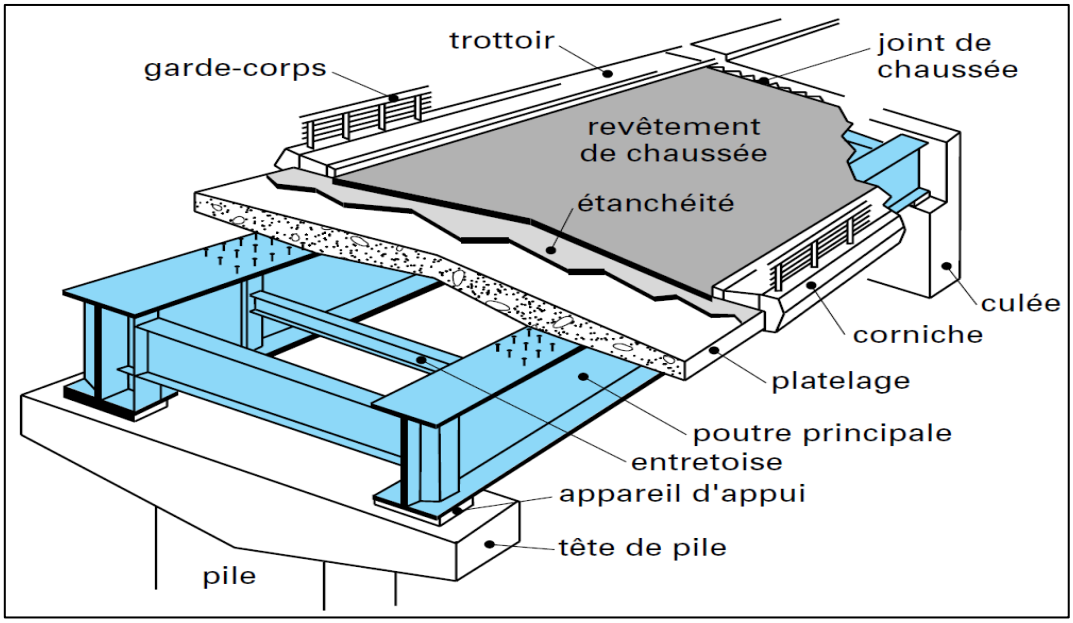


Figure II.5 : Configuration générale d'un pont mixte bipoutre.

II.2.3.1. Conception Longitudinale

Pour cette variante, il est proposé de concevoir un pont mixte bipoutre entre Pk 67+467 et PK 67+753 avec une longueur totale de 286m et composé de :

- 3 travées principales de 65 m.
- 2 travées de rive de 45.5m (70% de la travée principale).

Tableau II.6 : Implantation des appuis.

Pile/culée	C1	P1	P2	P3	P4	C2
PK	67+467	67+512.5	67+577.5	67+642.5	67+707.5	67+753

II.2.3.2. Conception Transversale

Le pré-dimensionnement des poutres métalliques, conformément aux méthodologies de CALGARO et SETRA, concerne un tablier de 13.25 m de largeur.

Pour optimiser la conception du tablier, une solution consiste à opter pour une structure reposant sur deux poutres longitudinales, reliées par des pièces de pont disposées à intervalles réguliers de 4 m. Les deux poutres principales sont espacées de 7 m, tandis que le tablier présente un débord de 3.125 m de chaque côté.

Pour un ouvrage à pièces de pont, CALGARO préconise une dalle d'épaisseur uniforme comprise entre 20 et 24 cm. Dans ce cas, une épaisseur de **e = 25 cm** est retenue.

La liaison entre la dalle et la structure métallique est réalisée à l'aide de connecteurs de type goujons, d'un diamètre **d = 22 mm** ($16 \leq d \leq 22$ mm), et d'une hauteur **h = 150 mm** ($h > 4d$). Ces goujons sont disposés en cinq files avec un espacement transversal de **et = 150 mm** ($et > 2.5d$) et un espacement longitudinal de **el = 125 mm** ($5d < el < 80$ cm).

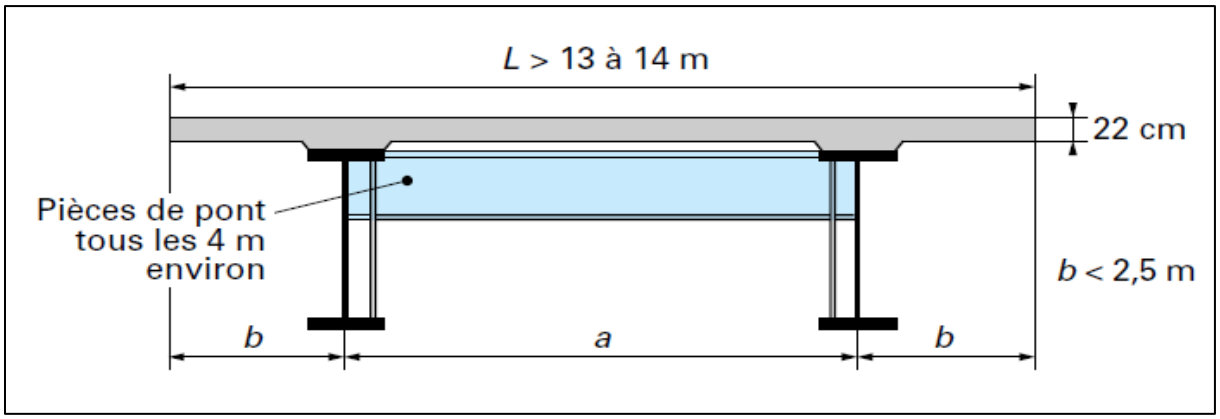


Figure II.6 : Coupe transversale d'un pont mixte bipoutre.

II.2.3.3. Conception des poutres principales

La poutre est de type en **I** est constituée d'une âme et de deux semelles. Elle est fabriquée en acier de qualité **S355N**. Les détails de son pré-dimensionnement sont présentés dans le tableau ci-après :

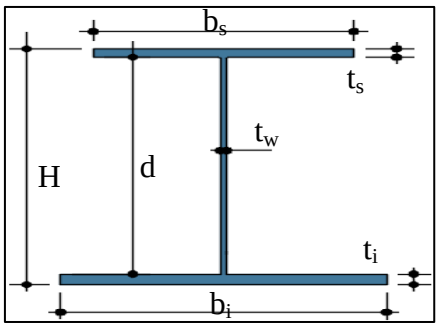


Figure II.7 : Notations des dimensions.

Tableau II.7: Pré-dimensionnement des poutres principales selon CALGARO et SETRA

Élément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)		
Hauteur constante de la poutre	H = $\frac{L}{28}$	2 400		
Largeur de la Semelle supérieure	400 mm ≤ bs ≤ 800 mm	800		
Largeur de la Semelle inférieure	500 mm ≤ bi ≤ 1200 mm	1000		
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	Lmin = 5 m et Lmoy ≈ 20 m	25000	10000	20000
Epaisseur de la semelle supérieure	20 ≤ ts ≤ 150 et $\frac{bs}{ts}$ ≤ 21 à 22	40	50	60
Epaisseur de la semelle inférieure	20 ≤ ti ≤ 150 et $\frac{bi}{ti}$ ≤ 21 à 22	50	60	70
Hauteur de l'âme	d = H – ts – ti	2310	2290	2270
Epaisseur de l'âme	$\frac{d}{tw}$ ≤ 200 et tw ≥ 12 mm	20	25	30

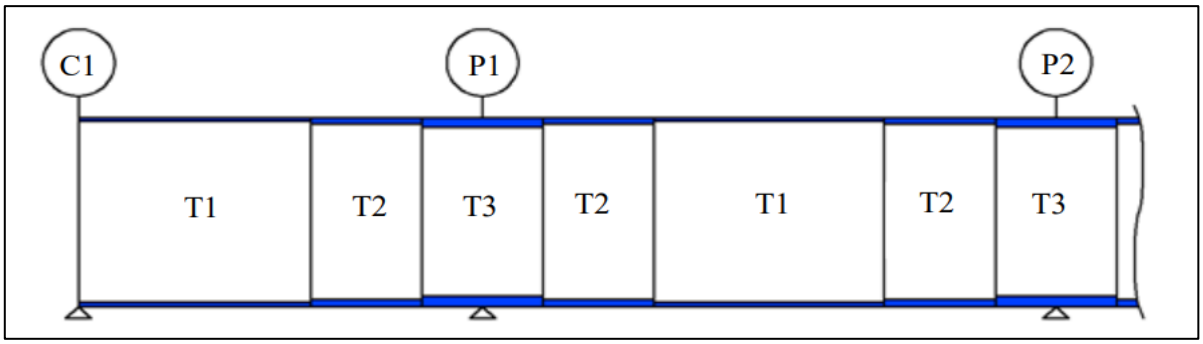


Figure II.8 : Variation de l'épaisseur.

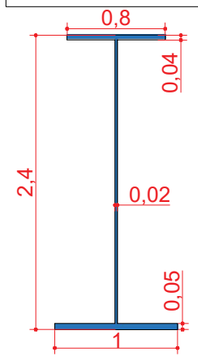
II.2.3.4. Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des profilés en **I** à âme pleine, généralement constitués de tôles soudées. Elles soutiennent directement la dalle, assurent l'entretoisement des poutres principales et résistent aux efforts de torsion.

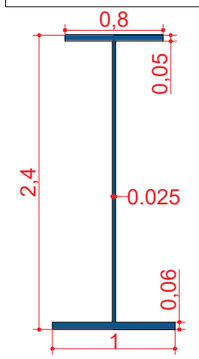
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Élément	Ratio usuel	Valeur Retenu (mm)
Épaisseur de l'âme	10 mm ≤ tw ≤ 12 mm	12
Hauteur de l'âme	$\frac{Lpp}{15}$ ≤ d ≤ $\frac{Lpp}{10}$	700
Largeur de la semelle	220 mm ≤ b ≤ 300 mm	300
Épaisseur de la semelle	tf ≈ 20 mm	20
Hauteur Totale	Hpp = d + 2 × tf	740

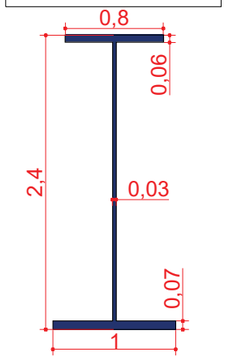
Section T1 Ech 1:50



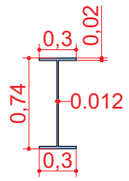
Section T2 Ech 1:50



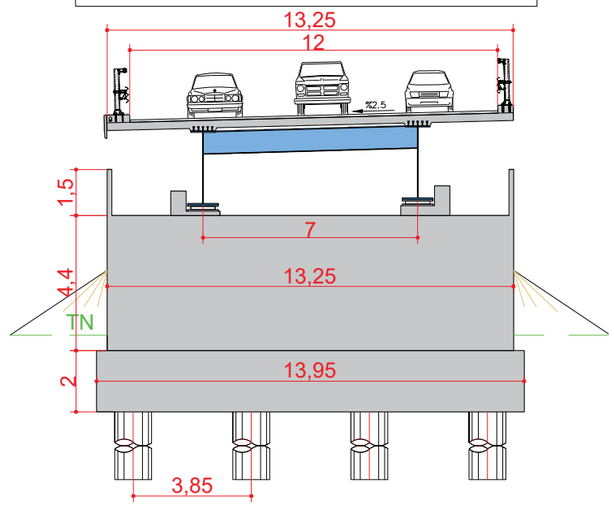
Section T3 Ech 1:50



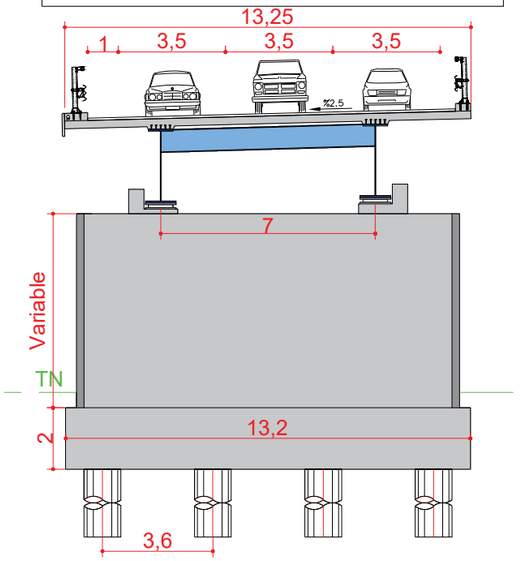
Pièce de pont Ech 1:50



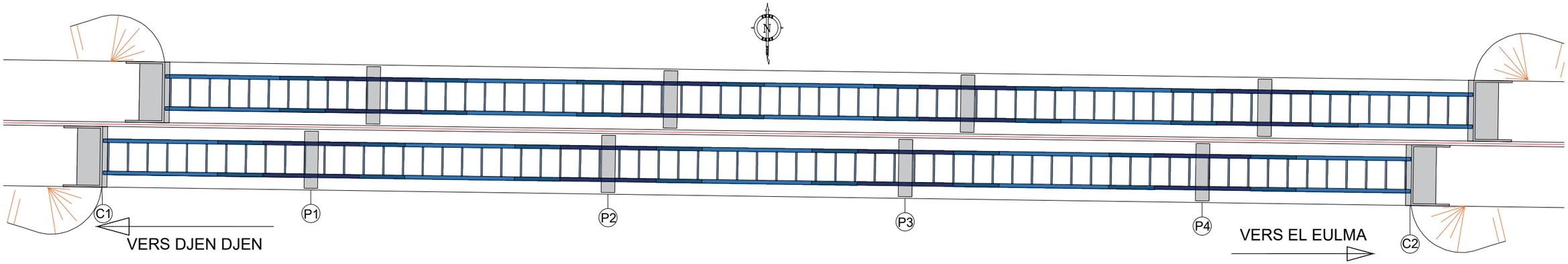
Coupe transversale sur la Culée Ech 1:200



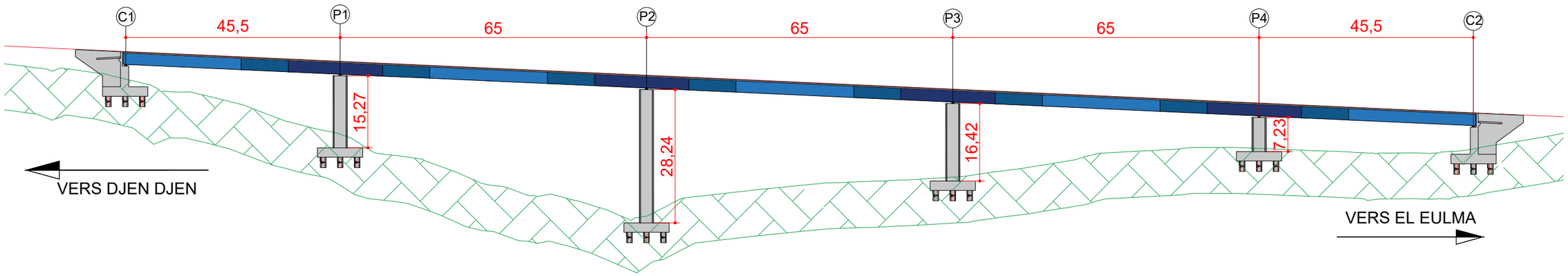
Coupe transversale sur la Pile Ech 1:200



Coupe en plan Ech 1:900



Coupe longitudinal sur tablier droite Ech 1:900



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Encadreur	Variante 3	Chapitre II	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc Du PK67+467 au PK67+753 de la liaison autoroutière DJEN-DJEN EL Eulma	Hafsaoui Souhail	Mr. S. CHAMI Mr. M. KHELFI	Pont Mixte bipoutre	Conception et Pré dimensionnement	2024 / 2025

II.3. Analyse Multicritère

Tableau II.9 : Avantages et Inconvénients des 3 variantes.

Variante	Avantages	Inconvénient
Variante 1 : Pont à poutre en béton précontraint.	❖ Une optimisation efficace de la réutilisation des coffrages. ❖ Maîtriser de la préfabrication des poutres. ❖ Leur conception isostatique. garantissant une insensibilité aux tassements différentiels des appuis.	❖ La difficulté de franchir en courbe. ❖ Le nombre élevé d'appareils d'appuis et de joints de chaussée. ❖ Un coffrage complexe et restreint au marché.
Variante 2 : Pont voussoir construit en encorbellement Successifs.	❖ Une grande aisance pour le franchissement en courbe. ❖ ouvrage élancé offrant une esthétique remarquable. ❖ Une flexibilité d'exécution grâce à la possibilité d'accélérer la construction en augmentant le nombre de bases de départ.	❖ La réalisation requiert une main-d'œuvre qualifiée. en particulier pour la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontrainte. ❖ Le poids est très important. ❖ La difficulté de coulage sur place.
Variante 3 : Pont Mixte bipoutre.	❖ La rapidité de l'exécution. ❖ La possibilité de franchir des grandes portées.	❖ Un Coût très élevé. ❖ La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. ❖ L'exigence d'une main-d'œuvre qualifiée et d'un contrôle rigoureux. en particulier pour l'opération de soudage.

Tableau II.10 : Devis estimatif et quantitatif.

Critère		Variante 1	Variante 2	Variante 3
Exécution		5/6	4/6	6/6
Esthétique		2/5	5/5	3/5
Entretien		3/4	4/4	1/4
Economie		5/5	3/5	4/5
Coût	Surface (m^2)	3 789.5	3 802.75	3 789.5
	P_U (DA/m^2)	350 000	450 000	420 000
	Prix Total(DA)	1 326 325 000	1 711 237 500	1 591 590 000
Note Total		15/20	16/20	14/20

II.4. Conclusion

D'après l'analyse multicritère, on opte pour **la variante 2, « Voussoir »**, pour la suite de ce mémoire, car elle offre le meilleur compromis, avec un maximum d'avantages et un minimum d'inconvénients sur l'ensemble des critères de comparaison.

Chapitre III
Charges et Hypothèses de Calcul

III.1. Introduction

L'ouvrage doit assurer sa stabilité aussi bien en phase de construction qu'en phase de service, en résistant aux différentes actions telles que les surcharges routières, le poids de la superstructure, les surcharges des trottoirs, ainsi que son propre poids.

Nous procéderons à l'évaluation des diverses charges et surcharges s'exerçant sur l'ouvrage.

III.2. Normes et règles de Calcul

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

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

III.3. Caractéristiques des Matériaux

Le choix des matériaux de construction influence fortement la conception et le dimensionnement du pont. Nous présentons ici les caractéristiques du béton ainsi que celles des aciers actifs et passifs utilisés pour la réalisation de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

Tableau III.1 : Caractéristiques du béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (Mpa)	40	30
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage (kg/m³)	450	350
Densité de BA (KN/m^3)	25	25

III.3.2. Armatures

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

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

III.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : fe = 500 MPa
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa

Les diamètres commerciaux des barres HA sont (en mm) : 8 10 12 14 16 20 25 32 40.
Les longueurs courantes de livraison sont : De 12 m pour les barres droites.

III.3.2.2. Armatures Actives

Les armatures de la précontrainte sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.2 : Caractéristiques des câbles de la Précontrainte.

Caractéristiques		Clouage/Fléau	Continuité
Toron	T	T15S	T15S
Section d'un toron	AP (mm²)	150	150
Nombre de toron par câbles	nT	12	19
Section d'un câble	S (mm²)	1800	2850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80	95
Résistance Ultime	f_{prg} (MPa)	1860	1860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1674	1674
Contrainte à l'origine	σ_{p0} (MPa)	1488	1488
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})	0.003	
Coefficient de frottement de courbure	f (rd^{-1})	0.2	
Module d'élasticité	Ep (Mpa)	190000	
Coefficient de relaxation	ρ (%)	2.5	
Coefficient de recul d'ancrage	g (mm)	2	

III.3.3. Contraintes admissibles

III.3.3.1. Béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 * Fcj}{\theta * \gamma b} \text{ (MPa)} ; \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ à l'ELS}$$

Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1.0 lorsque la durée t > 24h. γb = 1.5 Situation Durable.
- θ = 0.9 lorsque la durée 1h < t < 24h. et γb = 1.5 Situation transitoire.
- θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h. γb = 1.15 Situation accidentelle.

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

Etat	Contrainte Limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	γb = 1.5	22.67	17
		γb = 1.15	29.56	22.17
ELS	f_{bc} (MPa)		24	18

III.3.3.2.Armatures

- **Armatures Passives**

Tableau III.4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (Mpa)		superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	s.durable	435	435
		s.accidentelle	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
Tré préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ 0.4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n = 1.6		200	200

- **Armatures Actives**

La **classe II**, la plus courante, admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures.

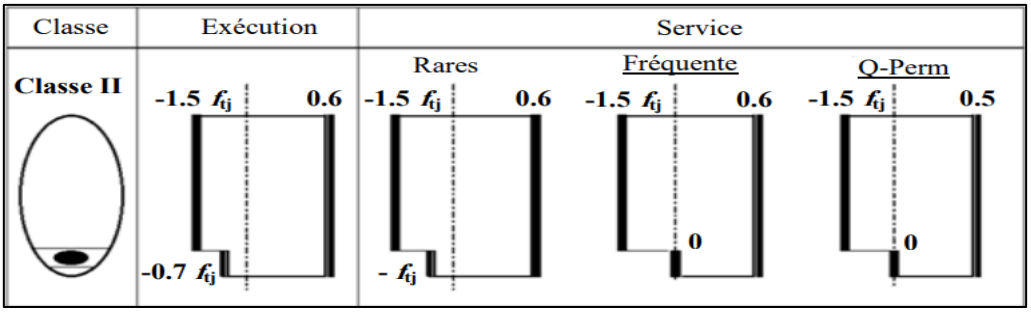


Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4. Evaluation des Actions

III.4.1. Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1. Action Permanentes

- **Les compléments de charges permanentes CCP**

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

Éléments	Densité (kn/m^3)	Poids Linéaire (kn/ml)	P_{ccp} (kn) L=287m
Corniches	25	3	861
Revêtement	24	23.04	6612.5
Trottoirs	25	7.75	2 224.25
Barrière de sécurité H3	/	2	574
Total	/	35.8	10 271.75

- **Poid du Voussoirs**

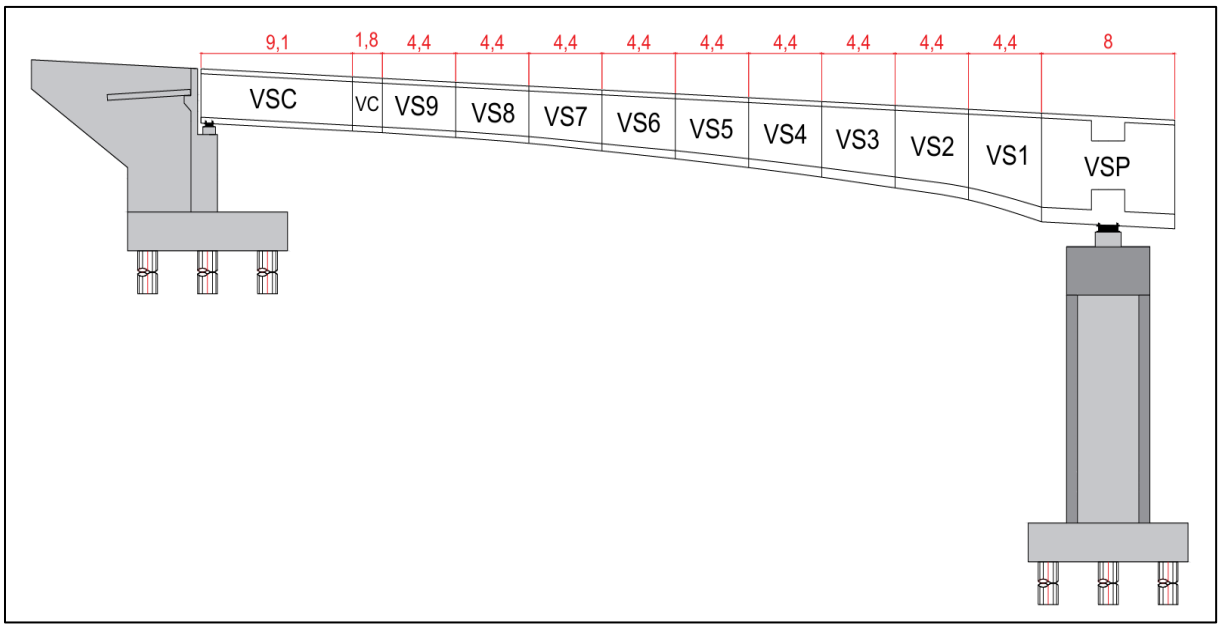


Figure III.2 : Découpage des voussoirs.

Tableau III.6 : Poids des voussoirs.

N°Voussoir	x (m)	S(x)	L(m)	V (m^3)	Poid (kn)
VSP	0	12.58	8	100.64	2 516.00
VS1	4.4	11.43	4.4	50.29	1 257.25
VS2	8.8	10.82	4.4	47.61	1 190.25
VS3	13.2	10.28	4.4	45.23	1 130.75
VS4	17.4	9.87	4.4	43.43	1 085.75
VS5	22	9.48	4.4	41.71	1 042.75
VS6	26.4	9.13	4.4	40.17	1 004.25
VS7	30.8	8.83	4.4	38.85	971.25
VS8	35.2	8.59	4.4	37.79	944.75
VS9	39.6	8.48	4.4	37.31	932.75
VC	/	8.46	1.8	15.23	380.75
VSC	/	8.46	9.1	76.98	1 924.5
Poids du Demi Fléau					10 817.75
Poids total des Voussoirs					70 278.50
Poids total du tablier (poids propre + CCP)					80 550.25

III.4.1.2.Actions thermiques

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 $\Delta T+ = 25°C$ et $\Delta T- = -40°C$.

III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1. Système de charge à considérer

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

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

III.4.2.2. Caractéristiques du pont

- Largeur roulable : 12 m
- Largeur chargeable : 10.5 m
- Largeur d'une voie : 3.5 m
- Nombre de voies : 3
- Classe de ponts : Lr ≥ 7 m (Pont de la 1ère classe).

III.4.2.3.Les cas de chargement

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

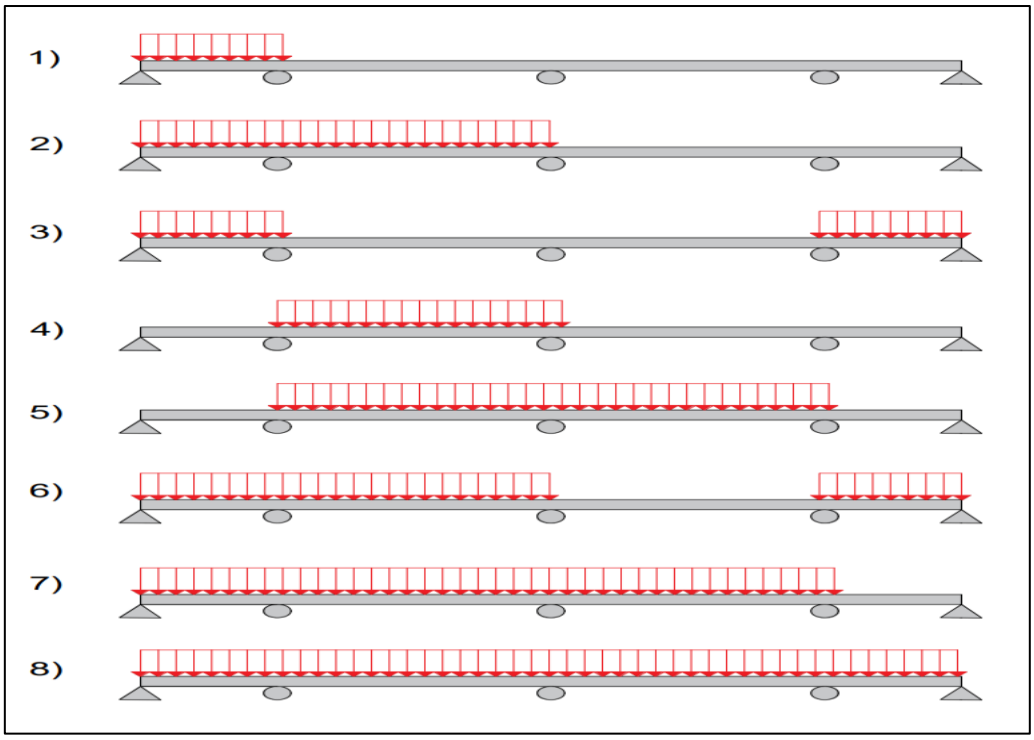


Figure III.3 : Cas de Chargement.

III.4.2.4. Système de charge A(L)

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \quad (KN/m^2) \qquad \text{avec } A = a_1 * a_2 * A(L) \qquad A_1 = \max \begin{cases} 4-0.002L \\ a_1 * A(L) \end{cases}$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

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

Tableau III.7 : Coefficient a_1.

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

$a_2 = \frac{V0}{V}$, v étant la largeur d'une voie et v_0 = 3.50 m d'où a_2 = 1.

Les résultats sont résumés dans le tableau Suivant :

Tableau III.8 : Valeurs de A(L).

Cas de Charge	L	A (l)	A(l) en fonction des voies chargées (KN/ml)		
	(m)	(KN/m^2)	1 voie	2 Voies	3 Voies
Cas 1	54.5	7.71	27	54	72.86
Cas 2	143.5	4.61	16.13	32.26	43.56
Cas 3	109	5.27	18.44	36.88	49.8
Cas 4	89	5.86	20.51	41.02	55.37
Cas 5	178	4.19	14.66	29.32	39.6
Cas 6	198	4.01	14.03	28.06	37.9
Cas 7	232.5	3.77	13.19	26.38	35.63
Cas 8	287	3.5	12.25	24.5	33.07

III.4.2.5. Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément et indépendant l'un de l'autre. Pour notre projet on utilisant deux systèmes sont :

- Le système Bc.
- Le système Bt.

➢ **Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR :**

Le système Bc se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure :

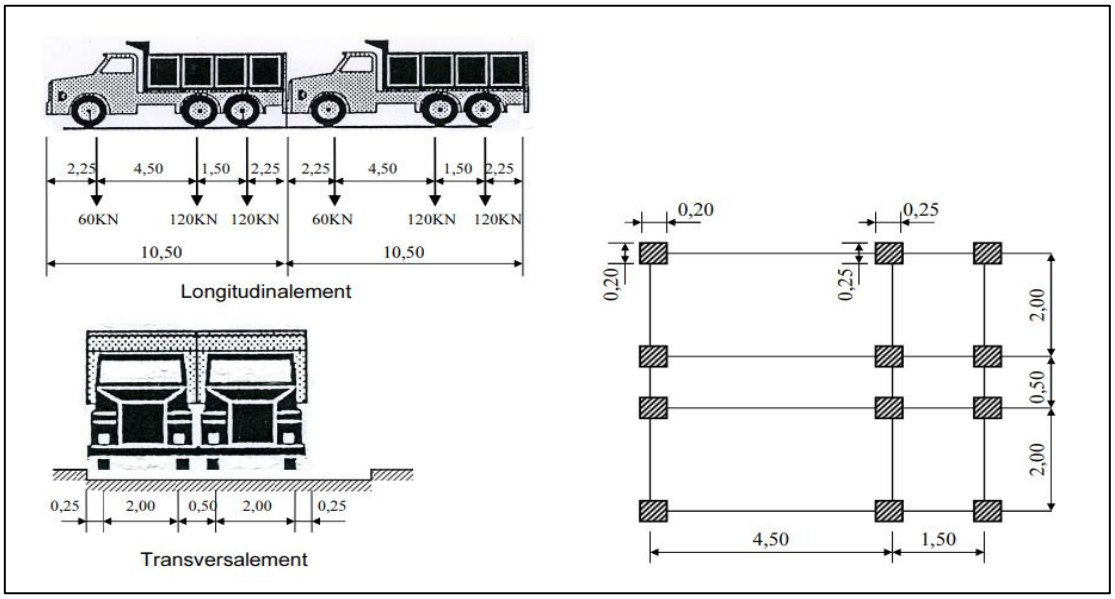


Figure III.4 : Système Bc.

Bc = 2 × (300 × N × bc) avec N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau III.9 : Coefficient bc

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

Tableau III.10 : les Valeurs de Bc.

N°voie	Bc (kn)	bc	Bc*bc
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

- **Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :**

  Le système Bt se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN).

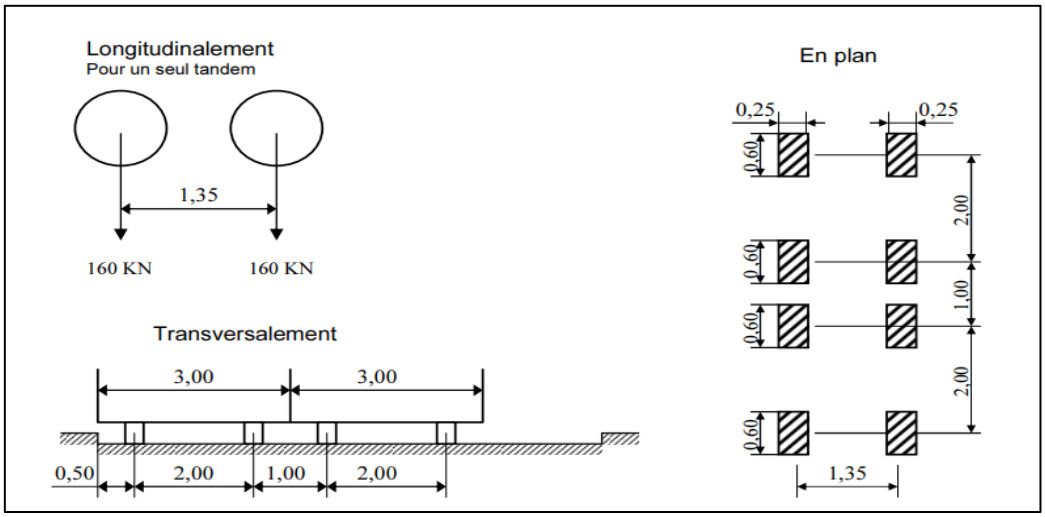


Figure III.5 : Système Bt.

Bt = 2 × (160 × N × bt) avec N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau III.11 : Valeurs de bt.

Classe du pont	bt
1	**1.2**
2	1

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

Tableau III.12 : les Valeurs du Bt.

N°voie	Bt (kn)	bt	Bt*bt (kn)
1	320	1.2	384
2-3	640	1.2	768

III.4.2.6. Charges militaires Mc 120

- Poids total : 1100 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.

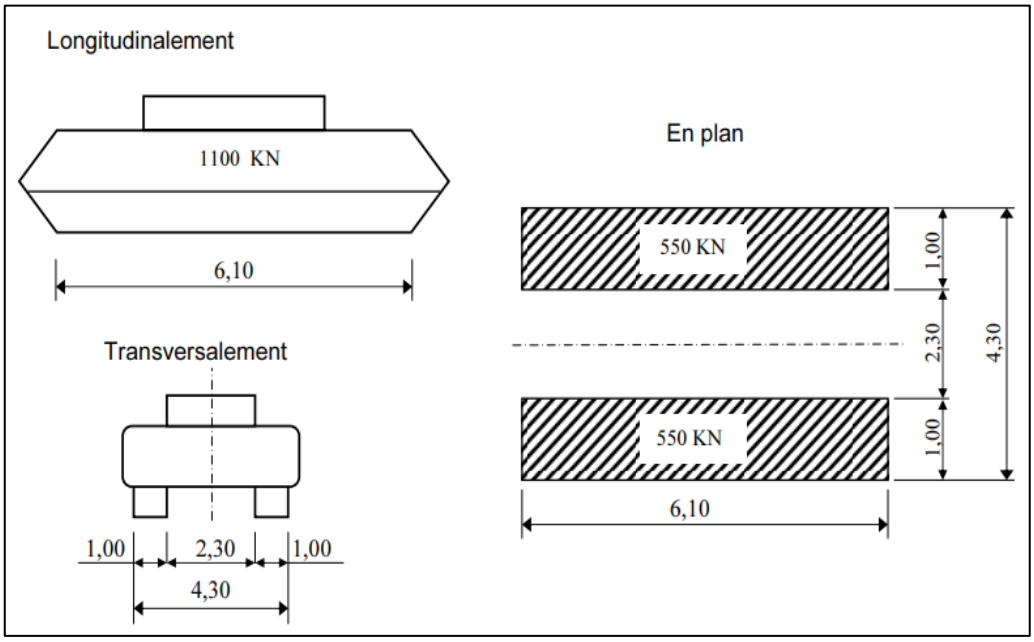


Figure III.6 : Convoie de charge Mc120.

III.4.2.7. Charges exceptionnelles D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 kN, dont le poids est supposé uniformément réparti. Il circule seul, aussi bien longitudinalement que transversalement, quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

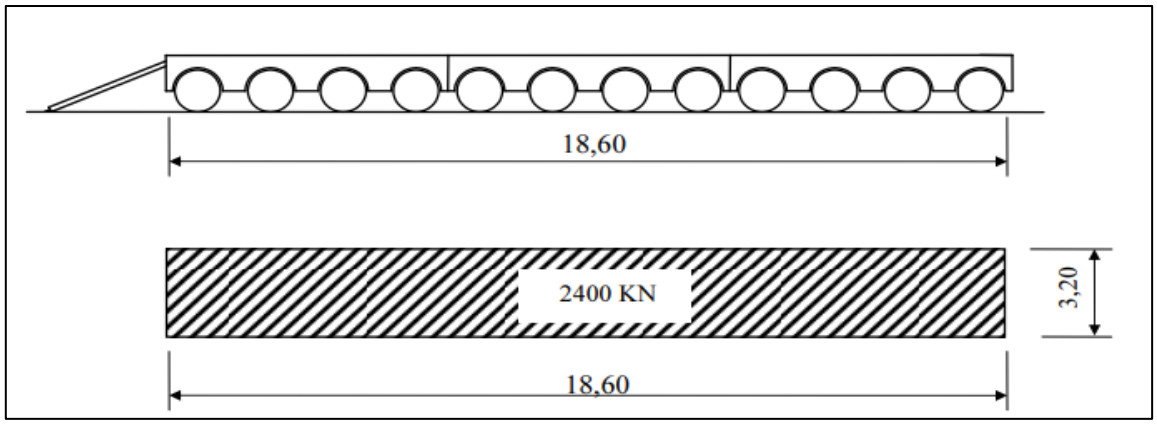


Figure III.7 : Convoie Exceptionnelle D240.

III.4.2.8.Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges **B** et **Mc120** sont affectés d'un coefficient de majoration dynamique (**δ**), qui permet de convertir une analyse dynamique en une analyse pseudo-dynamique. Concrètement, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques augmentées de ce coefficient.

En revanche, le système de charge **D240** n'est pas soumis à cette majoration en raison de sa lenteur, sa charge étant directement considérée comme statique.

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

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

Le tableau ci-après résume les valeurs de coefficient de majoration dynamique :

Tableau III.13 : Coefficients de majoration dynamique.

		S (kn)	1710	768	1100
Cas de charge	L(m)	G (kn)	Bc	Bt	Mc120
Cas 1	54.5	15073.56	**1.050**	**1.041**	**1.044**
Cas 2	143.5	40275.13	1.020	1.016	1.018
Cas 3	109	30147.12	1.026	1.021	1.023
Cas 4	89	25201.57	1.031	1.026	1.028
Cas 5	178	50403.13	1.016	1.013	1.014
Cas 6	198	55348.68	1.014	1.012	1.013
Cas 7	232.5	65476.69	1.012	1.010	1.011
Cas 8	287	80550.25	1.010	1.008	1.009

III.4.2.9. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **Bc** sont susceptibles de générer des efforts de freinage. Ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou 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 Bc**

Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids multiplié par le coefficient bc 300 × 1.2 = 360 KN.

- **Système de charge A**

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

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

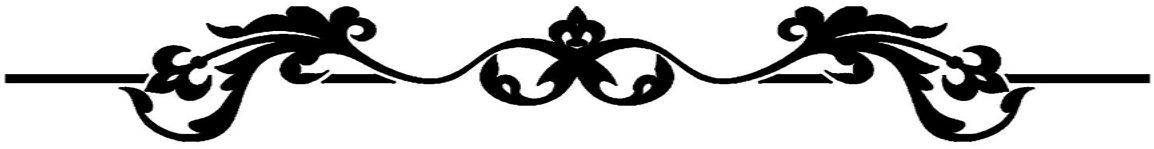
S : est la surface chargée en m^2.

Tableau III.14 : L'effort de freinage F(KN) de système A.

Cas de charge	L (m)	A (kn/ m^2)	Force de Freinage		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	54.5	7.71	71.16	137.86	180.47
Cas 2	143.5	4.61	106.42	196.92	247.35
Cas 3	109	5.27	94.23	177.37	226.13
Cas 4	89	5.86	86.55	164.59	211.79
Cas 5	178	4.19	117.69	214.31	265.55
Cas 6	198	4.01	123.92	223.65	275.08
Cas 7	232.5	3.77	134.27	238.78	290.19
Cas 8	287	3.5	149.51	260.12	310.75

III.5.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le **RCPR.** Les valeurs déterminées sont utilisées dans la suite du travail.



Chapitre IV
Etude Du Fléau



IV.1.Introduction

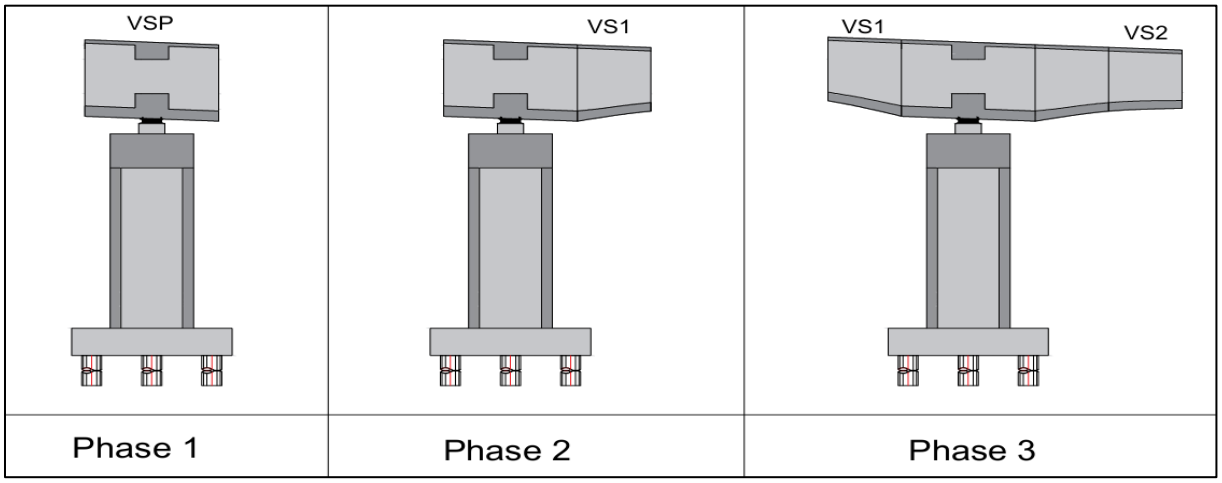
Ce chapitre porte sur l'analyse de la phase de construction des ponts édifiés par encorbellements successifs. Cette méthode consiste à assembler progressivement le tablier à partir des piles en fabriquant des voussoirs.

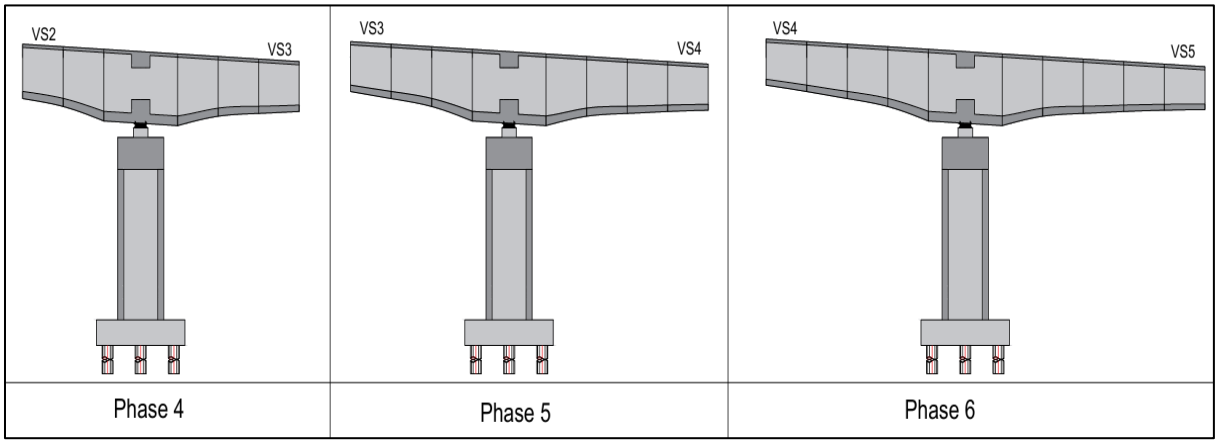
Il est donc essentiel d'assurer la stabilité de l'ouvrage, aussi bien durant la construction qu'en service. Généralement, l'édification s'effectue de manière symétrique de chaque côté d'une pile afin de réduire les moments de déséquilibre. Ce procédé permet de former une section de l'ouvrage en double console, appelée **fléau**.

IV.2. Stabilité en phase de construction

IV.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 :





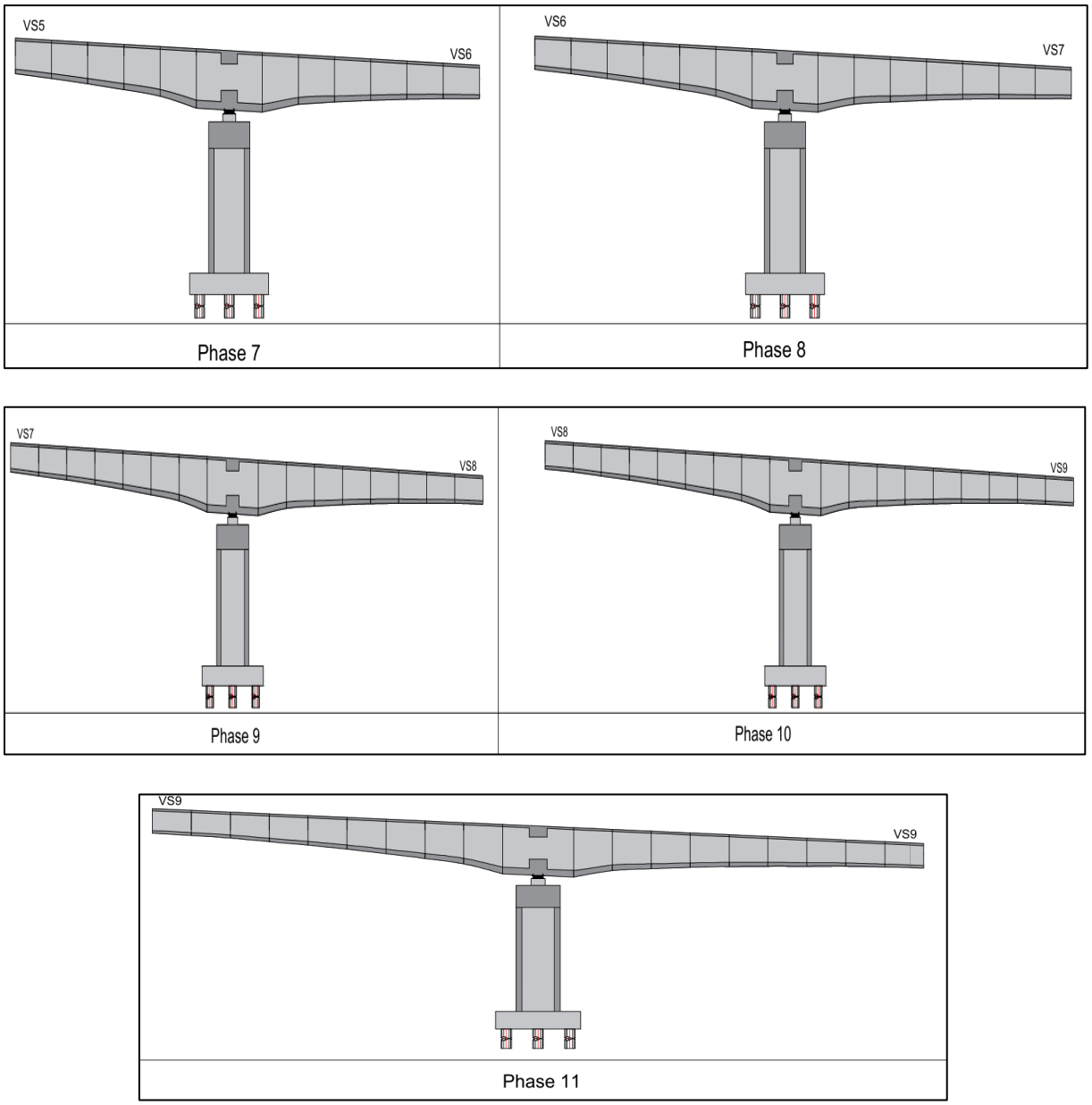


Figure IV.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

IV.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).

IV.2.2.1. Poid 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.

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

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

Phase	Demi-Fléau minoré		Demi-Fléau majoré	
	G (kn)	G_{min}	G (kn)	G_{max}
Phase 1	1258	1232.84	1258	1283.16
Phase 2	1258	1232.84	2515.25	2565.56
Phase 3	2515.25	2464.95	3705.5	3779.61
Phase 4	3705.5	3631.39	4836.25	4932.98
Phase 5	4836.25	4739.53	5922	6040.44
Phase 6	5922	5803.56	6964.75	7104.05
Phase 7	6964.75	6825.46	7969	8128.38
Phase 8	7969	7809.62	8940.25	9119.06
Phase 9	8940.25	8761.45	9885	10082.70
Phase 10	9885	9687.30	10817.75	11034.11
Phase 11	10817.75	10601.40	10817.75	11034.11

IV.2.2.2. Charge due au vent

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

IV.2.2.3. Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile, noté $\mathbf{Q_{PRC1}}$. On considère que ce poids est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (**VS1**), représenté par une force concentrée au milieu du 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 :

$$\mathbf{Q_{PRC1\ max}} = (P_{VS1}/2) \times 1.06 = \mathbf{666.34\ KN}$$
$$\mathbf{Q_{PRC1\ min}} = (P_{VS1}/2) \times 0.96 = \mathbf{603.48\ KN}$$

IV.2.2.4. Charges de chantier aléatoire

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

- Une charge répartie notée $\mathbf{Q_{PRA1} = 0.2\ KN/m^2}$ appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.
  On a Largeur de tablier : B = 13.25 m ➡ $\mathbf{Q_{PRA1} = 2.65\ KN/ml}$

- 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.
  On a la largeur de tablier : B = 13.25 m ➡ $\mathbf{Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 116.25\ KN}$

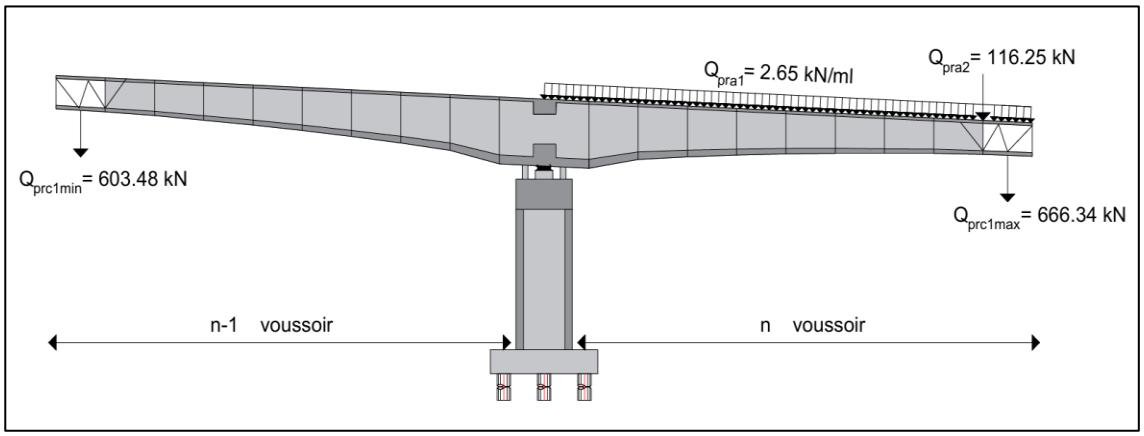


Figure IV.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

IV.2.2.5. Actions accidentelles

Pour les voussoirs coulés sur place, la chute de l'équipage mobile vide est majorée avec un coefficient dynamique égal à **2**, afin de tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le poids de l'équipage $\mathbf{Q_{PRC1\ max}}$.

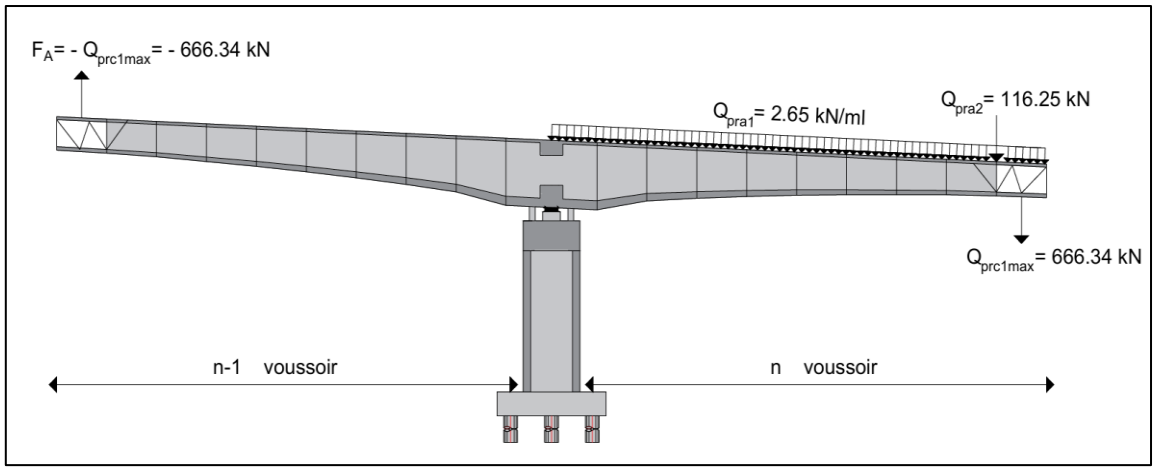


Figure IV.3 : Situation accidentelle à considérer.

IV.2.3. Combinaisons d'action

On peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, tandis que l'autre reste à couler.

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 IV.2 : Récapitulation des combinaisons d'action.

Type de combinaison		G_{max}	G_{min}	$Q_{prc1max}$	$Q_{prc1min}$	Q_{pra1}	Q_{pra2}	FA
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

IV.2.4. Evaluation des efforts

On se sert d'un logiciel basé sur les éléments finis pour calculer les efforts déployés et dans ce modèle on considère que le tablier fonctionne comme une poutre bi-console.

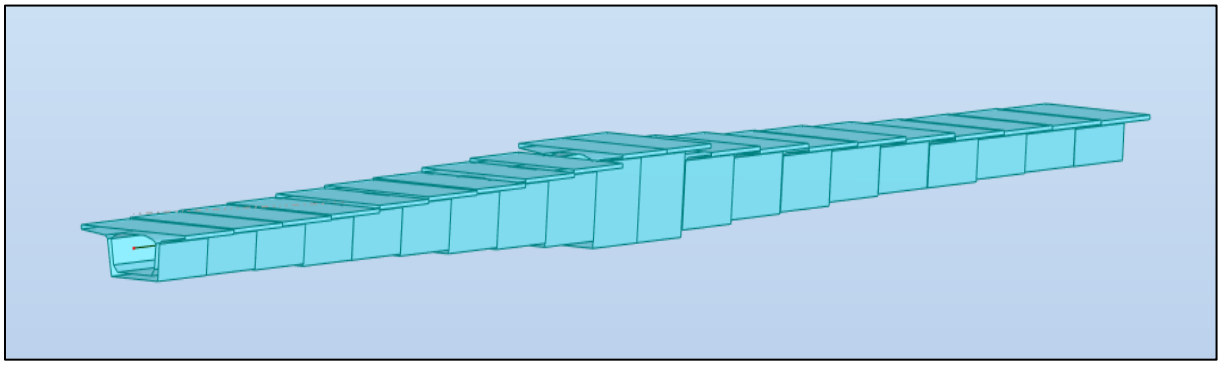


Figure IV.4 : Vue 3D de modèle de fléau.

Tableau IV.3 : Evaluation des réactions.

Réactions	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
M (kn.m)	26 305.73	23 720.19	76 405.11	73 819.57
N (kn)	25 047.13	20 834.38	23 401.91	19 189.16

IV.3. Stabilisation du fléau avec organes d'ancrages

On opte pour la justification de fléau dont la stabilité est assurée à l'aide de la méthode des organes d'ancrage. Cette méthode repose sur la mise en place de deux rangées de cales temporaires et la fixation de celles-ci sur la pile à l'aide de deux rangées de câbles dites câbles de clouage. On suppose que le voussoir situé sur la pile ne subira aucune déformation.

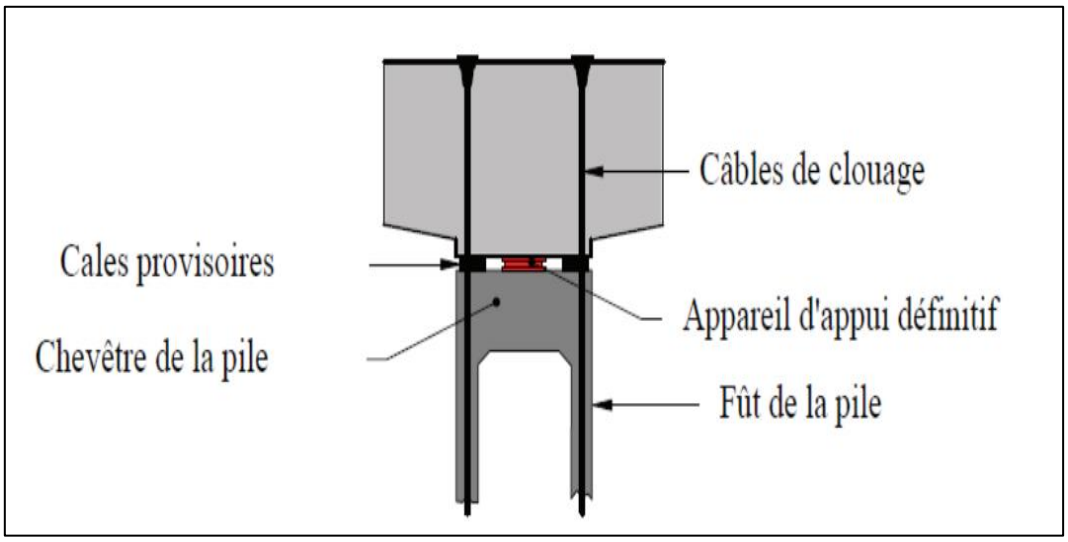


Figure IV.5 : Schéma de clouage sur pile.

IV.3.1 Calcul le nombre des câbles

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/N

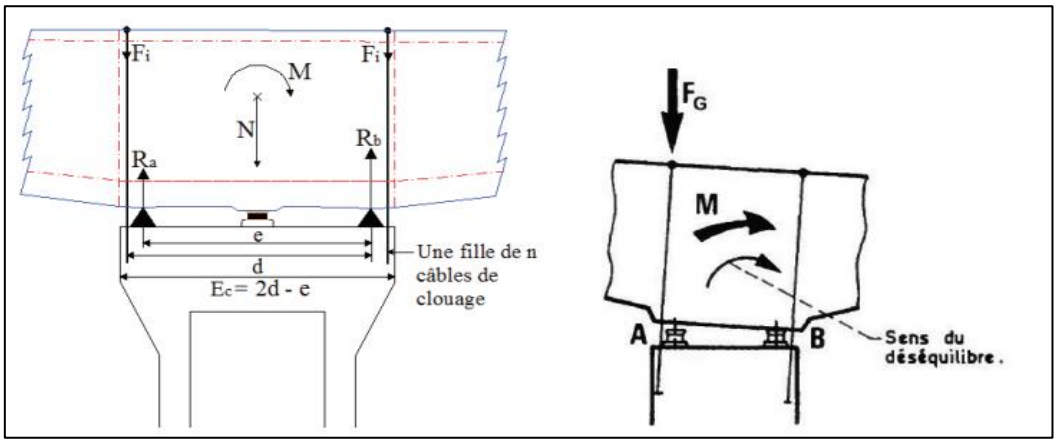


Figure IV.6 : Géométrie de système de clouage et surtension des câbles.

- 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-câble.

- Dans le cas où **M/N < E/2**. le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.
- Dans le cas où **M/N > E/2**. des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. L'aménagement de la tête de pile donne : E = 3.4m, E/2 = 1.7 m et D = 3.95 m.
- Nous résumons les résultats de calcul M/N dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : comparaison entre M/N et l'entraxe.

Combinaison	M (kn.m)	N (kn)	M/N	E/2	Remarque
A1	26305.73	25047.13	1.05	1.7	Pas de risque
A2	23720.19	20834.38	1.14	1.7	Pas de risque
B1	76405.11	23401.91	3.26	1.7	risque
B2	73819.57	19189.16	3.85	1.7	risque

Selon les résultats précédents, il est indispensable et obligatoire d'utiliser des câbles verticaux de précontrainte pour assurer la stabilité de la structure. On distingue 2 cas :

- **Situation temporaire de construction (combinaisons A)**

  Nous constatons d'après les résultats que nous n'avons pas besoin les câbles de clouages dans les combinaisons A à cause de la condition M/N < E/2 est vérifier.

➢ **Situation accidentelle (combinaison B)**

Nous constatons d'après les résultats que nous besoin les câbles de clouages dans les combinaisons B à cause de basculement M/N > E/2.

Le nombre des câbles et donné par la formule :

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

- $K = (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times (2D - e) \times (e - D) + \frac{Fprg}{\gamma p} \times [D^2 + (D - e)^2]$ avec $\gamma p = 1$ dans la situation accidentelle.
- ΔP : c'est la perte de tension estimée avce 25 %.
- σ_{p0} : est la contrainte à l'origine d'un cable 12T15S.
- $\sigma_{p0} = Min\ (0.8\ f_{prg}\ ;\ 0.9\ f_{peg}) = 1488$ MPa.
- $F_{prg} = 1860$ MPa et $f_{peg} = 1674$ MPa : limites de rupture et élastique.

Tableau IV.5 : Calcul le nombre des câbles de clouages.

Combinaison	B1	B2
Nbr de câbles	2.99	3.37

- Donc on opte pour **4 câbles de 12T15S** dans chaque côté du Fléau.

IV.3.2 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 :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{Rb}{Fbu} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times fcf}{\theta \times \gamma b} \quad ; \quad f_{cf} = f_{c28} + 2 \times \rho t \times fe$$

Avec :

- $f_{c28} = 40$ MPa ; fe = 500 MPa.
- ρt : est le pourcentage de frettes $\rho t = 2\%$.
- f_{cf} : est la résistance en compression de béton fretté : $f_{cf} = f_{c28} + 20 = 60$ MPa.
- f_{bu} : est la contrainte limite de compression de béton fretté donné dans le tableau.

Tableau IV.6 : Valeur de F_{bu}.

Combinaison	θ	γb	f_{bu}
Accidentelle B	0.85	1.15	52.17

Pour le cas accidentel on les lois suivant pour le calcul Ra et Rb :

$Ra = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + Fi = 0$ et $Rb = \frac{N}{2} + \frac{M}{E} + Fi$ avec Fi : est la force des 4 câbles.

$Fi = n \times (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times s = 8.03$ MPa.

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

- Si $Ra > 0$ il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de Rb se fait comme précédemment.

- Si Ra < 0 alors Rb =E × (Fi × K4 + N × K3 / (2 × E) + M) / K1

Avec :

- K1 = $D^2 + (D - E)^2 = 15.90\ m^2$
- K3 = $2\ K1 - E^2 = 20.24\ m^2$
- K2 = $D^3 + E \times (2\ D - E) \times (D - E) = 70.04 m^2$
- K4 = $(2\ D - E) \times K2 / (E \times D^2) = 5.94 m^2$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7 : Calcul des dimensions des cales.

combinaison	Ra (MN)	Rb (MN)	S (m^2)	S/2 (m^2)	a (m)	b(m)
B1	-2.74	41.43	0.8	0.4	0.5	0.8
B2	-4.08	38.2	0.73	0.365	0.5	0.75

- On opte pour une section de dimensions **0.8 m × 0.5 m** de chaque cale.

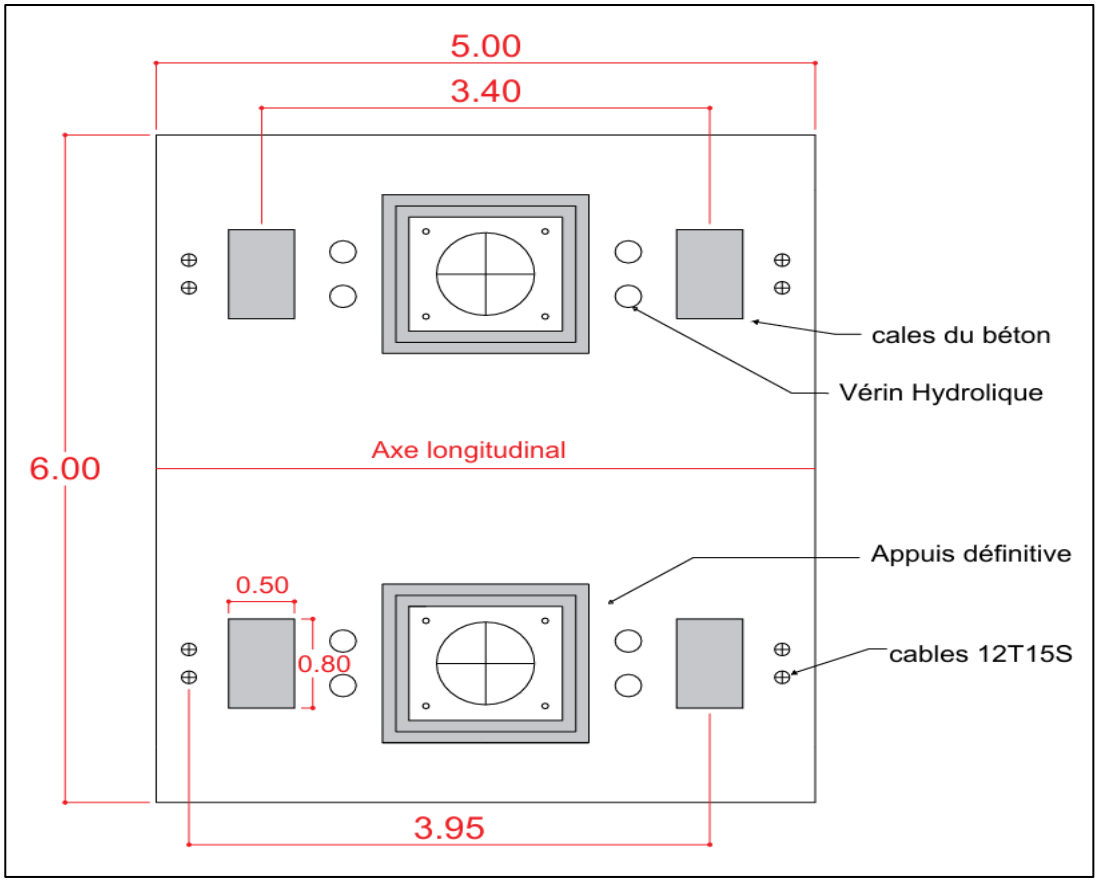


Figure IV.7 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.

IV.4. Evaluation des efforts en service

Lors de la mise en service de notre ouvrage toutes les charges routières y seront appliquées, on est donc en phase de service. Le chargement appliqué est le même que celui défini au préalable dans le chapitre précédent. Les calculs seront procédés par un logiciel de calcul à base d'éléments finis **Autodesk Robot Structural Analysis 2019.**

IV.4.1. Combinaison d'actions

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

Tableau IV.8 : Combinaisons de charges en phase de service.

Combinaison		G	AL	Bc	Bt	Mc120	D240	ΔT	Δθ
ELU	Comb 1	1.35	1.6	0	0	0	0	0.9	0.75
	Comb 2	1.35	0	1.6	0	0	0	0.9	0.75
	Comb 3	1.35	0	0	1.6	0	0	0.9	0.75
	Comb 4	1.35	0	0	0	1.35	0	0.9	0.75
	Comb 5	1.35	0	0	0	0	1.35	0.9	0.75
ELS	Comb 1	1	1.2	0	0	0	0	0.6	0.5
	Comb 2	1	0	1.2	0	0	0	0.6	0.5
	Comb 3	1	0	0	1.2	0	0	0.6	0.5
	Comb 4	1	0	0	0	1	0	0.6	0.5
	Comb 5	1	0	0	0	0	1	0.6	0.5

IV.4.2. 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.

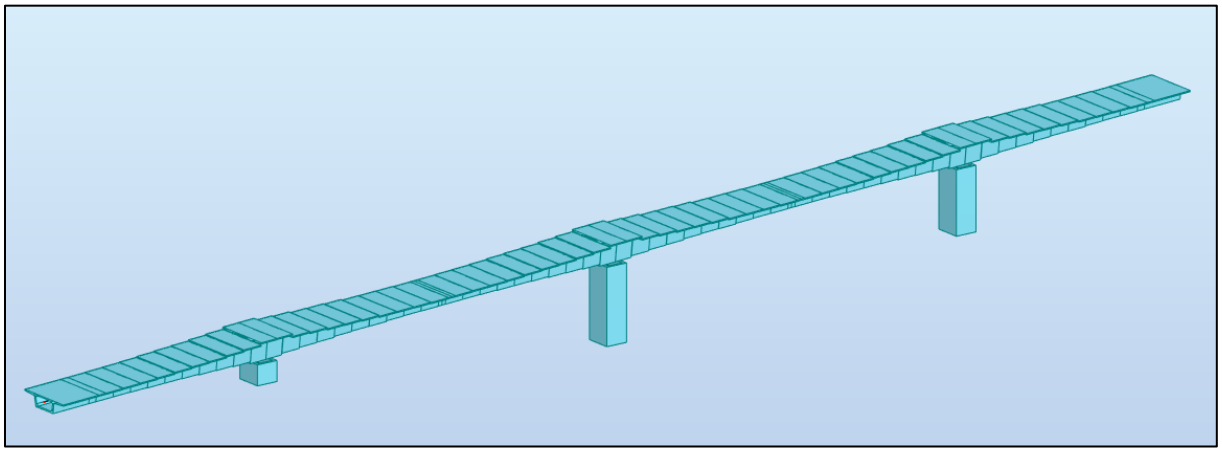


Figure IV.8 : Modèle de calcul 3D.

Cette modélisation est effectuée comme suit :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.
- Définition de la structure par des éléments barres.
- Définition des différentes sections par importation sous format DWG.
- Affectation des matériaux utilisés (Béton 40).
- Définition des appuis qui sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles et un appui double au niveau de la culée.
- Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons selon RCPR.
- Calcul et exploitation des résultats.

IV.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné la stabilité du tablier d'un pont en voussoirs construit par encorbellements successifs en phase de fléau. Dans cette phase, le système mécanique est considéré comme isostatique et le moment maximal se produit à l'encastrement sur les piles. La diminution progressive des moments à partir de l'appui encastré permet de stopper les câbles de fléau dans chaque voussoir.

Chapitre V
Etude de la Précontrainte

V.1. Introduction

Le béton précontraint est une avancée majeure dans le domaine de la construction. Il s'agit d'un matériau composite dans lequel des tensions spécifiques sont introduites avant même sa mise en œuvre. Cette technique permet d'améliorer considérablement la résistance du béton aux diverses contraintes qu'il pourrait subir au cours de son utilisation.

V.2. Etude de la Précontrainte

L'application de la précontrainte aux ponts édifiés par encorbellements successifs s'effectue en deux principales étapes :

- **Premièrement**, les fléaux isostatiques sont stabilisés sur leur pile à l'aide d'une précontrainte verticale exercée par des câbles de clouage**.** Ensuite, les voussoirs sont solidarisés les uns aux autres grâce à une précontrainte horizontale assurée par des câbles de fléau.
- **Deuxièmement**, les fléaux sont reliés entre eux ainsi qu'aux parties de rives**,** préalablement construites sur cintres. Cette liaison est réalisée par une précontrainte de continuité, qui confère à l'ensemble de la structure une résistance accrue et une meilleure homogénéité.

V.2.1. Etude de la Précontrainte du Fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés en phase de construction pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier. La combinaison de charge à prendre, notée **PREC** est :

$$G + Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}$$

Les résultats sont donnés dans le diagramme et le tableau qui suivent :

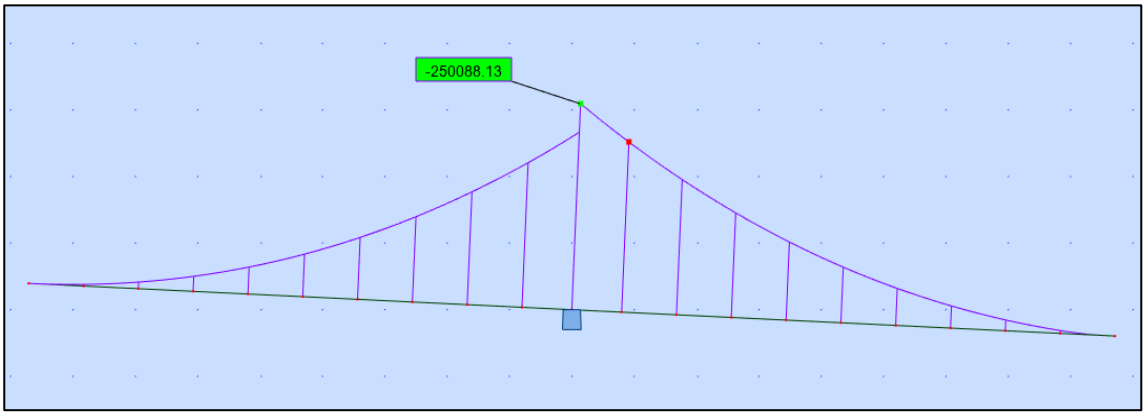


Figure V.1: Diagramme des moments sous la combinaison PREC.

V.2.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau

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

$$\mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{(\mathbf{1}-\Delta \boldsymbol{P})\times \boldsymbol{P0}}$$

- P : force de précontrainte.
- P0 : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.
- ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

➢ **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0**

$P_0 = \sigma_{p0} \times Ap$ (câbles 12T15S).

➢ **Evaluation de l'effort de précontrainte P**

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

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\boldsymbol{M}\times \boldsymbol{v}}{\boldsymbol{I}}}{\frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{S}}+\frac{\boldsymbol{e}\times \boldsymbol{v}}{\boldsymbol{I}}}$$

Avec :

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

Application Numérique : (on prend le cas où le moment est maximum).

Ap = 1800 mm².
P_0 = 2678.4 kN.
d = 15 cm.
I =60.24 m^4.
S =12.58 m².
υ = 2.53m.
M =250088.13 KN.m
P = 58.53 MN D'où : n ≥ 29.14
On prend : **n = 30** câbles de 12T15S.

Nous résumons les résultats de chaque voussoir dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.

Section	x(m)	M (kn.m)	H(m)	υ'(m)	υ(m)	e(m)	I (m^4)	S (m^2)	P(KN)	Nbr Câbles	Nbr Retenu
AxeVSP	0	250088.13	5.6	3.07	2.53	2.38	60.24	12.58	58531.52	29.14	30
Fin VSP	4	206514.4	5.6	3.07	2.53	2.38	60.24	12.58	48333.37	24.06	30
Fin VS1	8.4	136870.69	4.67	2.62	2.05	1.9	38.24	11.43	38751.71	19.29	30
Fin VS2	12.8	126845.25	4.25	2.43	1.82	1.67	29.86	10.82	39809.31	19.82	26
Fin VS3	17.2	75115.07	3.9	2.27	1.63	1.48	23.74	10.28	25930.61	12.91	22
Fin VS4	21.6	67461.26	3.6	2.13	1.47	1.32	19.26	9.87	25481.49	12.68	18
Fin VS5	26	32703.78	3.35	2.01	1.34	1.19	15.85	9.48	13415.74	6.68	14
Fin VS6	30.4	26815.1	3.15	1.92	1.23	1.08	13.31	9.13	11837.70	5.89	10
Fin VS7	34.8	8009.88	2.95	1.82	1.13	0.98	11.12	8.83	3824.31	1.92	6
Fin VS8	39.2	3452.13	2.85	1.78	1.07	0.92	9.95	8.59	1723.87	0.87	4
Fin VS9	43.6	0	2.8	1.76	1.04	0.89	9.37	8.48	0.00	0.00	2

Tableau V.2 : Vérification de nombre de câbles de fléau au VSP pour chaque phase.

Phases	M (kn.m)	P(KN)	Nbr câbles	Nbr retenu
Phase 1	0	0	0	2
Phase 2	10117.3	5052.22	2.52	4
Phase 3	22436.01	10712.06	5.33	6
Phase 4	39539.31	17454.89	8.69	10
Phase 5	60661.31	24884.47	12.39	14
Phase 6	85341.42	32235.19	16.05	18
Phase 7	113534.97	39193.61	19.51	22
Phase 8	144425.58	45326.75	22.56	26
Phase 9	185125.33	52413.87	26.09	30
Phase 10	250088.13	58531.52	29.14	30
Phase 11	250088.13	58531.52	29.14	30

Donc le nombre de câbles retenu à la fin de chaque phase est suffisant.

V.2.1.2. Position et enrobage des câbles

Pour garantir une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et d'éviter tout contact entre les gaines lors de la mise en tension, il est important de respecter la distance minimale entre les conduits ainsi que l'enrobage. Par conséquent, il est nécessaire de veiller à:

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : **$eh \geq 2\Phi g \leftrightarrow eh \geq 16$ cm**.
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : **$ev \geq 2\Phi g \leftrightarrow ev \geq 16$ cm**.
- L'enrobage : **$C = \max(3/4\ a, \Phi g, d)$ avec $d = 4$ cm. $a = \Phi g = 8$cm $\leftrightarrow C \geq 8$ cm**.

V.2.1.3. Dispositions des ancrages

Selon la précontrainte Freyssinet, les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum.

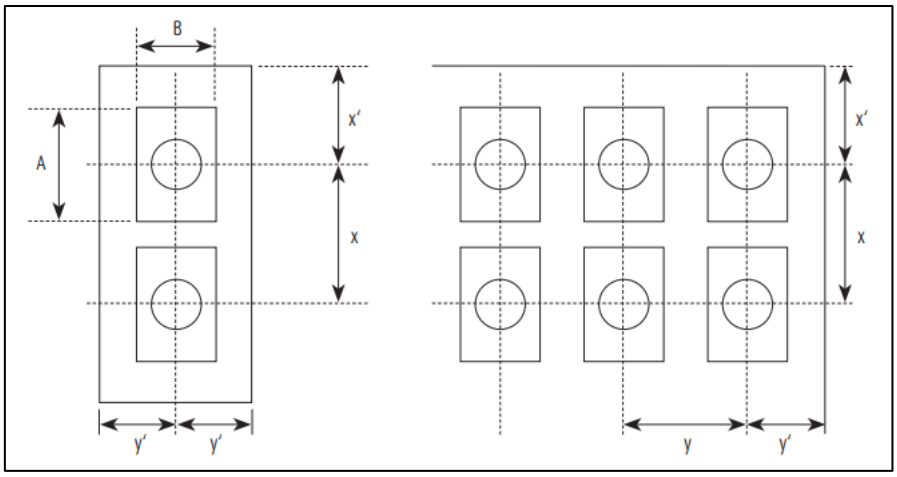


Figure V.2 : Dispositions des ancrages selon Freyssinet.

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30$ (mm)
- $x' \geq 0.5\ x$ + enrobage de béton - 10 (mm)
- $y \geq B + 30$ (mm)
- $y' \geq 0.5\ y$ + enrobage de béton - 10 (mm)
- $x \times y \geq a \times b$ et $x \geq 0.85\ a$ et $y \geq 0.85\ b$
- A. B : dimensions en plan de la tromplaque ($A \geq B$).
- a. b : dimensions du prisme d'essai ($a \geq b$).

Les valeurs a et b sont données dans les tableaux ci-dessous pour trois différentes classes de résistances du béton f_{cm0}.

$$\mathbf{f_{cmo} = fcj + 8\ MPa}$$

- ❖ $f_{cj} = f_{c2}$ pour ancrage des câbles de fléau.
- ❖ $f_{cj} = f_{c28}$ pour ancrage des câbles de continuité.

Si le projet prévoit pour $\mathbf{f_{cmo}}$ une valeur différente des valeurs indiquées dans le tableau ci-après, on peut procéder par interpolation linéaire pour déterminer les valeurs x et y. Toutefois, on ne peut tendre à pleine force lorsque $\mathbf{f_{cmo}}$ est inférieure à la plus faible des valeurs indiquées dans ce tableau :

Tableau V.3 : Distances a et b.

	a = b (m)		
	f_{cmo} (Mpa)		
Unités	24	44	60
12C15	430	320	300

❖ **Application Numérique**

a = b = 430 mm. D'où A= 240 mm et B =200 mm.
f_{c2} = 12.46 Mpa.
f_{c28} = 40 Mpa.
f_{cm0}= fcj + 8 MPa = 20.46 MPa
x ≥ 240 + 30 = 270 mm.
y ≥ 200 + 30 = 230 mm.
x . y ≥ 430 × 430 = 184900 mm²
x ≥ 0.85a = 365.5 mm et y ≥ 0.85a = 365.5 mm
on prend **x = 500 mm** et **y = 370 mm**
x' ≥ 0.5 x + enrobage de béton - 10 (mm) **x' = 300 mm.**
y' ≥ 0.5 y + enrobage de béton - 10 (mm) **y' = 230 mm**.

➢ La figure ci-après montre la disposition des câbles :

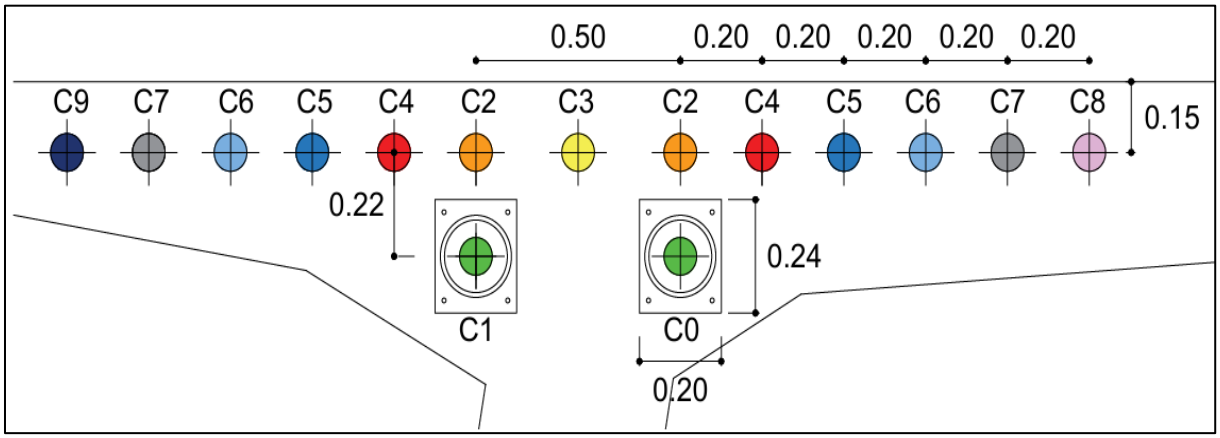


Figure V.3 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

V.2.1.4. Tracé des câbles en plan

En général, les câbles de précontrainte sont disposés de manière linéaire par rapport à l'axe longitudinal de la poutre caisson, mais subissent une courbure importante en forme de "S" jusqu'au début de dernier voussoir. Cependant, les câbles situés sur le même axe vertical que leur point d'ancrage conserve une disposition linéaire par rapport au plan (C0, C1, C2).

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

❖ Les rayons de courbure : $\mathbf{R_i(x) = \frac{x2}{2\times(Zi - Zi+1)}}$ et $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{x2}{2\times(Zi+1 - Zi+2)}}$

❖ L'inclinaison dans la section intermédiaire : $ß_i(x) = \text{Arctg}\left(\frac{2\times(Zi - Zi+1)}{xi}\right)$

❖ L'inclinaison dans la section d'ancrage : $ß_{i+1}(x) = \text{Arctg}\left(\frac{2\times(Zi+1 - Zi+2)}{xi+1}\right)$

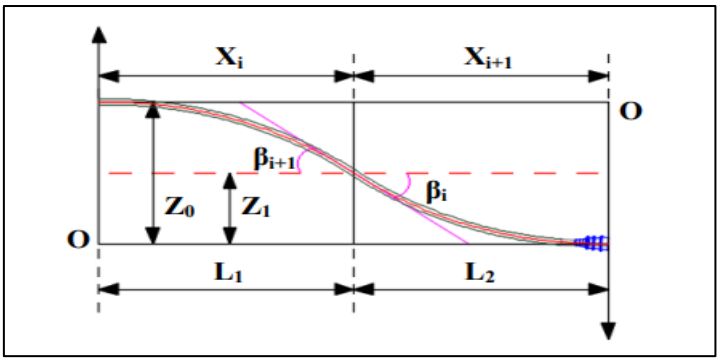


Figure V.4 : Tracée en plan des câbles de fléau.

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

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

V.2.1.5. 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) ne subissent aucune déviation en élévation.
- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{l})^2$
- Le rayon de courbure : $R_c(x) = \frac{x2}{2\times(d1-d0)} \geq R_{min}$
- L'angle de déviation : $\alpha_n = Arctg\ (2*(d_1 - d_0) \times (\frac{x}{l})^2)$

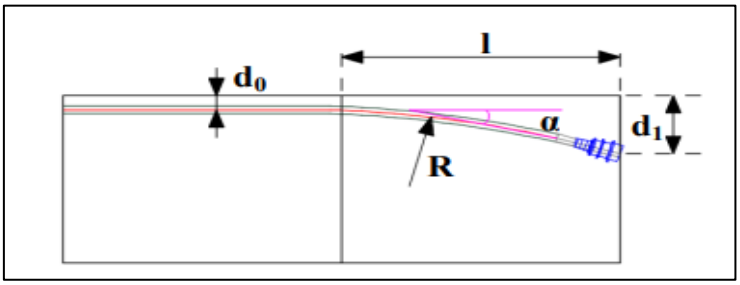


Figure V.5 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

- 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).

➢ **Application Numérique sur le câble C4**

L = 4.4 m

$x_0 = x_1 = 2.2$m

$Z_0 = 0.2$ m

$Z_1 = 0.1$ m

$d_0 = 0.15$ m

$d_1 = 0.37$ m

- **En plan**

$Z(x) = 0.2 + (0.1 - 0.2)\,(x/2.2)^2 \longrightarrow Z(x) = 0.2 - 0.021x^2$

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

$ß_i = ß_{i+1} = \text{Arctg}\,(2\times(0.2-0.1)/2.2) = 0.0907$ rad

- **En Élévation**

$Y(x) = 0.15 + (0.37-0.15)\times(x/4.4)^2 \longrightarrow Y(x) = 0.15 + 0.11x^2$

$Rc = 4.4^2/(2\times(0.37-0.15)) = 44$m

$\alpha = \text{Arctg}\,(2\times(0.37-0.15)/4.4) = 0.1$ rad

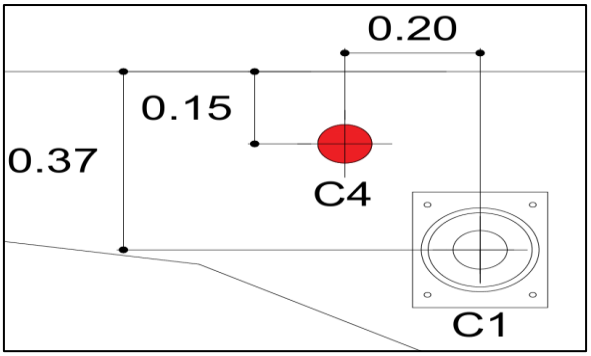


Figure V.6 : Position des câbles C4.

❖ Les restes des résultats sont élaborés dans les tableaux V.4 et V.5.

❖ Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans la figure V.7.

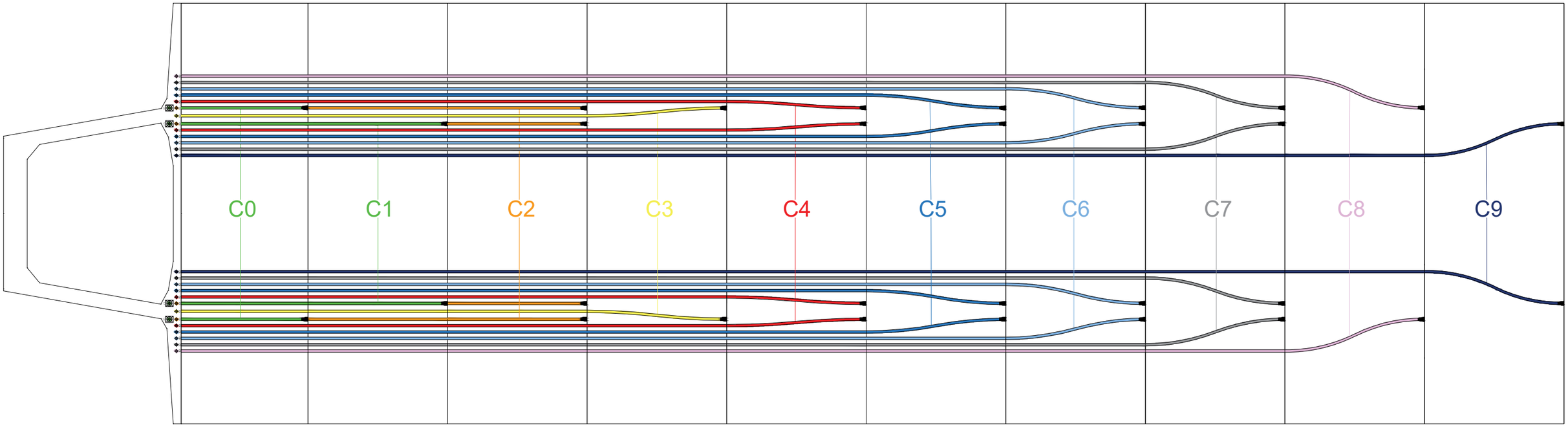
Tableau V.4 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	X(m)	Z_i(m)	Z_{i+1} (m)	R_i (m)	$ß_i$ (rad)	Z(x)
C0,C1,C2	Rectiligne					
C3	2.2	0.25	0.125	19.36	0.11	$0.25-0.026x^2$
C4	2.2	0.2	0.1	24.2	0.0907	$0.2-0.021x^2$
C5	2.2	0.4	0.2	12.1	0.18	$0.4-0.041x^2$
C6	2.2	0.6	0.3	8.1	0.266	$0.6-0.062x^2$
C7	2.2	0.8	0.4	6.05	0.35	$0.8-0.83x^2$
C8,C9	2.2	1	0.5	4.84	0.43	$1-0.1x^2$

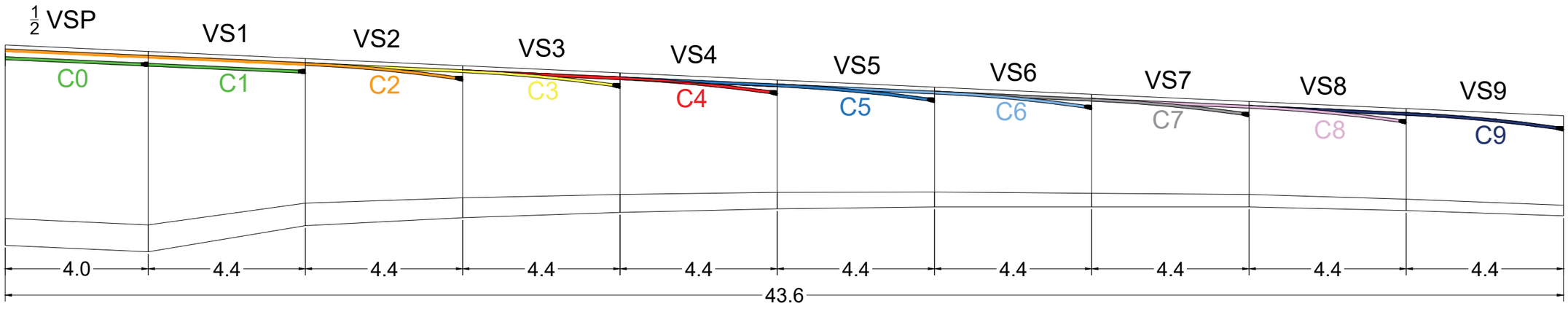
Tableau V.5 : Élévation des câbles de fléau.

Câbles	L(m)	d_0	d_1	R_i(m)	α (rad)	Equation
C2,C3,C4,C5,C6,C7,C8,C9	4.4	0.15	0.37	44	0.1	$0.15+0.11x^2$

Tracé en Plan des cables du fléau Ech 1:125



Tracé en elèvation des cables du fléau Ech 1:125



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Co-Encadreur	Encadreur	Chapitre V	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc Du PK67+467 au PK67+753 de la liaison autoroutière DJEN-DJEN EL Eulma	Hafsaoui Souhail	Mr. M.KHELFI	Mr. S.CHAMI	Etude de la précontrainte	2024 / 2025

V.2.2. Étude de la Précontrainte de Continuité

Les câbles de Continuité, placés à proximité de la clé de chaque travée, ont pour rôle d'assurer la continuité du tablier et de contrer les moments hyperstatiques positifs qui en découlent. Ils sont disposés au niveau de la membrure inférieure en réponse aux moments de flexion induits par les charges d'exploitation.

V.2.2.1. Détermination du nombre des câbles de continuité dans la travée principale

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

$$\mathbf{P}=\frac{\frac{M\times v'}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e\times v'}{I}} \qquad \textbf{avec} \quad \mathbf{e = v' - d} \qquad \mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{(1-\Delta P)\times P0}$$

- 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 %.

➢ **Application Numérique**

M = 76743.58 KN.m (Combinaison ELS : G + D240 + 0.6ΔT + 0.5Δθ)
v' = 1.76 m ; d = 0.15 m ; e = 1.61 m ; I = 9.37 m^4 ; S = 8.48 m^2 ; P_0 = 4240.8 kN
P =34.29 MN d'où n ≥ 10.78
Donc on prend **n = 12 câbles de 19T15S.**

Tableau V.6 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale.

Section	x(m)	M (kn.m)	H(m)	υ'(m)	e(m)	I (m^4)	S (m^2)	P(MN)	Nbr Câbles	Nbr Retenu
Fin VS3	17.2	-2245.13	3.9	2.27	2.12	23.74	10.28	-0.71	-0.22	0
Fin VS4	21.6	11993.69	3.6	2.13	1.98	19.26	9.87	4.14	1.30	2
Fin VS5	26	27700.41	3.35	2.01	1.86	15.85	9.48	10.29	3.23	4
Fin VS6	30.4	41176.74	3.15	1.92	1.77	13.31	9.13	16.28	5.12	6
Fin VS7	34.8	54483.59	2.95	1.82	1.67	11.12	8.83	23.06	7.25	8
Fin VS8	39.2	63188.73	2.85	1.78	1.63	9.95	8.59	27.70	8.71	10
Fin VS9	43.6	74696.81	2.8	1.76	1.61	9.37	8.48	33.38	10.49	12
Axe Vc	44.6	76743.58	2.8	1.76	1.61	9.37	8.48	34.29	10.78	12

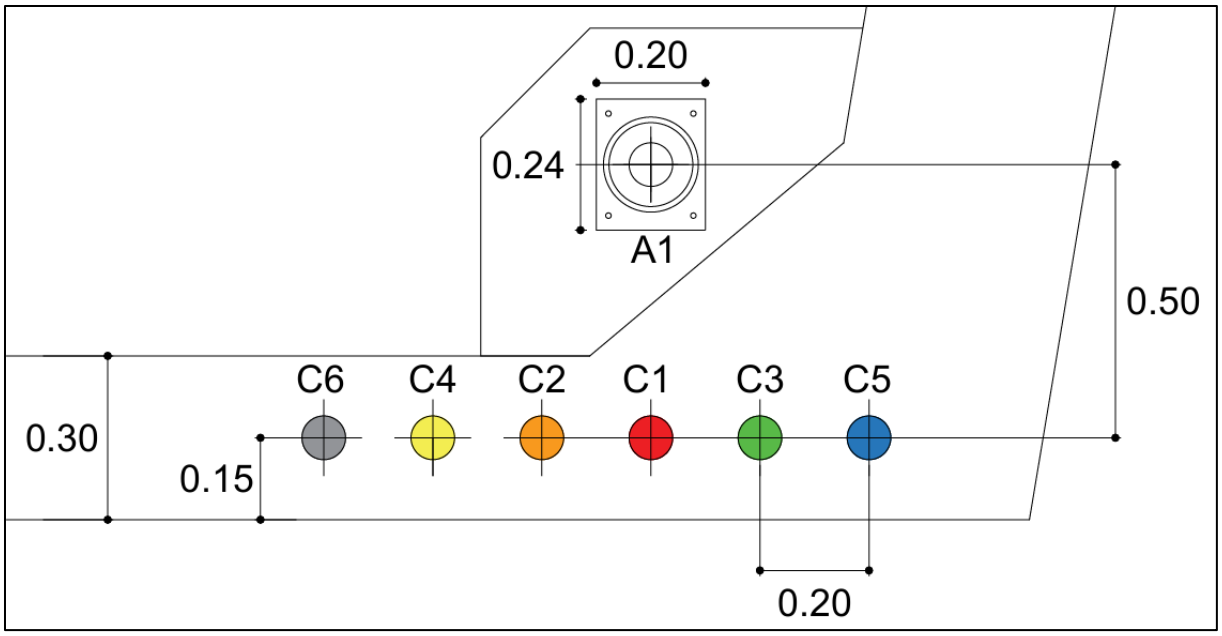


Figure V.7 : Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc.

V.2.2.2. Tracé des câbles

Les équations et les paramètres du tracé en plan sont montrés dans le tableau V.7

Tableau V.7 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.

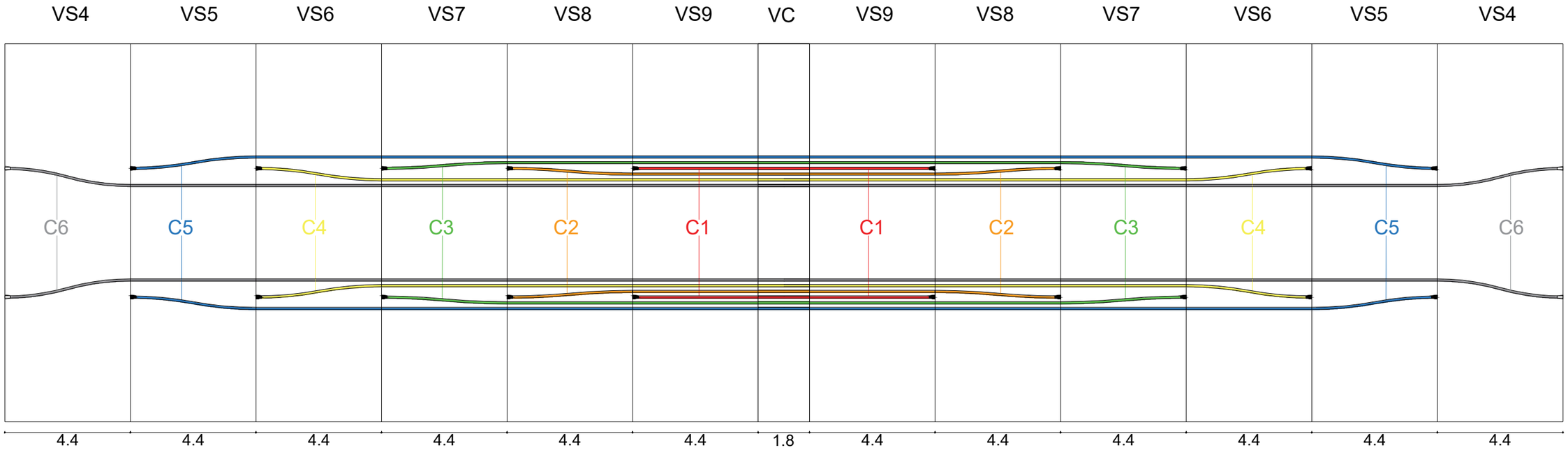
Câbles	X(m)	Z_i(m)	Z_{i+1} (m)	R_i (m)	ß$_i$ (rad)	Z(x)
C1	Rectiligne					
C2,C3	2.2	0.2	0.1	24.2	0.0907	$0.2- 0.021x^2$
C4,C5	2.2	0.4	0.2	12.1	0.18	$0.4- 0.041x^2$
C6	2.2	0.6	0.3	8.1	0.266	$0.6- 0.062x^2$

Pour le tracé en élévation, Les câbles suivent la fibre inférieure de l'hourdis inférieur. Ce dernier à une épaisseur ei variable, Donc chaque câble à ses propres paramètres dans chaque voussoir où il subit une déviation (voir tableau V.8).

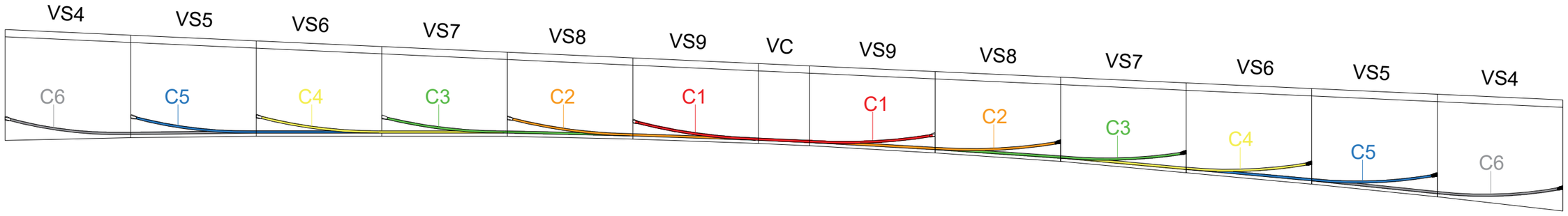
Tableau V.8 : Élévation des câbles de Continuité travée principal.

Câbles	L(m)	d_0	d_1	R_i(m)	α (rad)	Equation
C1	4.4	0.15	0.65	19.36	0.22	$0.15+0.026x^2$
C2	4.4	0.15	0.67	18.61	0.23	$0.15+0.027x^2$
C3	4.4	0.15	0.7	17.6	0.245	$0.15+0.028x^2$
C4	4.4	0.15	0.73	16.69	0.257	$0.15+0.03x^2$
C5	4.4	0.15	0.77	15.61	0.27	$0.15+0.032x^2$
C6	4.4	0.15	0.81	14.67	0.29	$0.15+0.034x^2$

Tracé en plan des câbles de continuité travée principale Ech 1:150



Tracé en élévation des câbles de continuité travée principale Ech 1:150



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Co-Encadreur	Encadreur	Chapitre V	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc Du PK67+467 au PK67+753 de la liaison autoroutière DJEN-DJEN EL Eulma	Hafsaoui Souhail	Mr. M.khelfi	Mr. S.Chami	Etude de la précontrainte	2024 / 2025

V.2.2.3. 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 = 44946.18 KN.m (Combinaison ELS : G + D240 + 0.6ΔT + 0.5Δθ)
ν' = 1.78m ; d = 0.15 m ; e = 1.63 m ; I = 9.95 m^4 ; S = 8.59 m^2 ; P_0 = 4240.8 kN
P = 19706.81 kn d'où $n \geq 6.25$
Donc on prend **n = 8 câbles de 19T15S.**

Tableau V.9 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

Section	M(kn.m)	H(m)	υ'(m)	e(m)	I (m^4)	S (m^2)	P(MN)	Nbr Câbles	Nbr Retenu
Fin VSC	0	2.8	1.76	1.61	9.37	8.48	0	0	0
Fin 1/3 VSC	7798.14	2.8	1.76	1.61	9.37	8.48	34.85	1.1	2
Fin 2/3 VSC	15071.34	2.8	1.76	1.61	9.37	8.48	67.34	2.12	4
Fin VS9	30142.68	2.8	1.76	1.61	9.37	8.48	13.47	4.23	6
Fin VS8	44946.18	2.85	1.78	1.63	9.95	8.59	19.71	6.2	8
Fin VS7	44964.42	2.95	1.82	1.67	11.12	8.83	19.04	5.99	8
Fin VS6	40067.73	3.15	1.92	1.77	13.31	9.13	15.84	4.98	6
Fin VS5	30431.17	3.35	2.01	1.86	15.85	9.48	11.31	3.55	4
Fin VS4	15977.83	3.6	2.13	1.98	19.26	9.87	5.52	1.73	2
Fin VS3	-280.37	3.9	2.27	2.12	23.74	10.28	-0.89	-0.03	0

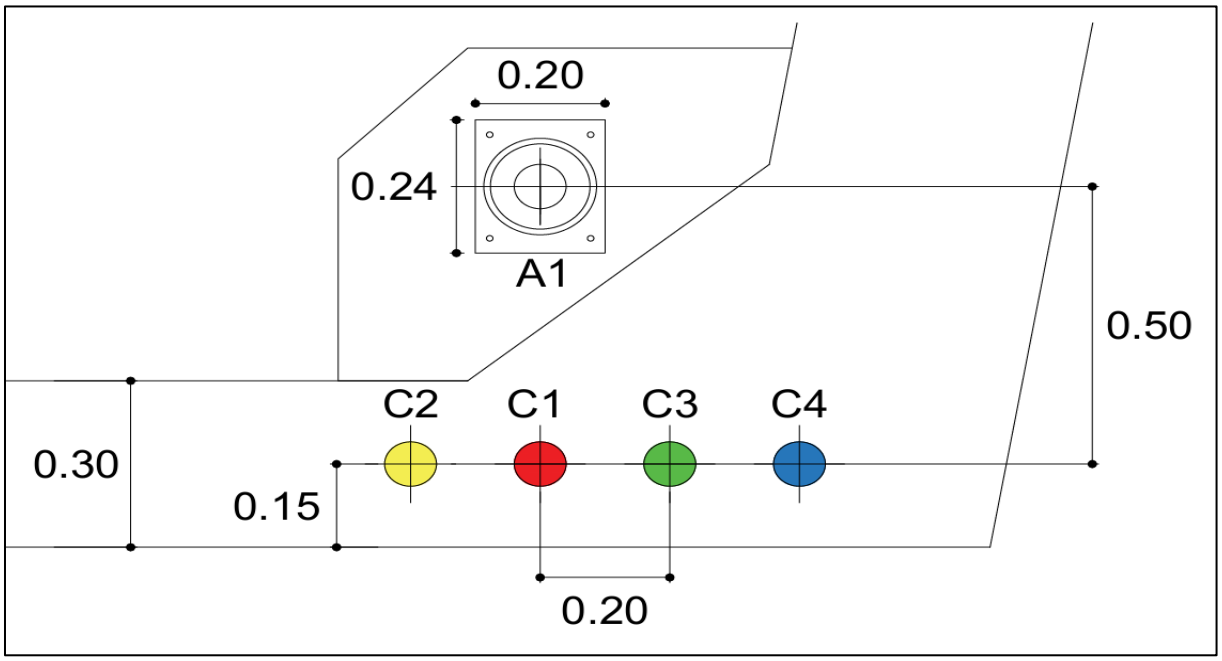


Figure V.8 : Disposition des câbles de continuité de travée Rive au niveau de Vc.

V.2.2.4. Tracé des Câbles

Les équations et les paramètres du tracé en plan sont montrés dans le tableau V.10

Tableau V.10 :L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de Rive.

Câbles	X(m)	Z_i(m)	Z_{i+1} (m)	R_i (m)	ß$_i$ (rad)	Z(x)
C1	Rectiligne					
C2.C3	2.2	0.2	0.1	24.2	0.0907	$0.2- 0.021x^2$
C2,C3(VSC)	1.815	0.2	0.1	16.47	0.11	$0.2- 0.03x^2$
C4	2.2	0.4	0.2	12.1	0.18	$0.4- 0.041x^2$
C4(VSC)	1.815	0.4	0.2	8.23	0.21	$0.4-0.06\ x^2$

Tableau V.11 : Élévation des câbles de Continuité travée de Rive.

Câbles	Section	L(m)	d_0	d_1	R_i(m)	α (rad)	Equation
C1	VS9	4.4	0.15	0.65	19.36	0.22	$0.15 +0.026x^2$
	VS7	4.4	0.15	0.7	17.6	0.24	$0.15 +0.028x^2$
C2	1/3 VSC	3.63	0.15	0.65	13.17	0.267	$0.15 +0.038x^2$
	VS6	4.4	0.15	0.73	16.69	0.25	$0.15 +0.03x^2$
C3	1/3 VSC	3.63	0.15	0.65	13.17	0.267	$0.15 +0.038x^2$
	VS5	4.4	0.15	0.77	15.61	0.27	$0.15 +0.032x^2$
C4	1/3 VSC	3.63	0.15	0.65	13.17	0.267	$0.15 +0.038x^2$
	VS4	4.4	0.15	0.81	14.67	0.29	$0.15 +0.034x^2$

V.3. Evaluation des pertes de la Précontrainte

De façon générale la "perte de précontrainte" désigne l'écart entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et celle réellement exercée en un point précis d'une armature à un instant donné. Dans le béton précontraint ces pertes sont considérables, pouvant représenter entre 20 % et 30 % de la précontrainte initiale. Elles se répartissent en deux grandes catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

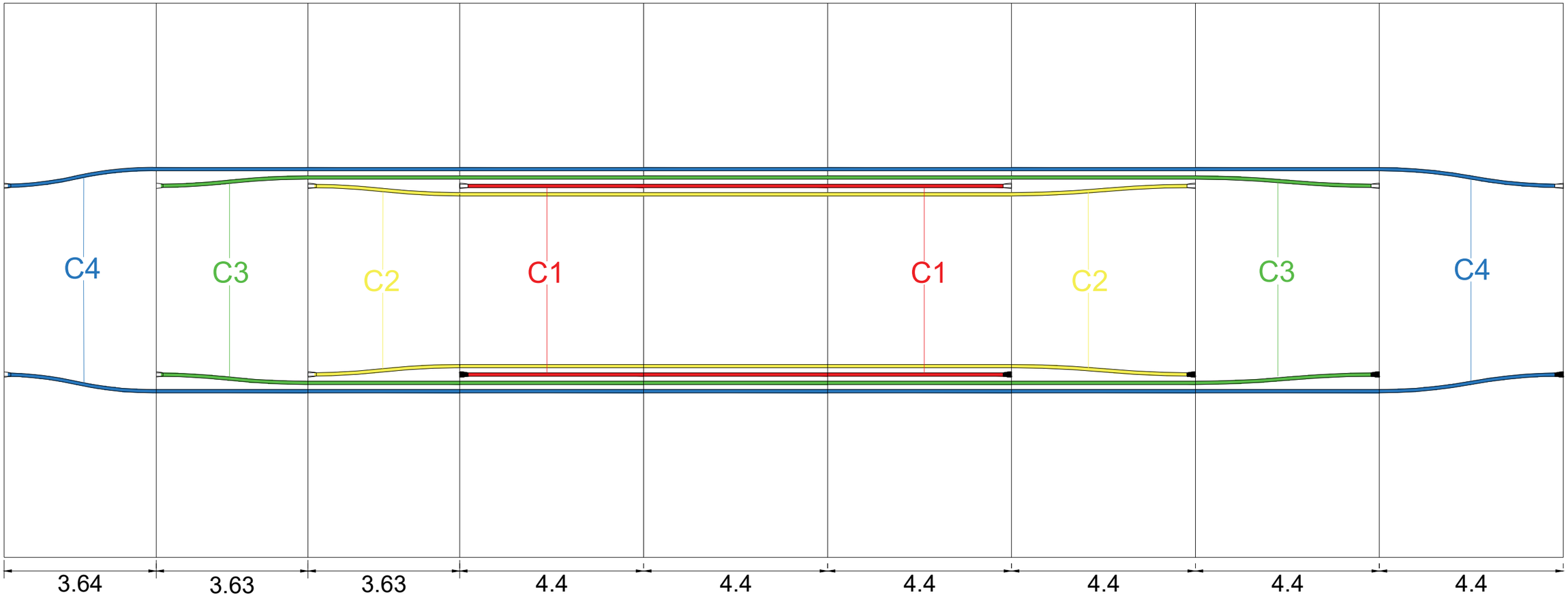
V.3.1.les pertes Instantanées

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

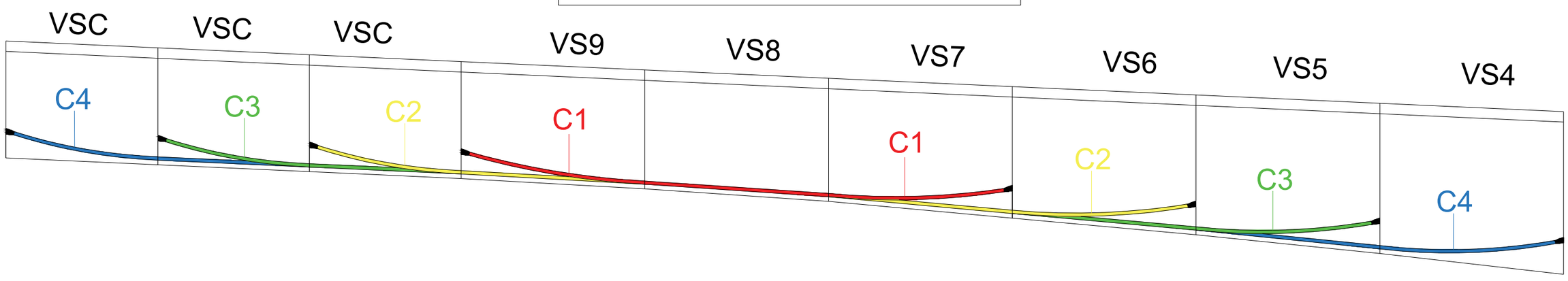
- Pertes de tension par frottement $\Delta\sigma_\varphi$.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage $\Delta\sigma_g$.
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton $\Delta\sigma_e$.

La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$.

Tracé en Plan des câbles de continuité travée de rive Ech 1:100



Tracé en élévation des câbles de continuité travée de rive Ech 1:100



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Co-Encadreur	Encadreur	Chapitre V	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc Du PK67+467 au PK67+753 de la liaison autoroutière DJEN-DJEN EL Eulma	Hafsaoui Souhail	Mr. M.Khelfi	Mr. S.Chami	Etude de la précontrainte	2024 / 2025

V.3.1.1.Perte de tension par frottement

Ce type de perte survient lorsque les câbles frottent contre la gaine pendant la mise en tension. Ce phénomène peut être dû à des variations de l'élévation et du tracé du câble, ainsi qu'à des déviations involontaires dans sa section rectiligne.

$$\Delta\sigma\,(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\times\theta+\Phi\times X)})$$

- 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).

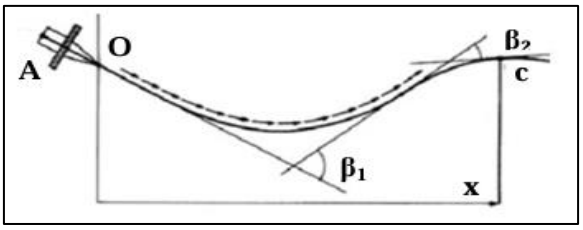


Figure V.9 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Si les déviations α en élévation et β en plan ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$\mathbf{tg\ \theta = \sqrt{tg2\ \beta\ +\ tg2\ \alpha}}$$

Si les déviations se succèdent (qui est notre cas), la déviation totale à considérer est la somme : **θ = α + β.**

V.3.1.2.Perte de tension par recul d'ancrage

Lorsque l'effort de tension est transféré du vérin à l'ancrage, il peut y avoir un glissement des câbles dans les clavettes ainsi qu'un glissement des clavettes dans les plaques d'ancrage. Ce glissement dépend du type d'ancrage utilisé et son influence diminue au-delà de la section située à l'abscisse 'd'.

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

- k : fonction croissante.
- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- g : glissement à l'ancrage. (g = 2mm).
- Ep : module d'élasticité des câbles précontraints. (Ep = 190 000 MPa)

V.3.1.3.Perte de tensions dues aux non-simultanéités de la mise en tension

L'ouvrage est progressivement construit en plusieurs étapes, ce qui implique des tensions successives qui doivent être ajustées. Si tous les câbles d'une même pièce sont tendus simultanément, cela peut entraîner une perte de tension.

En effet, lorsque le premier câble est tendu, la pièce se raccourcit de même pour les câbles suivants. Donc, si la pièce comporte "n" câbles, chaque câble subira l'effet de "n-1" autres câbles tendus. Seul le dernier câble ne subira pas cette perte.

En conséquence, la valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané du béton sera :

$$\Delta\sigma_e = \frac{n-1}{2\times n} \times Ep \times \frac{\sigma b}{Ebj}$$

Avec $\frac{Ep}{Ebj} = 5.05$ **D'où** $\Delta\sigma_e = 2.525 \times \sigma b$ **avec** $\sigma b = \frac{P}{B} + \frac{P\times e^2}{I} - \frac{Mp\times e}{I}$

- Ep : module d'élasticité des câbles précontraints.
- Ebi : module de déformation instantanée du béton.
- σb : 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. $P = P_0 (1 - \Delta P)$.
- Mp : moment sous le poids propre.

Pour la même abscisse x. la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$.

V.3.2.Perte de tensions différées

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

V.3.2.1.Perte par retrait

Le retrait du béton correspond à une réduction de volume qui survient lors de sa mise en place et pendant son vieillissement, suite à la perte d'eau. Cette contraction peut entraîner des tensions de traction dans le matériau, susceptibles de provoquer des fissures. Si le béton est soumis à une contrainte de tension à un âge t_0, la partie restante du retrait à effectuer peut-être calculée comme suit : $\varepsilon_r [1 - r(t0)]$ Donc : $\Delta\sigma_r = Ep\ \varepsilon_r [1 - r(t0)]$.

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

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

V.3.2.2.Perte par fluage

Le phénomène de fluage dans le béton se caractérise par une déformation progressive dans le temps, qui résulte de l'application d'une contrainte constante. En revanche, lorsqu'il s'agit de retrait, le fluage commence dès le chargement et évolue dans le temps.
La quantité de déformation due au fluage peut être évaluée par : $\Delta\sigma_{fl} = Ep \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\boldsymbol{\varepsilon_f = \frac{\sigma M - \sigma b}{Ebj}}$

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

D'où : $\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{Ep}{Ebj}}$

- σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

V.3.2.3.Perte par relaxation

La relaxation de l'acier désigne une diminution progressive de la tension qu'il supporte, laquelle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On peut estimer la perte finale de tension résultant de ce phénomène en utilisant la formule suivante :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}(x)}$$

- $\boldsymbol{\mu = \frac{\sigma pi\,(x)}{fprg}}$
- $\rho_{1\,000}$ (%) : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.
- μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- σ_{pi} (x) : contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

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

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

V.3.3.Les pertes Totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$.
On fait l'Application sur les câbles de fléau et le tableau ci-dessous résume les résultats et pour un calcul plus détaillé voir **l'annexe C.**

Tableau V.12 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_\varphi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{relax}$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
AxeVSP	11.26	0.37	0.40	12.04	2.57	1.98	3.61	7.56	19.60
Fin VSP	10.19	0.85	0.71	11.75	2.57	3.45	3.65	9.07	20.81
Fin VS1	9.13	0.97	1.07	11.17	2.57	5.20	3.74	10.89	**22.06**
Fin VS2	8.19	1.06	0.78	10.03	2.57	3.83	3.91	9.67	19.70
Fin VS3	6.79	1.10	0.94	8.83	2.57	4.62	4.09	10.61	19.44
Fin VS4	5.54	1.83	0.66	8.03	2.57	3.26	4.22	9.35	17.38
Fin VS5	3.90	2.20	0.74	6.84	2.57	3.64	4.41	9.88	16.72
Fin VS6	2.69	2.75	0.47	5.91	2.57	2.32	4.55	8.69	14.59
Fin VS7	1.45	3.66	0.40	5.51	2.57	1.97	4.62	8.40	13.91
Fin VS8	0.33	5.49	0.29	6.11	2.57	1.45	4.52	7.79	13.90
Fin VS9	0.00	8.81	0.17	8.98	2.57	0.84	4.07	6.80	15.79

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\boldsymbol{\Delta\sigma = 22.06\ \%}$.

V.4.Vérification des Contraintes Normales

Cette étape rassemble les résultats précédents pour justifier chaque section et pièce du tablier. Les différentes vérifications effectuées incluent la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures et inférieures pendant la construction et le service. Cela nous amène à vérifier que les contraintes normales restent inférieures aux valeurs limites admissibles pour chaque section. La condition à vérifier est la suivante : $\boldsymbol{\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}}$.

$$\boldsymbol{\sigma\,(y) = \frac{P}{B} + \frac{P \times eo + M}{I}\, y}$$

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

V.4.1.Vérification des contraintes pour le demi-Fléau

- **en phase de construction**

$\Delta P = 22.06$ %.

$\boldsymbol{\sigma}_{bcj} = 0.6 \times f_{c28} = 24$ MPa.

$\boldsymbol{\sigma}_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 4.5$ MPa ; Hors section d'enrobage.

$\boldsymbol{\sigma}_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 2.1$ MPa ; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le Tableau V.13.

Tableau V.13 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	x(m)	cables	M(MN.m)	υ(m)	e_{moy}(m)	I(m^4)	S (m^2)	P(MN)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)
AxeVSP	0	30	250.09	2.53	2.342	60.24	12.58	62.63	0.63	10.25
Fin VSP	4	30	206.51	2.53	2.342	60.24	12.58	62.63	2.46	8.03
Fin VS1	8.4	30	136.87	2.05	1.885	38.24	11.43	62.63	4.47	6.77
Fin VS2	12.8	26	126.85	1.82	1.659	29.86	10.82	54.28	2.77	8.01
Fin VS3	17.2	22	75.12	1.63	1.466	23.74	10.28	45.93	3.93	5.21
Fin VS4	21.6	18	67.46	1.47	1.303	19.26	9.87	37.58	2.40	5.85
Fin VS5	26	14	32.70	1.34	1.169	15.85	9.48	29.23	3.21	2.90
Fin VS6	30.4	10	26.82	1.23	1.05	13.31	9.13	20.88	1.83	2.99
Fin VS7	34.8	6	8.01	1.13	0.98	11.12	8.83	12.53	1.85	0.72
Fin VS8	39.2	4	3.45	1.07	0.92	9.95	8.59	8.35	1.43	0.22
Fin VS9	43.6	2	0.00	1.04	0.89	9.37	8.48	4.18	0.90	**-0.21**

V.4.2. Vérification pendant le bétonnage du clavage

À ce stade du calcul, il est bon de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage pendant la construction du clavage central. Pour cela, on applique deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux, forces qui représentent l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces s'exercent sur deux structures indépendantes et isostatiques. Puisque, à ce stade, les deux moitiés du pont ne sont pas encore liées.

$$\frac{Q}{2} + \frac{Vc}{2} = 333.17 + 197.99 = 531.16 \text{ KN}$$

- Q : poids de l'équipage mobile.
- Vc : poids du clavage.

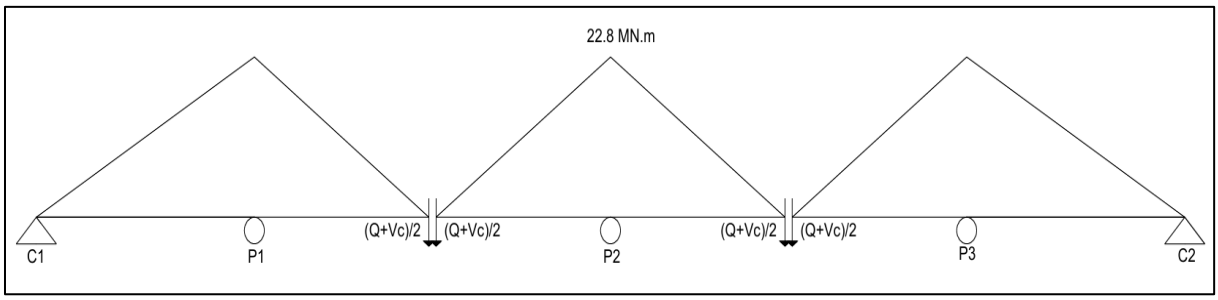


Figure V.10 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage.

Dans cette nouvelle phase le bilan des efforts est :

- Moment dû au poids propre de fléau : Mg = -215.461 MN.m
- M = Mg + M (Q/2) + M(Q/2+Vc/2) = -215.461-14.51- 22.8 = -252.771 MN.m
- $N_{fléau} = n \times P_0 \times (1-\Delta P) = 30 \times 2.6784 \times (1 - 0.2206) = 62.62$ MN
- $M_{isofléau} = N_{fléau} \times e_0 = 62.62 \times 2.38 = 149.03$ MN.m

Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles sont :

$\delta s = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I}$ = -0.55 Mpa > - δt = -2.1 Mpa donc **Le dimensionnement est correct.**

V.4.3. 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 :

$$\Delta P = 22.06\ \%$$

- $\sigma_{bcj} = 0.6 \times f_{c28} = 24$ Mpa.
- $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.5$MPa ; Hors section d'enrobage.
- $\sigma_{bt2} = -1 \times f_{t28} = -3$ MPa ; Section d'enrobage.

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

V.4.4. 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 As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

$$\mathbf{As} = \frac{\boldsymbol{Bt}}{\mathbf{1000}} + \left(\frac{\boldsymbol{Nbt}}{\boldsymbol{fe}} \times \frac{\boldsymbol{ftj}}{\boldsymbol{\sigma bt}} \right)$$

- Bt : 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.

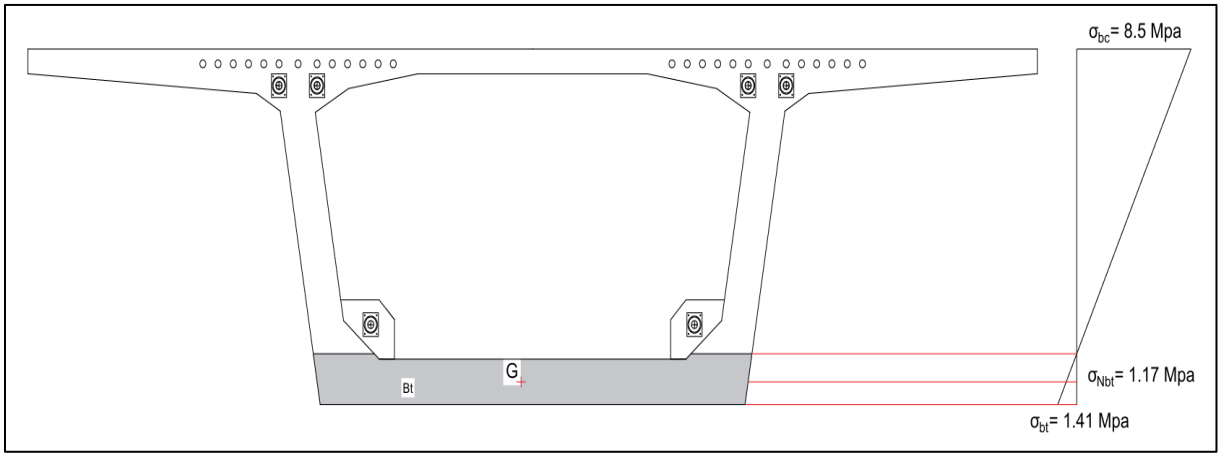


Figure V11 : Diagramme des contraintes à la Fin du VS4.

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

σ_{Bt} = -1.41 MPa ; Bt = 2.65 m^2 ; σ_{NBt} = -1.17 MPa ; donc : N_{Bt} =3.1 MN

$$\mathbf{As} = \frac{\boldsymbol{Bt}}{\mathbf{1000}} + \left(\frac{\boldsymbol{Nbt}}{\mathbf{500}} \times \frac{\mathbf{3}}{\boldsymbol{\sigma bt}} \right) = \mathbf{158.41}\ cm^2\ (13.2\ cm^2/ml)$$ 2 nappes de HA 14 / e = 20 cm.

V.5.Vérification les contraintes tangentielles

V.5.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme d'une poutre caisson assure la résistance à l'effort tranchant, tandis que les membrures supérieures et inférieures, en raison de leur inertie par rapport au centre de gravité de la section, jouent un rôle essentiel dans la résistance à la flexion.

- **Détermination de l'effort Tranchant**

❖ **Effort Tranchant due aux charges extérieures**

L'effort tranchant extérieur est déterminé à l'aide d'un logiciel de calcul, en tenant compte de la combinaison de charge maximale à l'ELS (G + D240). Pour une poutre continue, il n'est généralement pas nécessaire 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 due à la précontrainte**

Si l'on considère l'élément de poutre situé à gauche de la section étudiée (comme illustré sur la figure), les forces appliquées sur cet élément se résument aux composantes verticales des efforts extérieurs. Cela inclut un effort tranchant extérieur positif V_{ext} et une composante verticale de la précontrainte V_p=Psinα qui contribue à réduire l'effort tranchant total. Ainsi, l'effort tranchant réduit est donné par la relation :

$$V_{red} = V_{ext} - V_p$$

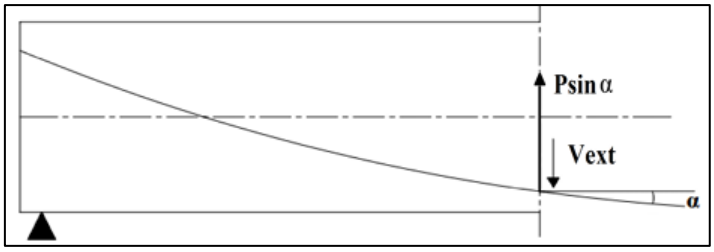


Figure V.11 : Effort de précontrainte.

❖ **Vérification la contrainte de cisaillement**

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :
Non-rupture par fissuration : $\boldsymbol{\tau^2 < \tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

Par compression-cisaillement : $\boldsymbol{\tau^2 < \tau_2^2 = 2 \times \frac{ftj}{fcj} \times (0.6\, f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

$\boldsymbol{\tau_{max}}$: contrainte de cisaillement maximale réduite de service : $\boldsymbol{\tau_{max} = \frac{Vred \times Sn}{In \times bn}}$

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

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.

z: le bras de levier $z = I/S$ avec simplification $z = \frac{1+\rho}{2}$h

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

e_a : l'épaisseur brute de l'âme.

Appliaction Numérique

α_{moy} = 0.1 rad $V_P = P\sin\alpha$ = 6.25 MN

h / 2 =2.8m. $V_{ELS}(2.8\ m)$ =15.17 MN d'où V_{red}= 8.92 MN

n =30 câbles; P=62.63 MN; B_n = 12.43 m^2; I_n = 59.4 m^4; σ_x= 5.01 Mpa.

f_{c28} = 40 MPA ; f_{t28} = 3 MPA.

ρ = 0.62; z = 4.536m; S_n = 13.09 m^3; b_n = 2 (e_a - 0.5 Φg) = 0.82m

τ_1= 3.1 Mpa et τ_2 = 4.8 Mpa

On constate que : **τ_{max} = 2.39 Mpa $< \tau$**

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

V.5.2. Vérification l'effort tranchant vis-à-vis 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 **βu** que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\mathbf{tg2\beta u = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y}} \quad \mathbf{avec\ \ \beta u \geq 30°}$$

σx . σy : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : σ_x = P cosα /B_n et σ_y = 0

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite $\tau_u = \frac{Vred.Sn}{In.bn}$

V_{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 :

$\tau_u \leq \frac{0.85\, fc28}{3\gamma b}$ **sin ($2\beta_u$)** si : βu = 30°, alors on obtient : $\tau_u \leq \frac{fc28}{6}$

Application Numérique

V_{ELU} (2.8m) =20.47 MN ; V_P =8.92 MN **$V_{U.red} = V_{ELU} - V_P$ = 11.55 MN**

I_n = 59.4 m^4; S_n = 13.09 m^3; b_n = 0.82 m . **τ_u = 3.1 MPa.**

σ_x = 5.01 MPa. σ_y= 0 MPa d'où β_u =25.53° donc On prend : **β_u = 30°**

τ_u = 3.1 Mpa $\leq \frac{fc28}{6} = \frac{40}{6}$ **= 6.67 Mpa**

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

- La résistance des armatures transversales :

Consiste à déterminer la section des armatures transversale At. donnée par :

$$\frac{At \times fe}{bn \times st \times \gamma s} \geq (\tau u - \frac{ftj}{3}) \times tg\ \beta u$$

At : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

St : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

fe : limite d'élasticité de l'acier.

γs = 1.15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{At}{st} \geq 0.6 \frac{bn \times \gamma s}{fe}$

- **Application Numérique**

  τ_u = 3.1 MPa ; f_{t28} = 3 MPa ; fe = 500 MPa ; γs = 1.15 ; b_n = 0.82 m ; βu = 30°

  D'où $\frac{At}{st} \geq$ **22.86 cm²**

  $\frac{At}{st} \geq 0.6 \frac{bn \times \gamma s}{fe}$ = 11.32 cm² **à vérifier dans l'étude transversale.**

V.5.3.Vérifiaction la flèche vis-à-vis à l'ELS

Il faut vérifier la condition suivante : $\mathbf{f_{calculé} < f_{adm}}$

$$\mathbf{f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{89}{500} = 17.8\ cm}$$

La flèche calculée nous avons utilisé le model global qui a modélisé dans logiciel Robot Analystics 2019 avec la combinaison la plus défavorable et nous avons trouvé la valeur suivante : $\mathbf{f_{calculé} = 9.5\ cm < f_{adm} = 17.8\ cm}$ **donc la flèche est vérifiée.**

V.6. Conclusion

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

Chapitre VI
Etude Transversale

VI.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément du voussoir (âmes, hourdis, etc.). Pour cela, il est essentiel d'analyser les moments défavorables générés par les différentes charges. En raison de la variation de la hauteur des caissons, le ferraillage varie d'un voussoir à l'autre. C'est pourquoi nous nous limitons au ferraillage du voussoir situé sur pile et de celui de clavage.

VI.2. Évaluation des efforts transversaux

VI.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par le logiciel Robot Structural. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de l'hourdis inférieur par appui simple et un appui double. On prendra une largeur du caisson égale à 1 m. les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

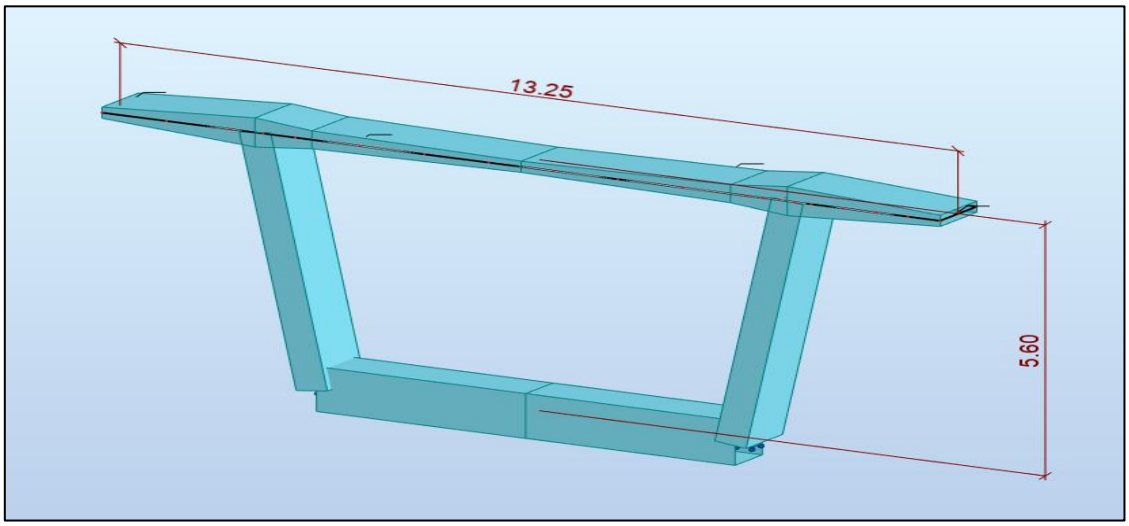


Figure VI.1 : Vue en 3D du voussoir sur Pile modélisé sur le logiciel.

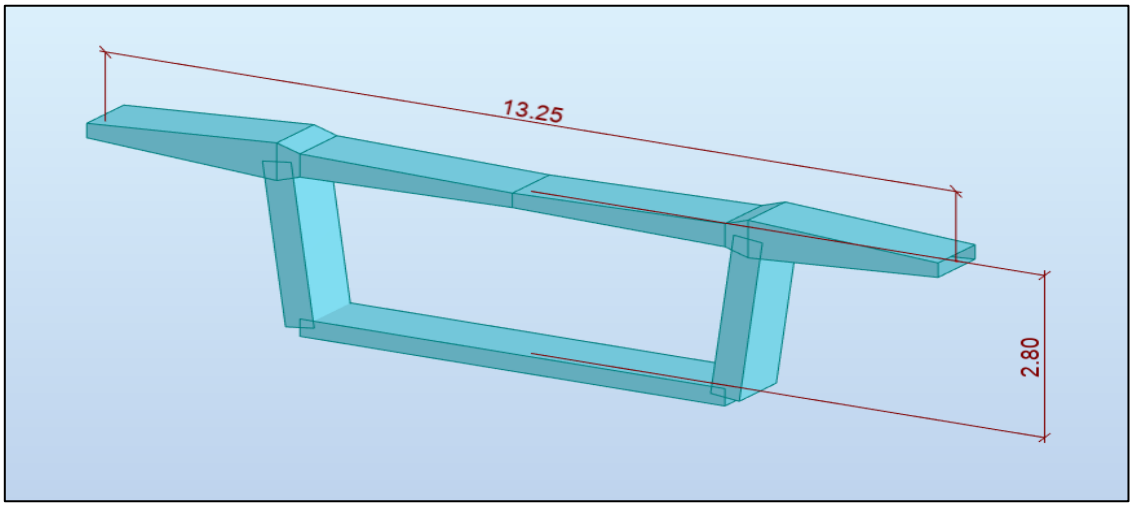


Figure VI.2 : Vue en 3D du voussoir sur Clef modélisé sur le logiciel.

VI.2.2. Détermination des sollicitations

Les charges à considérer sont définies au préalable dans le chapitre III. Le voussoir devra être ferraillé sous un moment propre à la combinaison la plus défavorable, donnée par RCPR.

Tableau VI.1 : Combinaisons des charges appliquées.

Cas	Combinaison
ELU	1.35G+1.6AL
	1.35G+1.6BC
	1.35G+1.6Bt
	1.35G+1.35Mc120
	1.35G+1.35D240
ELS	G+1.2AL
	G+1.2BC
	G+1.2Bt
	G+Mc120
	G+D240

VI.2.3. Résultats

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

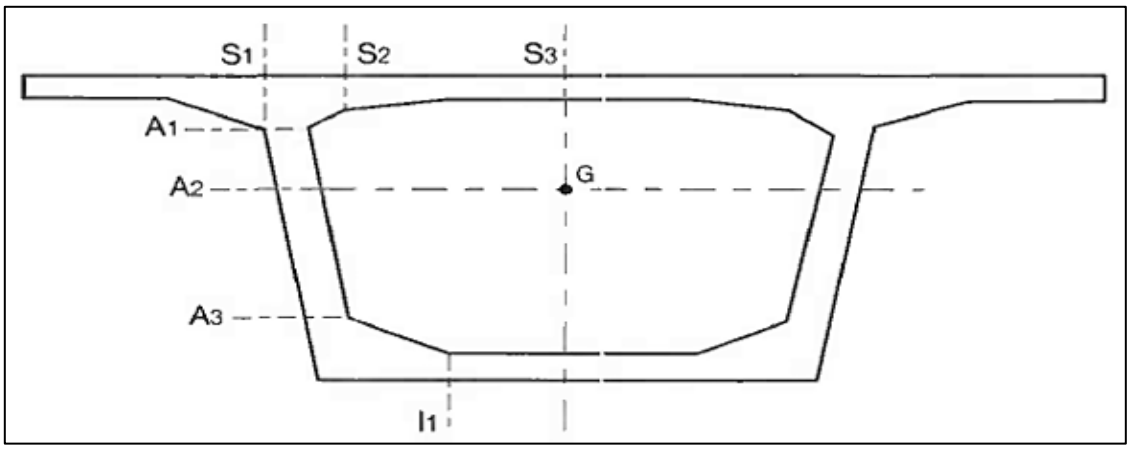


Figure VI. 3 : Sections à justifier selon le guide SETRA.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.2 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.

Élément	Section	M_{ult} (kn.m)	M_{ser} (kn.m)	N_{ult} (kn)	N_{ser} (kn)
Hourdi Sup	S1	-583.56	-436.75	/	/
	S2	-225.80	-168.63	/	/
	S3	233.61	175.01	/	/
Âme	A1	505.88	379.20	675.68	504.70
Hourdi inf	I1	132.86	98.84	/	/

Tableau VI.3 : Efforts extrêmes dans le voussoir à la clef.

Élément	Section	M_{ult} (kn.m)	M_{ser} (kn.m)	N_{ult} (kn)	N_{ser} (kn)
Hourdi Sup	S1	-471.61	-352.75	/	/
	S2	-72.79	-54.28	/	/
	S3	178.20	133.55	/	/
Âme	A1	351.03	263.60	662.16	494.89
Hourdi inf	I1	46.87	35.13	/	/

VI.3. Ferraillage

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

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

VI.3.1. Exemple de Calcul de Ferraillage de l'Hourdis Supérieur du VSClef

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

- **Application Numérique**

Nappe supérieure :

M_{ser} = 352.75 KN.m ; σ_{bc} = 24 MPa ; σ_s= 250 MPa ; b = 1 m; h = 0.65 m

d = 0.9 h = 0.585 m ; $X = \frac{15\times\sigma bc}{15\times\sigma bc+\sigma s} \times d$ = 0.345m ; Z = d-X/3 = 0.47 m

M_1= 0.5×b×X×σ_{bc}×Z = 1945.8 kn.m d'où $M_1 > M_{ser}$

Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)

$A_{ser} = \frac{Mser}{Z \times \sigma s}$ = 30.02 cm^2 ≥ $A_{min} = 0.23\times \frac{ftj}{fe} \times d \times b$ = 8.07 cm^2

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

Nappe Inférieur :

h = 0.25 m. M_{ser} = 133.55 kn.m < M_1 = 287 kn.m (S.S.A.C)

$A_{ser} = \frac{Mser}{Z \times \sigma s}$ = 29.67 cm^2 ≥ $A_{min} = 0.23 \times \frac{ftj}{fe} \times d \times b$ = 3.1 cm^2

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

Ferraillage longitudinal :

$A = A_{st}/3$ = 9.89 cm^2 > A_{min} = 8.07 cm^2

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

VI.3.2 Ferraillage Passif des Voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010). On trouve les résultats donnés dans les Tableau VI.4 et Tableau VI.5.

Tableau VI.4 : Ferraillage passif du VSP.

Élément	Nappe	Section	H(cm)	Transversale			Longitudinale		
				As(cm^2)	Φ (mm)	e(cm)	As(cm^2)	Φ (mm)	e(cm)
Hourdi Sup	Sup	S1	65	33.4	HA20	15	11.13	HA16	20
	Inf	S2	40	22	HA20	15	7.33	HA16	20
		S3	25	42	HA20	15	14	HA16	20
Âme	Sup	A	45	22.5	HA20	15	7.5	HA16	20
	Inf	A	45	22.5	HA20	15	7.5	HA16	20
Hourdi Inf	Sup	I	75	19.9	HA16	15	13.2	HA14	20
	Inf	I	75	19.9	HA16	15	13.2	HA14	20

Tableau VI.5 : Ferraillage passif du VClef.

Élément	Nappe	Section	H(cm)	Transversale			Longitudinale		
				As(cm^2)	Φ (mm)	e(cm)	As(cm^2)	Φ (mm)	e(cm)
Hourdi Sup	Sup	S1	65	26.70	HA20	15	8.90	HA16	20
	Inf	S2	40	10.10	HA16	15	3.40	HA16	20
		S3	25	31.40	HA20	15	10.47	HA16	20
Âme	Sup	A	45	22.5	HA16	15	7.5	HA14	20
	Inf	A	45	22.5	HA16	15	7.5	HA14	20
Hourdi Inf	Sup	I	30	7.7	HA16	15	13.2	HA14	20
	Inf	I	30	7.7	HA16	15	13.2	HA14	20

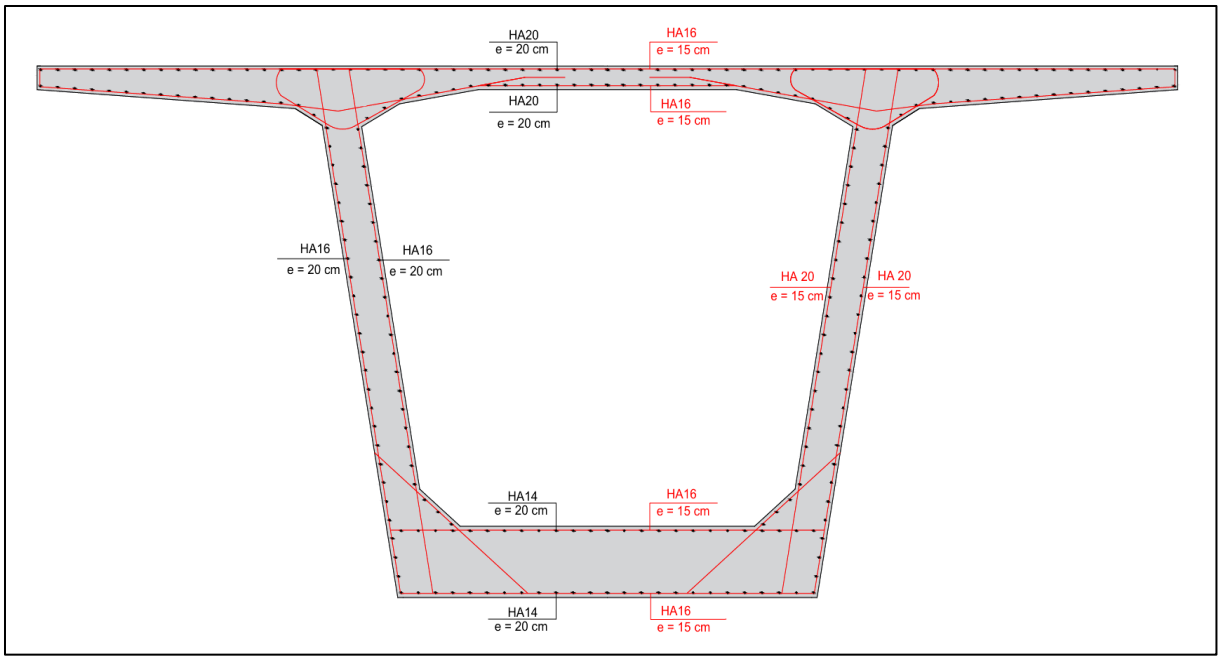


Figure VI.4 : Ferraillage du Voussoir sur Pile.

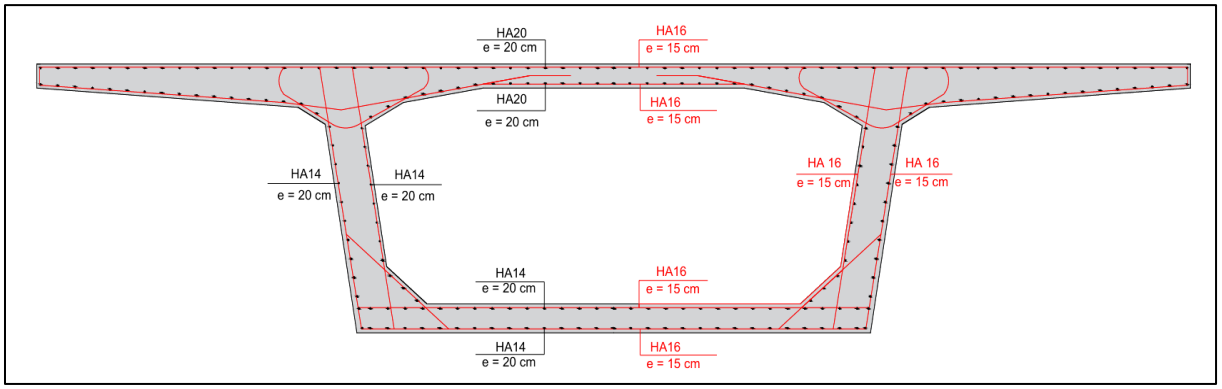


Figure VI.5 : Ferraillage du Voussoir de Clavage.

VI.4. Conclusion

Ce chapitre a examiné de manière transversale le tablier (VSP-VSClef) afin de comprendre les différentes contraintes exercées sur les voussoirs.

La dalle supérieure et les porte-à-faux nécessitent un renforcement significatif en raison de l'importance des charges roulantes qui tendent à fléchir la dalle.

Le ferraillage vise à renforcer la section transversale de la structure, ce qui assure une bonne transmission des charges verticales vers les appuis.

Chapitre VII
Etude Sismique et Équipements du Pont

VII.1.Introduction

Les composants d'un pont sont essentiels à sa conception, son dimensionnement et sa longévité. Ils assurent le bon fonctionnement de l'ouvrage et garantissent la sécurité des usagers. En effet, les équipements du pont jouent un rôle clé en lui permettant de remplir pleinement sa mission.

VII.2.Appareil d'appuis

Un appareil d'appui de pont est un élément structurel situé entre le tablier et les appuis, chargé de transmettre les forces verticales générées par la charge permanente et les charges d'exploitation, qu'elles soient routières ou ferroviaires. Il permet également des mouvements de rotation et de translation. Les premiers modèles étaient métalliques, avant que des articulations en béton ne soient adoptées pour les petits ponts en béton armé. Cependant, dès les années 1950, les appuis en élastomère se sont largement imposés. Aujourd'hui, les appareils d'appui en élastomère fretté et les modèles à pot constituent plus de 90 % des équipements utilisés sur les ponts.

VII.2.1.limite d'utilisation

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont adaptés aux charges allant jusqu'à 12 MN. En revanche, pour des réactions d'appui dépassant 20 MN, il est recommandé d'opter pour des appareils d'appui à pot. Ceux-ci présentent l'avantage de réduire l'encombrement du dispositif, les rendant ainsi plus appropriés pour ces charges élevées.

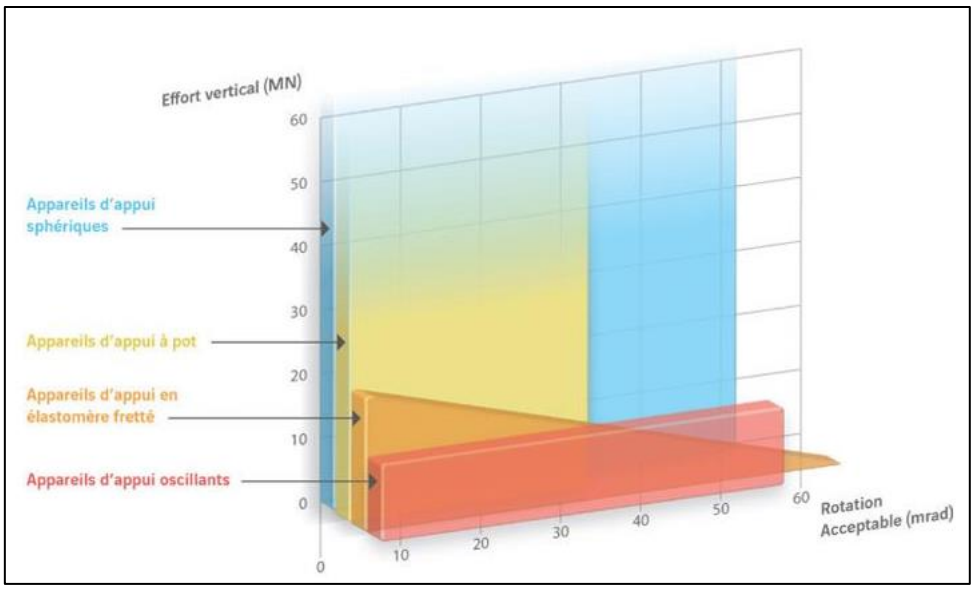


Figure VII.1 : Limites D'utilisation des appareils d'appui.

VII.2.2.Apparail d'appuis à Pot

Les appareils d'appui à pot, apparus au début des années 1960, sont composés d'une embase métallique en forme de pot cylindrique renfermant un coussin en caoutchouc. Une plaque de glissement, généralement en PTFE (poly-tétra-fluoro-éthylène), peut être intégrée dans la partie supérieure afin de faciliter les mouvements de translation.

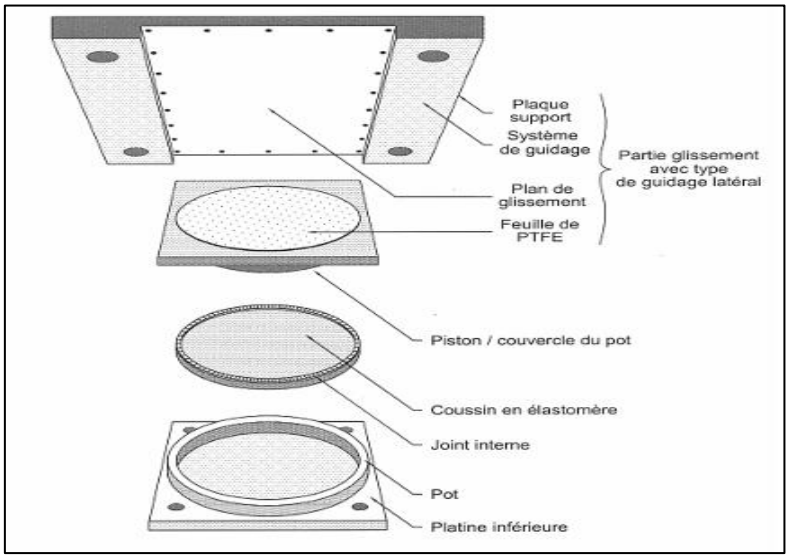


Figure VII.2 : composition schématique d'un appareil d'appui à pot.

Classification des appareils d'appui selon leur mode de fonctionnement :

- **Fixes** : Permettent les rotations sur appui mais empêchent tout déplacement.
- **Mobiles unidirectionnels** : Autorisent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans une seule direction.
- **Mobiles multidirectionnels** : Permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans toutes les directions.

VII.2.3.Le Dimensionnement des Appareils d'Appuis à Pot

Les appareils d'appui à pot de caoutchouc sous pression ou métalliques sont le plus souvent des produits fournis sur catalogue par les fabricants, en fonction des efforts verticaux et horizontaux à transmettre.

Le dimensionnement est fait sur la base de guide technique de SETRA « Appareils d'appui à pot utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires ». Les charges à prendre en compte sont celles définies au chapitre III.

VII.2.3.1.Conditions d'appuis

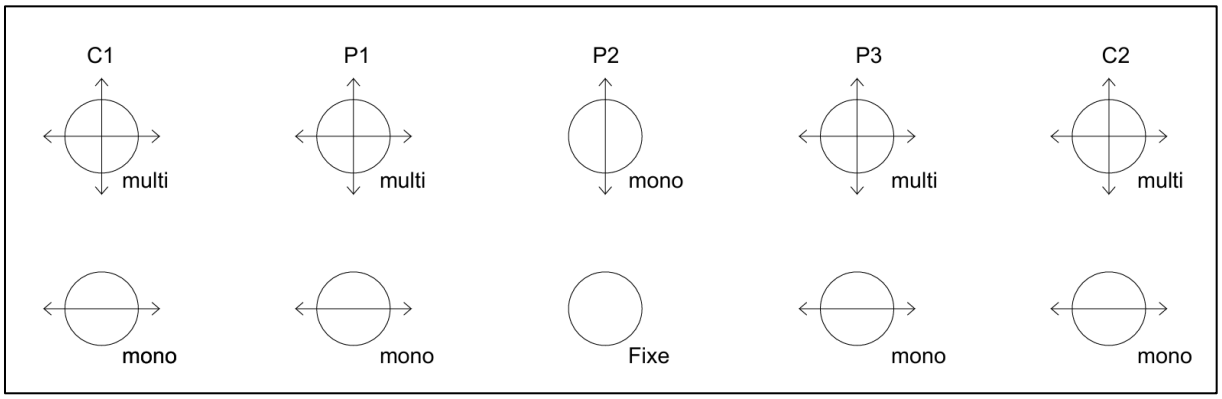


Figure VII.3 : Vue en dessus Conditions d'appuis.

VII.2.3.2. Descente des charges du tablier pour un appareil d'appuis à pot

Les valeurs affichées dans le tableau suivant sont basées sur les résultats des réactions d'appui obtenues à partir d'un calcul automatique réalisé à l'aide d'un logiciel robot :

Tableau VII.1 : Descentes de charges pour une paire d'appareils d'appui à pot.

Descentes des charges en MN (pour un appareil d'appui à pot)	C1	P1	P2	P3	C2
ELU combinaison permanente	5.08	31.01	35.19	31.01	5.08
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales)	13.65	34.36	41.69	34.36	1.7
ELU combinaison fondamentale (réactions minimales)	10.35	30.22	38.42	30.22	1.6

Tableau VII.2 : Descentes de charges pour un appareil d'appui à pot.

Descentes des charges en MN (pour un appareil d'appui à pot)	C1	P1	P2	P3	C2
ELU combinaison permanente	2.54	15.51	17.59	15.51	2.54
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales)	6.83	17.18	20.84	17.18	0.85
ELU combinaison fondamentale (réactions minimales)	5.17	15.11	19.22	15.11	0.8

Compte tenu des tableaux précédents, l'ouvrage étant symétrique, on peut évaluer les efforts verticaux à prendre en compte à l'ELU pour un appareil d'appui :

Tableau VII.3 : Efforts maximaux pour un appareil d'appui à pot.

Descentes des charges en MN (pour un appareil d'appui à pot)	C1/C2	P1/P3	P2
ELU combinaison permanente	2.54	15.51	17.59
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales)	6.83	17.18	20.84
ELU combinaison fondamentale (réactions minimales)	5.17	15.11	19.22

VII.2.3.3. Efforts verticaux pour l'appareil d'appui à pot

❖ **Pression dans le PTFE**

La norme limite la pression moyenne sous combinaisons fondamentales à $f_{e,d\ moy}$= 40,00 MPa. On peut donc en déduire la surface minimum Sp du pot pour chaque appui :

Tableau VII.4 : La surface minimum Sp du pot.

Appuis	C1 et C2	P1, P3	P2
Surface Sp du pot en m^2	0.17	0.43	0.52

❖ **Pression dans l'élastomère**

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin est limitée à f_u/γ_M sous combinaisons fondamentales. Soit avec : f_u = 60,00 MPa ; $\gamma_{M,Fond}$ = 1,30 D'où $f_{e,d}$ = 46,15 MPa.

La contrainte limite $f_{e,d}$ donne la surface Sc du coussin pour les différents appuis :

Tableau VII.5 : La surface minimum Sc du coussin.

Appuis	C1 et C2	P1, P3	P2
Surface Sc du pot en m^2	0.15	0.37	0.45

❖ **Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants**

Pour le coefficient de frottement d'un appareil d'appui isolé, on a :

$$\mu_{max} = 3.2\ \% \quad \text{et} \quad PP = 0.3\ \%$$

$$\text{D'où} \quad H = (\mu_{max} + PP) \times V = 3.5\ \%\ V$$

Comme proposé dans le guide, on retient les charges verticales des combinaisons extrêmes de l'ELU :

- ✓ Effort horizontal maximal à retenir pour l'étude d'un appareil d'appui glissant :
  C1 et C2 : H = 3.5 % × V = 3.5 % × 6.83 = 0.24 MN
  P1 et P3 : H = 3,5 % × V = 3,5 % × 17,18 = 0,60 MN
- ✓ Effort horizontal maximal à retenir pour l'étude les fondations des appuis:
  C1 et C2 : H = 3.5 % × V= 3.5 % × 13.66 = 0.48 MN
  P1 et P3 : H = 3,5 % × V = 3,5 % × 34.36 = 1.20 MN
- ✓ Variations de longueur du tablier :

Calculons les coefficients de frottement maximum et minimum μ_a et μ_r. Il y a huit appareils d'appui à pot glissants d'où n = 8 et donc $\alpha = (16 - 8) / 12 = 0.67$

On a donc : $\mu a = 0{,}5\ \mu_{max} \times (1 + 0.67) = 0.835\ \mu_{max} = 2.67\ \%$

$\mu_r = 0{,}5\ \mu_{max} \times (1 - 0.67) = 0.165\ \mu_{max} = 0.53\ \%$ Soit

$\Delta\mu = \mu_a - \mu_r = 2.14\ \%$

Par simplification pour l'appui fixe, on retient ici ce coefficient, soit 3.5 % - PP = 3.2 %. L'effort longitudinal, dû aux variations de longueur du tablier, que doivent reprendre les appareils d'appui à pot fixe de la pile P2 à l'ELU vaut :

$H_{P2} = [\mu a \times (V_{C1} + V_{P1})] - [\mu r \times (V_{P3} + V_{C2})] = \Delta\mu \times (V_{C1} + V_{P1}) = 2.14\% \times (6.83 + 17.18)$

$H_{P2} = 0.51$ MN

Tableau VII.6 : Résultats finaux – Choix des appareils d'appuis commerciaux.

Appuis	Sp	Sc	V_{max} (MN)	H_{max} (MN)	Appareil 1	Appareil 2
C1,C2	0.17	0.15	6.83	0.24	mono	Multi
P1,P3	0.43	0.37	17.18	0.60	mono	Multi
P2	0.52	0.45	20.84	0.51	Fixe	mono

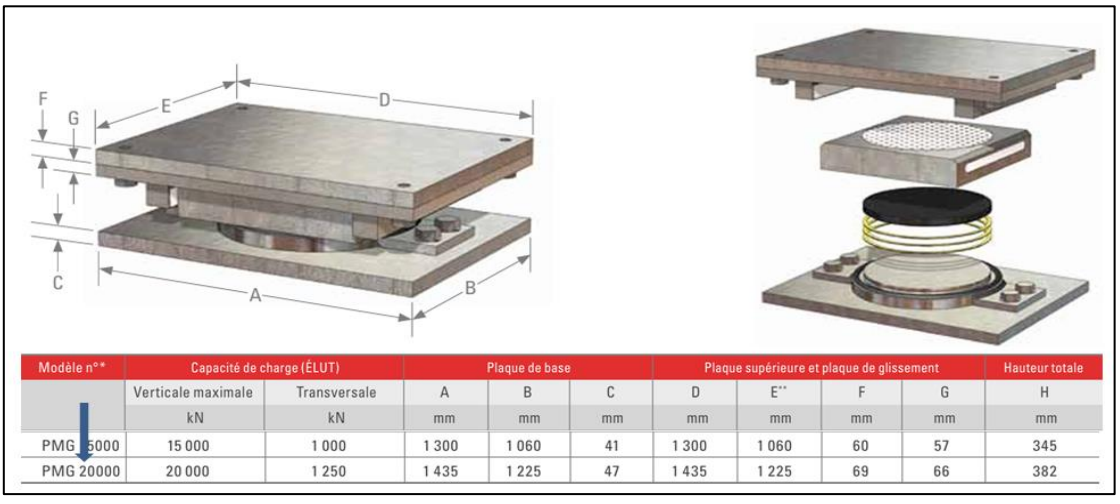
VII.2.3.4.Choix des Appareils d'appuis

Pour notre ouvrage on utilise des appareils d'appui à pot de type GOODCO-Z-TECH, Les appareils choisis sont les suivantes :



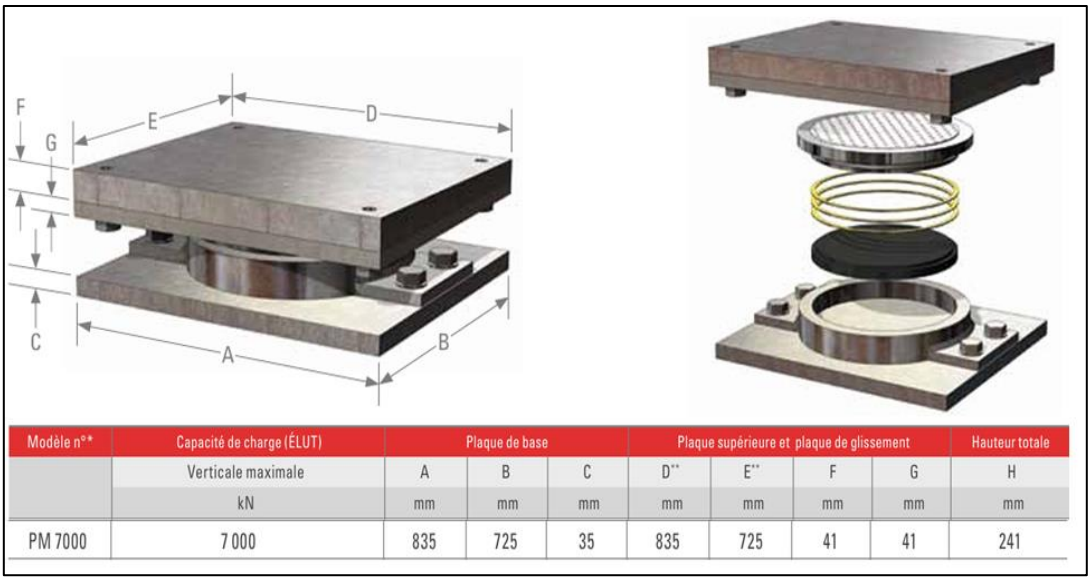
Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de boulonnerie				Hauteur totale
	Verticale maximale	Horizontale	A	B	C	D	E	F	G	H
	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PF 15000	15 000	1 000	1 235	1 060	41	1 235	1 060	41	35	322
PF 20000	20 000	1 250	1 365	1 225	41	1 365	1 225	41	35	355

Figure VII.4 : Appareil d'appui fixe (P2) - (Type GOODCO-Z-TECH).



Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale	Transversale	A	B	C	D	E**	F	G	H
	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PMG 15000	15 000	1 000	1 300	1 060	41	1 300	1 060	60	57	345
PMG 20000	20 000	1 250	1 435	1 225	47	1 435	1 225	69	66	382

Figure VII.5 : Appareil d'appui mono (C1/C2/P1/P2/P3) - (Type GOODCO-Z-TECH).



Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)	Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale	A	B	C	D**	E**	F	G	H
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PM 7000	7 000	835	725	35	835	725	41	41	241

Figure VII.6 : Appareil d'appui multi (C1/C2/P1/P3) - (Type GOODCO-Z-TECH).

VII.3.Dés appuis

Le dé d'appui assure une fonction essentielle en transmettant les charges ponctuelles du tablier à l'élément porteur, tout en équilibrant les éventuels déséquilibres du tablier.

VII.3.1. Dimensionnement les dés d'appuis au niveau de la pile

A = b + 200 =1225 + 200 =1425 mm.
B = a + 200 = 1435 + 200 = 1635 mm.
B_0= A× B = 2.31 m^2
P_0=2× (A+B) = 6.12 m^2
H ≥ 2 × $\frac{Bo}{Po}$ d'où h ≥ 0.74 m donc on prend H= 0.75 m.

VII.3.2. Ferraillage les dés d'appuis au niveau de la pile

La section d'armatures est évaluée suivant le guide SETRA (P.P.73).

❖ **Armature de Chaînage**

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.

$$\mathbf{Ac} = \frac{0.25 \times R}{\sigma s}$$

❖ **Armature Horizontal**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égal à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. Et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge.

$$\mathbf{Ah} = \frac{0.125 \times R}{\sigma s}$$

❖ **Frettes inferieures (d'éclatement)**

Elles sont disposées à une profondeur entre E/3 et E à partir de la face supérieure de l'appui, tel que E est l'épaisseur de l'appui.

$$\mathbf{Aei} = \frac{0.1 \times R}{\sigma s}$$

❖ **Frettes Supérieurs**

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

$$\mathbf{Aes} = \frac{0.04 \times R}{\sigma s}$$

Les résultats de calcul et le ferraillage choisit sont données au tableau suivant :

Tableau VII.7 : Ferraillage de dés d'appui de la pile.

Armatures		Pile 1	Pile 2	Pile 3
Réaction verticale (MN)		17.18	20.84	17.18
Chaînage	As (cm^2)	98.78	119.83	98.78
	Φ (mm)	21HA25 e = 12 cm	25HA25 e = 12 cm	21HA25 e = 12 cm
Horizontal	As (cm^2)	49.39	59.91	49.39
	Φ (mm)	16HA20 e = 16 cm	20HA20 e = 16 cm	16HA20 e = 16 cm
Frette inf	As (cm^2)	39.51	47.93	39.51
	Φ (mm)	20HA16 e = 13 cm	24HA16 e = 13 cm	20HA16 e = 13 cm
Frette sup	As (cm^2)	15.8	19.17	15.8
	Φ (mm)	14HA12 e = 18 cm	17HA12 e = 18 cm	14HA12 e = 18 cm

VII.3.3. Dimensionnement les dés d'appuis au niveau de la culée

A = b + 200 =835 + 200 =1035 mm.

B = a + 200 = 725 + 200 = 925 mm.

B_0= A× B = 0.95 m^2

P_0=2× (A+B) = 3.92 m^2

H ≥ 2 × $\frac{Bo}{Po}$ d'où h ≥ 0.48 m donc On prend H= 0.5 m.

VII.3.4. Ferraillage les dés d'appuis au niveau de la culée

Tableau VII.8 : Ferraillage dés d'appui de la Culée.

Armatures		Culée 1/2
Réaction verticale (MN)		6.83
Chaînage	As (cm^2)	39.27
	Φ (mm)	13HA20 e = 12.5 cm
Horizontal	As (cm^2)	19.63
	Φ (mm)	10HA16 e = 12.5 cm
Frette inf	As (cm^2)	15.70
	Φ (mm)	11HA14 e =12.5 cm
Frette sup	As (cm^2)	6.28
	Φ (mm)	6HA12 e = 22 cm

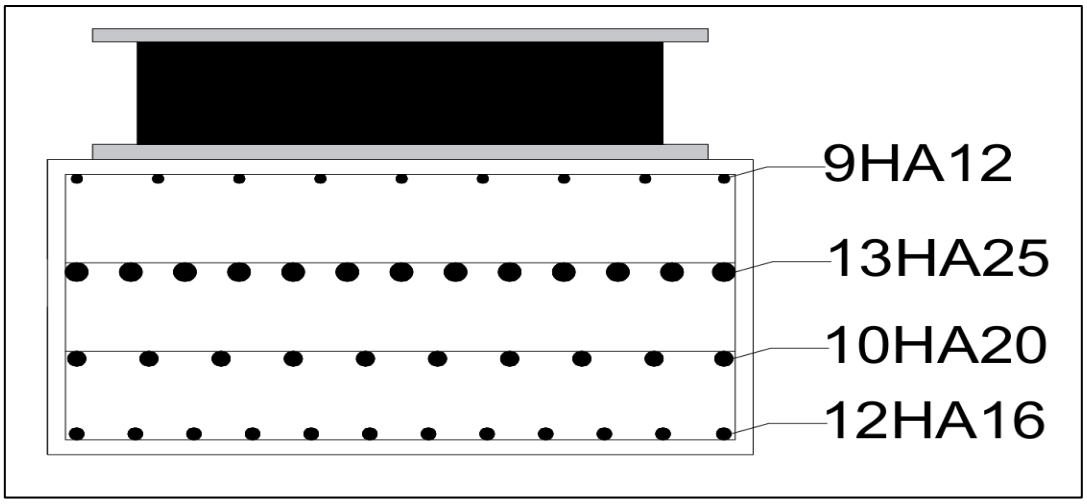


Figure VII.7 : Ferraillage dé d'appui au niveau de la pile.

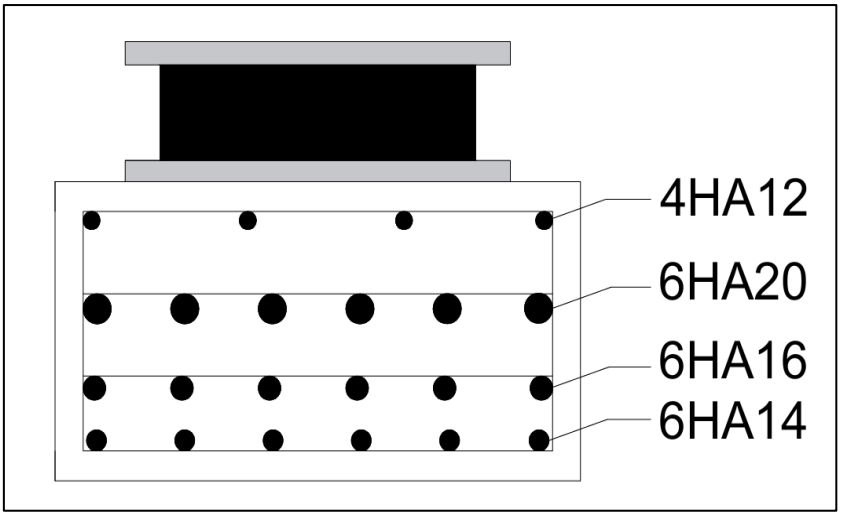


Figure VII.8: Ferraillage dé d'appui au niveau de la Culée.

VII.4.Calcul Sismique

La vérification des ouvrages d'art face aux actions sismiques de calcul doit garantir un risque de défaillance suffisamment faible en cas de séisme potentiel.

VII.4.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatif à l'étude sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 2 (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.2 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), ξ = 5 %.

VII.4.2. Spectre De Réponse

Pour effectuer notre calcul multimodal, nous avons besoin d'un logiciel de calcul. À cette fin, nous utiliserons le modèle longitudinal existant, en prenant en compte les piles et les appareils d'appui, et en appliquant une analyse spectrale multimodale.

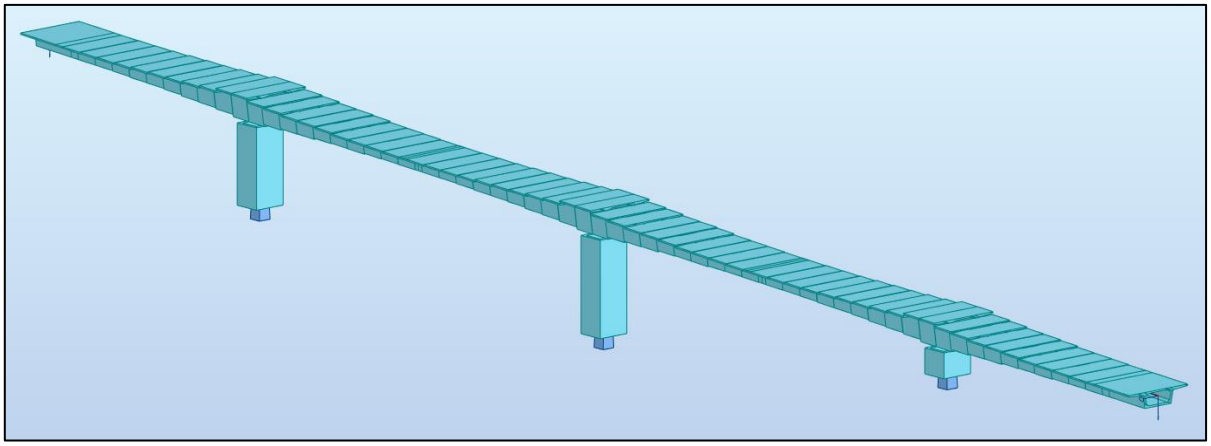


Figure VII.9 : Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique S_{ae} constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VII.4.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Les spectres de réponse élastiques de la composante horizontale seront calculés selon les formules Suivant :

$$Sae(T,\varepsilon)_{(m/s^2)} = \begin{cases} A\,g\,S\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2{,}5\,\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\,\eta\,A\,g\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,A\,g\,S\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\,\eta\,A\,g\,S\left(\dfrac{3\,T_2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.
A : coefficient d'accélération de zone A = 0.2
g : accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s^2
S : coefficient du site S = f (S2) = 1.1 (RPOA, tableau 3.3).
T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.
T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3).
(T_1, T_2) = f (S2) = (0.15 ; 0.40)
η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{(7/(2+\xi))} = 1$

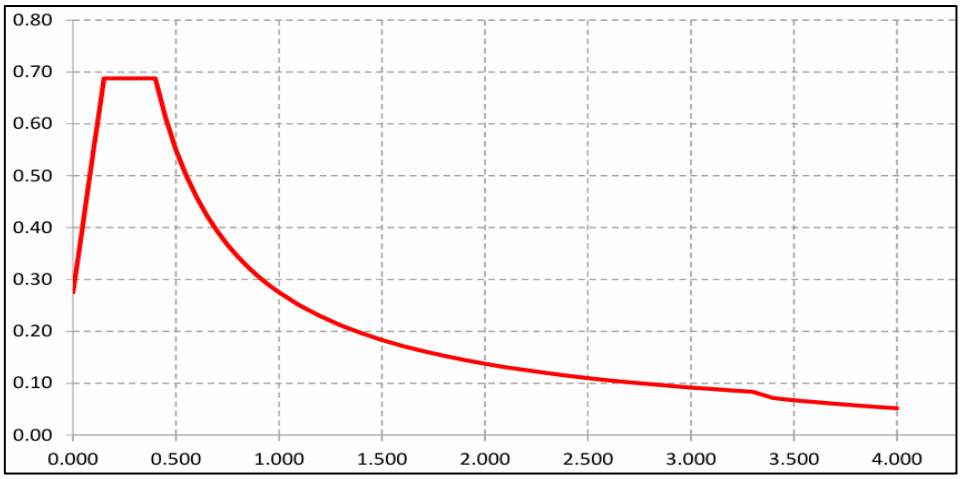


Figure VII.10 : Spectre de réponse élastique Sae/g (T) - composante horizontale.

VII.4.2.2. Spectre de réponse de la composante Verticale

Les spectres de réponse élastiques de la composante verticale seront calculés selon les formules Suivant :

$$Sav(T.\varepsilon)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha\, A\, g\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2{,}5\,\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\,\alpha\, A\, g\,\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\alpha\, A\, g\,\eta\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\,\alpha\, A\, g\,\eta\left(\dfrac{3\,T_2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de moyenne de sismicité α (zone IIa) = 0.7
S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

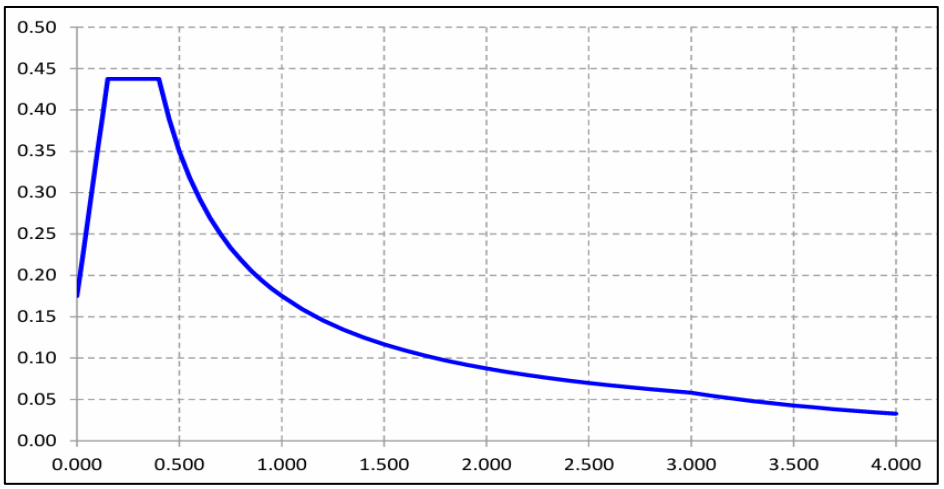


Figure VII.11 : Spectre de réponse élastique Sae/g (T) - composante Verticale.

VII.4.3. Modes Significatifs

Pour assurer une réponse structurelle globale représentative, il est essentiel de prendre en compte tous les modes qui contribuent de manière significative. Plus précisément, il convient d'inclure les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives, notée Σ(Mi)c, représente au moins 90 % de la masse totale du pont MT (ou 70 % si l'on considère également le mode résiduel, qui intègre l'effet des modes négligés). Toutefois, cette approche n'est pas applicable à la direction verticale, car elle ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante (masse modale inférieure à 70 %). Afin de ne pas sous-estimer l'effet du séisme vertical, nous avons donc analysé les 30 premiers modes, garantissant ainsi une participation cumulée de plus de 90 % dans toutes les directions. Les résultats du calcul des modes propres sont présentés ci-dessous, tandis que les modes restants sont détaillés en **Annexe C**.

Tableau VII.9 : Modes propres.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse cumulée Ux(%)	Masse cumulée Uy(%)	Masse cumulée Uz(%)	Masse Modale Ux(%)	Masse Modale Uy(%)	Masse Modale Uz(%)
1	1.15	0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.64	0.61	96.06	0.00	0.04	96.06	0.00	0.04
3	1.85	0.54	96.27	0.00	9.03	0.21	0.00	8.99
4	2.76	0.36	96.27	5.43	9.03	0.00	5.43	0.00
5	2.98	0.34	96.27	5.43	9.04	0.00	0.00	0.00
6	3.04	0.33	96.27	47.60	9.04	0.00	42.17	0.00
7	3.45	0.29	96.28	47.60	57.61	0.01	0.00	48.57
8	4.86	0.21	96.28	47.60	57.61	0.00	0.00	0.00
9	5.29	0.19	96.28	63.99	57.61	0.00	16.39	0.00
10	5.93	0.17	96.28	73.98	57.61	0.00	9.99	0.00
…	…	…	…	…	…	…	…	…
30	24.94	0.04	99.12	91.41	84.56	0.00	0.00	9.75

VII.4.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Selon le RPOA, une méthode spécifique est employée pour intégrer l'incertitude liée à la direction des séismes en combinant les forces sismiques orthogonales. Cette approche permet d'évaluer l'effet probable de l'action sismique maximale résultant de la survenue simultanée des composantes sismiques selon les axes horizontaux X et Y, ainsi que selon l'axe vertical Z.

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3\, E_y \pm 0.3\, E_z$$
$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_z$$
$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_y$$

VII.5. Joint de Chaussée

Il est nécessaire de permettre aux tabliers de pont de se dilater librement en raison des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations causées par l'utilisation. Ainsi, il est important de créer un espace libre à une ou aux deux extrémités du tablier de manière à accommoder ces variations dimensionnelles longitudinales.

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

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).
- L'action sismique.

$$\mathbf{W = W_d + 0.4W_T + \frac{Ws}{3}}$$

- W : souffle total du joint.
- W_d : souffle des déformations différées (retrait + fluage).
- W_T : souffle thermique.
- W_S : souffle sismique.

➢ **Souffle thermique :**

$$W_T = L \times \lambda \times \Delta T = 14350 \times 10^{-5} \times 7 = 1 \text{ cm}$$

- L : la moitié de la longueur du pont (car il y'a deux joints).
- ΔT : le gradient thermique à Sétif.
- λ : Coefficient de dilatation.

➢ **Déplacement dû au retrait et fluage :**

$$W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f) = 143.5 \times (2\times10^{-4} + 3\times10^{-4}) = 7.2 \text{ cm}$$

- $\varepsilon_r = (2*10^{-4})$: Coefficient de retrait.
- $\varepsilon_f = (3*10^{-4})$: Coefficient de fluage.

➢ **Souffle sismique :**

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques $W_S = 4.2$ cm

Donc le souffle totale : **W = 9 cm**

VII.5.1. Type joint de chaussées

La sélection du joint de chaussée est basée sur le calcul du souffle, et après avoir consulté le catalogue de joints de chaussée CIPEC, il est observé que pour un souffle de cm, il est recommandé d'utiliser les joints de la famille WD (souffles moyens). Ces joints sont spécifiquement conçus pour une circulation lourde et intense, et ils se caractérisent par leur robustesse exceptionnelle.

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

Dimensions en mm.

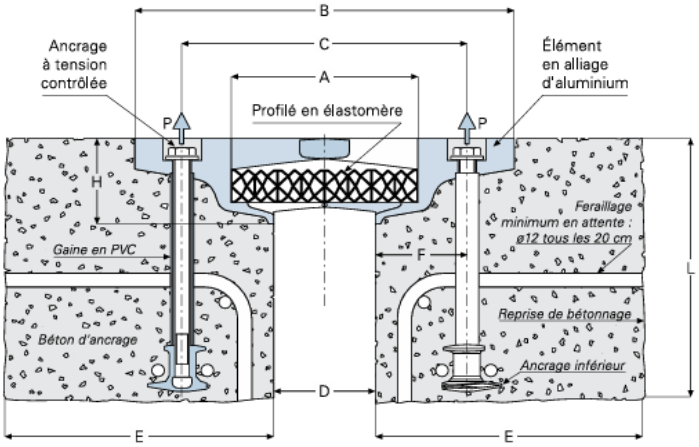
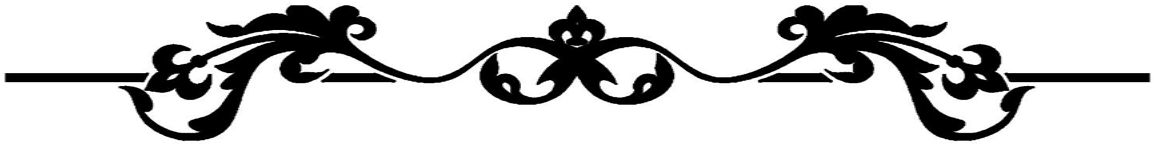


Figure VII.12: Capacité de souffle des joints W_d en fonction du biais.

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint Wd110. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux jusqu'à 110 mm.

VII.6. Conclusion

Les équipements du pont sont essentiels à sa conception, à son dimensionnement et à sa pérennité. Ils garantissent le bon fonctionnement de l'ouvrage pour les usagers, en particulier après un séisme.



Chapitre VIII
Etude de L’infrastructure



VIII.1.Introduction

L'analyse de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une étape essentielle dans la conception d'un projet. Elle est intimement liée à l'étude globale de l'ouvrage. Le choix des appuis et des fondations résulte d'une démarche réfléchie, reposant sur un processus évolutif et itératif. Cette approche conduit naturellement à s'intéresser en détail aux appuis et aux fondations situés sous l'ouvrage.

VIII.2.Etude de la pile

La pile est un appui intermédiaire dont le rôle principal est d'assurer la transmission des efforts générés par les charges permanentes et les surcharges de l'ouvrage jusqu'au sol de fondation. Elle participe également à la stabilité et à la résistance globale de l'ensemble du pont.

VIII.2.1.Conception de la pile

La conception des piles dépend étroitement du type et du procédé de construction du tablier, du mode de réalisation des fondations, ainsi que des contraintes naturelles ou fonctionnelles imposées par les conditions spécifiques du site.

Pour notre ouvrage, on choisit des piles caisson évidées (rectangulaires creuses) sur toute la hauteur sauf au niveau de la tête où ils sont pleines.

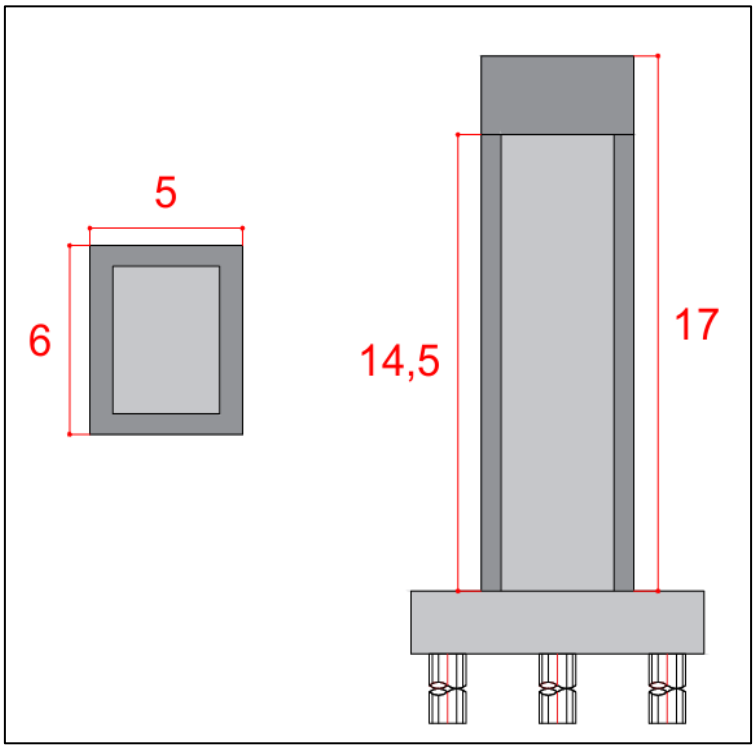


Figure VIII.1 : Dimensions de la pile la plus haute.

VIII.2.2.Vérification de la stabilité vis-à-vis du flambement

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

$$\lambda = \frac{lf}{i} \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$l_f = 2\times l_o = 29$ m (14.5m est la hauteur de partie évidée).

i : rayon de giration de la section ix=$\sqrt{Ix/s}$ (transversal) et iy= $\sqrt{Iy/s}$ (longitudinal)

Tableau VIII.1 : Vérification du flambement de pile la plus haute.

N°	Lf (m)	ix (m^4)	iy (m^4)	λx	λy	Observation
Pile 2	29	1.44	1.73	20.14	16.76	Pas de risque au flambement

VIII.2.3.Évaluation les efforts agissant sur la pile

Selon les résultats de l'étude sismique menée dans le chapitre précédent, les réactions à la base de la pile la plus sollicité sont présentées dans l'Annexe C. Voici les résultats max avec les combinaisons les plus défavorables :

- ELU : 1.35G + 1.6 A(l) + 0.9ΔT
- ELS : G + 1.2 A(l) + 0.6ΔT
- ELA ($\Psi Q = 0$) : G + E + 0.4ΔT

Tableau VIII.2 : Evaluation effort à la base de la pile la plus sollicitée.

Réaction /Combinaison		Pile 2
Rv (KN)	ELU	48983.47
	ELS	36342.45
	ELA	37381.49
My (KN.m)	ELA	90603.83
Mz (KN.m)	ELU	8452.40
	ELS	6339.30
	ELA	194022.36

VIII.2.4.Ferraillage de la pile

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure. Le ferraillage de telles sections se fait à l'aide des abaques de WALTHER. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton et présentant une répartition variable doublement symétrique (Facteur β = b / 2 (b + h)).

Il faut d'abord vérifier la condition d'orientation : $\frac{ty}{h} \leq \frac{tx}{b}$

tx et ty : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

h et b : sont les grandes dimensions de la section (hauteur et largeur).

Le paramètre tx / b est également limité à 0.24 : $\frac{tx}{b} \leq 0.24$

Tableau VIII.3 : Vérification des paramètres de la section creuse.

dimension	b (m)	h (m)	tx (m)	ty (m)	tx / b	ty / h	observation
Pile 2	5	6	0.65	0.75	0.15	0.125	Vérifier

Le champs d'application d'un abaque s'étend sur toutes les sections présentant les bons paramètres, quelles que soient leurs dimensions effectives et la qualité de leur béton, grâce à la notion des efforts intérieurs relatifs et sans dimension n, mx et my :

$$\mathbf{n} = \frac{N}{b \times h \times fc28} \qquad \mathbf{mx} = \frac{Mx}{b \times h^2 \times fc28} \qquad \mathbf{my} = \frac{My}{b^2 \times h \times fc28}$$

Les abaques de WALTHER (voir figure VIII.8) nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω :

$$\omega = \mu \times \frac{\sigma s}{fc28} = \frac{Fatot}{bh} \times \frac{\sigma s}{fc28} = \mathbf{F_{atot}} = \frac{w \times b \times h \times fc28}{\sigma s}$$

F_{atot} : aire total de l'armature passive.

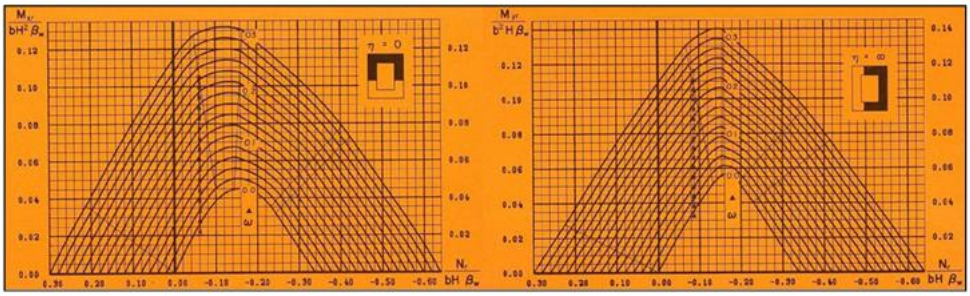


Figure VIII.2 : Abaques de WALTHER.

Tableau VIII.4 : Ferraillage longitudinal de la pile 2.

Effort	ELA
N(kn)	37381.49
My (kn.m)	90603.83
Mz (kn.m)	194022.36
n	0.042
mx	0.017
my	0.043
ω (η = 0)	0.08
ω (η = ∞)	0.16
ß	0.23
$F_{atotmax}$	2880
F_{atot} coté b	1324.8
F_{atot} coté h	1555.2

La section de ferraillage qui doit être adoptée est :

As (coté b) = 662.4 cm^2 (On prend HA 32 / 2 nappe / e= 10 cm)

As (coté h) = 777.6 cm^2 (On prend HA 32 / 2 nappe / e= 10 cm)

Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$\mathbf{At} = \frac{Al \times fel}{16 \times fet} \times \frac{st(mm)}{100}$$

St : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA, à :

St = Min (24Øt ; 8Øl ; 0.25d) ≤ 20 cm, tel que d est la hauteur utile.

Tableau VIII.5 : Ferraillage transversal de la pile 2.

Dimensions	Coté b	Coté h
Al (cm^2)	662.4	777.6
St (cm)	20	20
At (cm^2)	82.8	97.2
Φt (mm)	HA16 / e = 15 cm	HA 16 / e = 15 cm

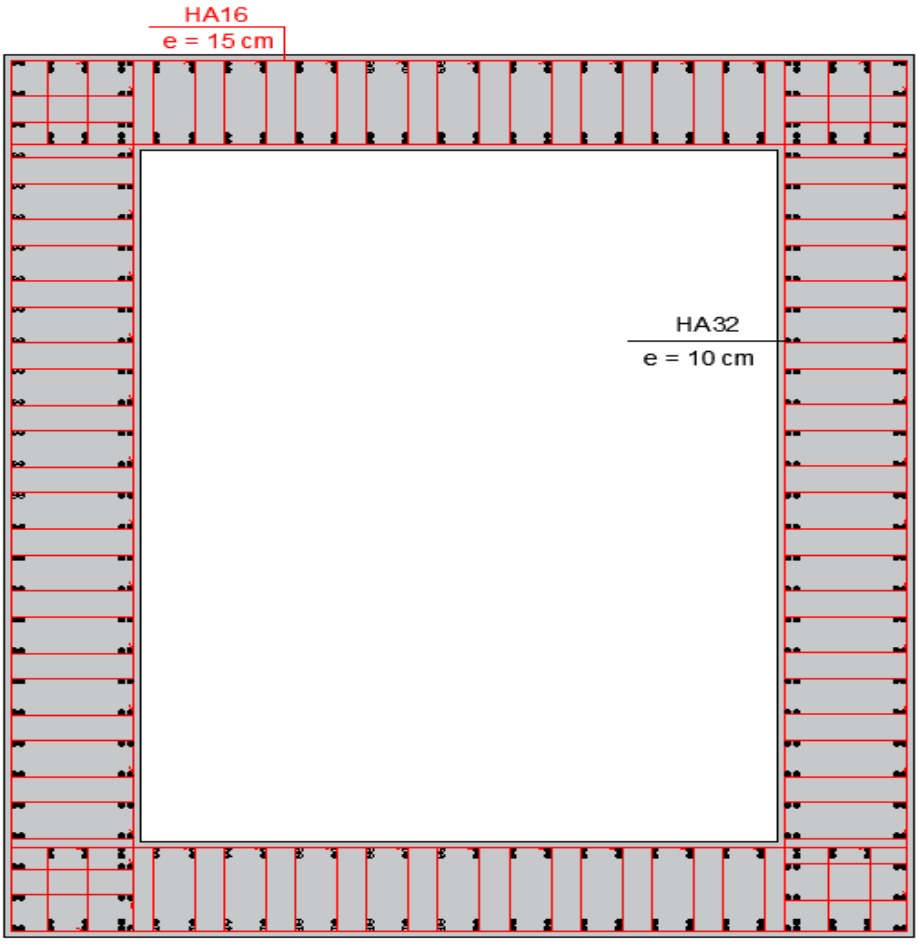


Figure VIII. 3 : Croquis de Ferraillage de la pile.

VIII.3. Etude de la Culée

La culée constitue un élément essentiel de la structure d'un pont. Elle joue le rôle de support terminal du tablier, mais sa fonction principale est d'assurer la liaison entre l'ouvrage et le terrain naturel. Ainsi, elle permet de garantir la continuité entre la chaussée de la route existante et celle du pont.

VIII.3.1. Conception des Culées

VIII.3.1.1. Choix de type de culée

Après avoir analysé les données géotechniques du site, la décision a été prise d'opter pour une culée culée remblayée (appui et soutien des remblais).

VIII.3.1.2. Eléments constituants une culée remblayée

Une culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Corbeau avant (porte le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous)
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

VIII.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée

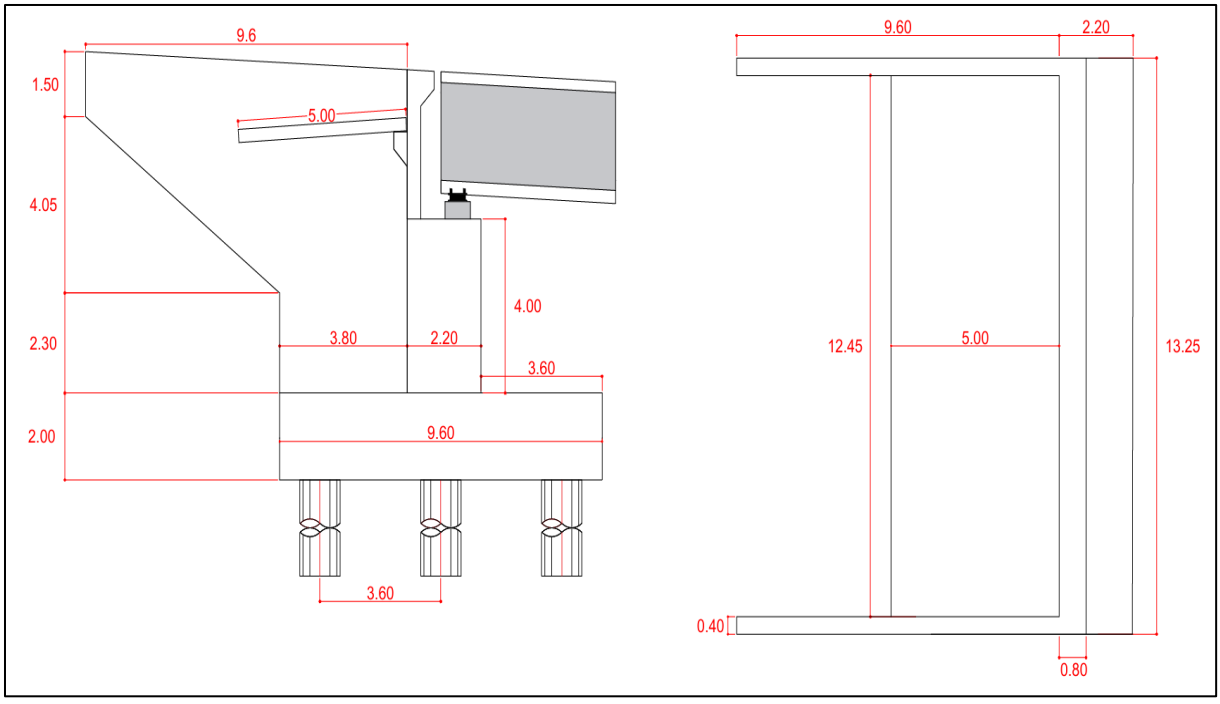


Figure VIII.4 : dimension de la culée.

VIII.3.2. Evaluation des efforts agissants sur la culée

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

VIII.3.2.1. Détermination du coefficient de poussée K_{ad} :

Le coefficient de poussée K_{ad} est donné par le RPOA par la formule suivante :

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

- kh : coefficient sismique horizontal.
- kh = A = 0.2
- kv : coefficient sismique vertical ; kv = 0.3 × kh = 0.06
- A : coefficient d'accélération de zone (voir chapitre précédent).
- φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; φ = 30°
- β : Angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; β(Culée 01) = 2.6°
- θ : Arctang ($\frac{Kh}{1 \pm Kv}$).

Le calcul se fait sous les quatre cas montrés au tableau suivant :

Tableau VIII.6 : Calcul des coefficients de poussée possibles.

cas	Kh	Kv	θ (°)	K_{ad}
Normal	0.00	0.00	0.00	0.34
Séisme Horizontal	0.2	0.00	11.3	0.49
Séisme Horizontal + Vertical descendent	0.2	0.06	10.68	0.48
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.2	-0.06	12.01	0.51

VIII.3.2.2. Calcul les sollicitations

Ils sont calculés tout simplement en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique de béton armé γ_{BA} =25 KN/m^3,et en considérant leurs excentrements par rapport au point situé en bas de la semelle.

NB : *Pour avoir la poussée en KN, on doit multiplier la valeur par la largeur de mur*

On prend les 4 cas pour les calculs

- Les efforts horizontaux : Fh = kh × P.
- Les efforts verticaux : Fv = (1 + kv) × P.
- Moment de stabilisant : Ms = Fv × H.
- Moment de renversement : Mr = Fh × v.

Tableau VIII.7 : Les sollicitations agissantes sur la culée pour les 4 cas.

Élément	Poids (kn)	Fh (kn)	Fv (kn)	H(m)	V(m)	Mr (kn.m)	Ms (kn.m)
Tablier	3768.25	0	3768.25	4.8	6	0	18087.6
	3768.25	753.65	3768.25	4.8	6	4521.9	18087.6
	3768.25	753.65	3994.34	4.8	6	4521.9	19172.83
	3768.25	753.65	3542.15	4.8	6	4521.9	17002.32
Mur Frontal	2915	0	2915	4.7	4	0	13700.5
	2915	583	2915	4.7	4	2332	13700.5
	2915	583	3089.9	4.7	4	2332	14522.53
	2915	583	2740.1	4.7	4	2332	12878.47
Mur garde grève	536.62	0	536.62	5.6	7.93	0	3005.07
	536.62	107.32	536.62	5.6	7.93	851.04	3005.07
	536.62	107.32	568.82	5.6	7.93	851.04	3182.60
	536.62	107.32	504.42	5.6	7.93	851.04	2824.75
Mur en retour	959.2	0	959.2	9.43	6.6	0	9045.25
	959.2	191.84	959.2	9.43	6.6	1266.14	9045.25
	959.2	191.84	1016.75	9.43	6.6	1266.14	9587.95
	959.2	191.84	901.65	9.43	6.6	1266.14	8502.56
Corbeau Arrière	79.5	0	79.5	5.98	7.7	0	475.41
	79.5	15.9	79.5	5.98	7.7	122.43	475.41
	79.5	15.9	84.27	5.98	7.7	122.43	503.93
	79.5	15.9	74.73	5.98	7.7	122.43	446.88
Dalle de transition	466.88	0	466.88	8.32	8.05	0	3884.44
	466.88	93.38	466.88	8.32	8.05	751.71	3884.44
	466.88	93.38	494.90	8.32	8.05	751.71	4117.57
	466.88	93.38	438.86	8.32	8.05	751.71	3651.32
Des D'appuis	12.67	0	12.67	4.3	6	0	54.48
	12.67	2.53	12.67	4.3	6	15.18	54.48
	12.67	2.53	13.43	4.3	6	15.18	57.75
	12.67	2.53	11.91	4.3	6	15.18	51.34
semelle	6696	0	6696	4.8	1	0	32140.8
	6696	1339.2	6696	4.8	1	1339.2	32140.8
	6696	1339.2	7097.76	4.8	1	1339.2	34069.25
	6696	1339.2	6294.24	4.8	1	1339.2	30212.35
Freinage AL	310.75	0	310.75	4.8	6	0	1491.6
	310.75	62.15	310.75	4.8	6	372.9	1491.6
	310.75	62.15	329.4	4.8	6	372.9	1581.12
	310.75	62.15	292.1	4.8	6	372.9	1402.08
Freinage Bc	360	0	360	4.8	6	0	1728
	360	72	360	4.8	6	432	1728
	360	72	381.6	4.8	6	432	1831.68
	360	72	338.4	4.8	6	432	1624.32

VIII.3.2.3. Calculs des efforts de la poussée des terres

Le remblai d'accès sollicite la culée par son poids propre et par une poussée statique s'exerçant à une hauteur H/3 selon un diagramme de pression triangulaire. Elle est donnée par

$$F_h = \frac{1}{2}\gamma\, k_a H^2$$

γ : est la masse volumique de remblai avec γ = 18 KN/ m^3

H : est la hauteur totale de la culée avec H = 9.43 m

Ka : coefficient de poussée dans le cas normal (voir tableau VIII.6).

Tableau VIII.8 : Les Moments dus aux poussées des terres.

Élément	Poids (kn)	Bras de levier V(m)	$M_{reversement}$ (kn.m)
Poussée des terres	3605.46	3.14	11321.14
	5196.1	3.14	16315.75
	5090.06	3.14	15982.78
	5408.19	3.14	16981.72
Poussée terres Sur semelle	96.04	0.5	48.02
	131.47	0.5	65.73
	128.79	0.5	64.39
	136.84	0.5	68.42

VIII.3.2.4.Evaluation des efforts dus aux surcharges

Selon SETRA, une surcharge sur remblai q = 10 KN/m^2 est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$P = Ka \times q \times H \times L$$

Tableau VIII.9 : Les Moments dus aux poussées des surcharges.

Élément	Poids (kn)	Bras de levier V(m)	$M_{reversement}$ (kn.m)
Poussée des surcharges	424.82	4.71	2000.9
	612.24	4.71	2883.65
	599.75	4.71	2824.82
	637.23	4.71	3001.35

VIII.3.3.Vérification la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

VIII.3.3.1.Vérification du tiers central à vide

Pour assurer que les contraintes sous la semelle sont tous positifs. Autrement dit, la force verticale est à l'intérieur du noyau central. On doit vérifier que $\mathbf{e_0} < \frac{B}{6}$ telle que :

$$\mathbf{e_0 = e - \frac{B}{6}} \quad , \quad \mathbf{e = \frac{Ms - Mr}{N}}$$

B : largeur de la semelle.
Ms et Mr : sont les moments stabilisants et renversants par rapport au point déjà défini.
N : l'effort normal.

- **Application numérique**

  N =16104.87 kn , Ms =83613.15kn.m, Mr =13370.06 kn.m
  e = 4.36 m, e_0 = 2.03 m
  D'où e_0 =2.03 m < $\frac{B}{6}$ = 2.32 m

VIII.3.3.2.Vérification au renversement et au glissement

Les conditions à vérifier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10 : Conditions à vérifier pour la stabilité de la culée.

Condition	Stabilité au renversement	Stabilité au glissement
Normal	$\frac{Ms}{Mr} \geq 1.5$	$\frac{V \times tang\Phi}{H} \geq 1.5$
Sismique	$\frac{Ms}{Mr} \geq 1$	$\frac{V \times tang\Phi}{H} \geq 1$

Tableau VIII.11 : Vérification de stabilité au glissement et renversement.

cas	V (kn)	H (kn)	M_{rev} (kn.m)	M_{sta} (kn.m)	$\frac{Ms}{Mr}$	$\frac{V \times tang\Phi}{H}$
Normal	16104.87	4126.32	13370.06	83613.15	6.25	2.25
Séisme Horizontal	16104.87	9160.78	31269.63	83613.15	2.67	1.05
Séisme Horizontal + Verticale descendent	17071.17	9039.57	30876.49	88627.21	2.87	1.1
Séisme Horizontal + Verticale ascendant	15138.56	9403.23	32055.99	78596.39	2.45	1.02

Nous remarquons que les deux conditions (la stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées dans tous les cas, donc la stabilité de la culée est assurée.

VIII.3.4.Ferraillage de la culée

VIII.3.4.1.Mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres:

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

a. Poussée des terres

Le moment dû à la force de la poussée des terres est donné par la formule :

$$\mathbf{Mt} = \frac{1}{3} \times Pt \times H \qquad \text{et} \qquad Pt = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma r \times H^2 \times L.$$

Avec :

H = 3.4m

L = 1m.

Le ferraillage se fait par mètre linéaire. Donc : **Mt = 40.09 kn.m**

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

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 6 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève. Les rectangles sont de dimension 0.25 × 0.75 m².

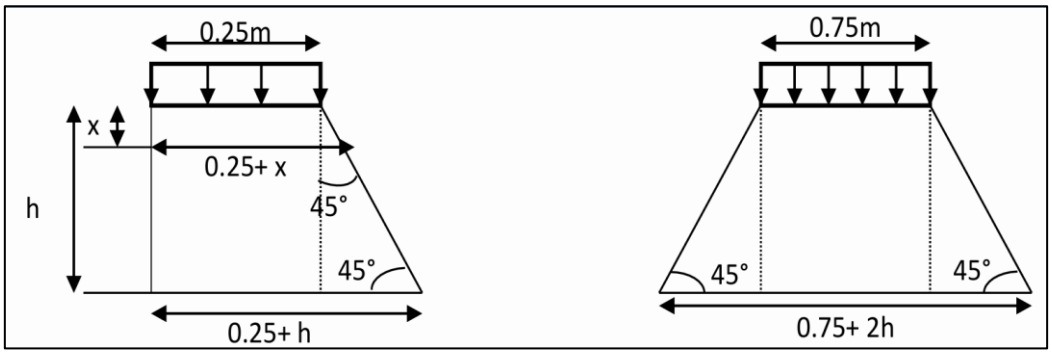


Figure VIII.5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_P = \frac{12\,K}{0.75 + 2H_0} \times \int_0^H \frac{H - x}{0.25 + x}\, dx.$$

Avec :

K = K_{ad} × bc × δ

δ = 1.046 coefficient de majoration dynamique.

bc = 1.1 pour deux voies chargées.

H = 3.4 m.

$$\boldsymbol{M_P} = \mathbf{3.97\ kn.m}$$

c. La force de freinage Bc

Etude de la culée Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue.

$$M_f = \frac{2 \times P \times H}{0.25+2H}$$

Avec :

- P : charge due au système Bc avec P = 60 KN.
- h : hauteur du mur, h = 3.4 m

M_f = 57.87 kn.m

Combinaison d'actions :

Le moment total à l'encastrement :

- $M_{ELU} = 1{,}35\ M_t + 1.6\ (M_p + M_f) = 1.35 \times 40.09 + 1.6 \times (3.97+57.87) = 153.06$ kn.m
- $M_{ELS} = M_t + 1.2\ (M_p + M_f) = 40.09 + 1.2 \times (3.97+57.87) = 114.3$ kn.m

d. Ferraillage

Le calcul fait à la flexion simple**.**

Tableau VIII.12 : Ferraillage Mur de garde grève.

Section	Armature longitudinal		Armature construction		Armature transversale	
0.4×1 m^2	As (cm^2)	Φ (mm)	As/3(cm^2)	Φ (mm)	As/4 (cm^2)	Φ (mm)
	10.80	HA20/e=15cm	3.86	HA12/e=15cm	3.86	HA12/e=15cm

Vérification la condition de Non fragilité $A_{min} = 0.23 \times \frac{ftj}{fe} \times d \times b = 3.86\ cm^2$ D'où

$As \geq A_{min}$ donc la CNF c'est vérifier.

VIII.3.4.2.Mur Frontal

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par:

- **Forces verticales :**
  - Réaction du tablier.
  - Réaction de la surcharge Al.
  - Poids propre du mur garde grève.
  - Corbeau avant et arrière.
  - son poids propre.
- **Forces horizontales :**
  - Poussée des terres.
  - Poussée due à la surcharge q = 10 kn / m²
  - Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Tableau VIII.13 : les sollicitations agissantes sur le mur frontal.

Élément	Poids (kn)	Fh(kn)	Fv(kn)	H(m)	V(m)	Mr (kn.m)	Ms (kn.m)
R (tablier)	3768.25	/	3768.25	0.1	/	/	376.82
Mur Frontal	2915	/	2915	0.1	/	/	291.5
MGG	536.62	/	536.62	0.8	/	/	429.29
Des d'appuis	12.67	/	12.67	0.5	/	/	6.33
Corbeau Ar	79.5	/	79.5	1.18	/	/	93.81
Poussée des terres	48.96	48.96	/	/	1.33	65.11	/
Poussée de surcharge	180.2	180.2	/	/	2	360.4	/
R_{AL}	1733.9	/	1733.9	0.1	/	/	173.39
Freinage Bc	360	360	/	/	6	2160	/
Total	/	589.16	9045.94	/	/	2585.51	1371.14

$M = M_{sta} - M_{rev} = 1371.14 – 2585.51 = -1214.37$ kn.m

N = 9045.94 kn.

Tableau VIII.14 : les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

Chargement	ELU	ELS
Le moment M (kn.m/ml)	-123.73	-91.65
Force vertical N (kn/ml)	921.66	682.71

- **Ferraillage**

  Le ferraillage fait avec logiciel Robot expert et se fait à la flexion composée.

Tableau VIII.15 : Ferraillage Mur frontal.

Section	Armature longitudinal		Armature construction		Armature transversale	
2.2×1 m^2	As (cm^2)	Φ (mm)	As (cm^2)	Φ (mm)	As/4 (cm^2)	Φ (mm)
	22	HA20/e=15cm	22	HA20/e=15cm	5.5	HA12/e=15cm

Vérification la condition de Non fragilité $A_{min} = 0.23 \times \frac{ftj}{fe} \times d \times b = 19.12\ cm^2$ D'où

$As \geq A_{min}$ donc la CNF c'est vérifier.

VIII.3.4.3.Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont.

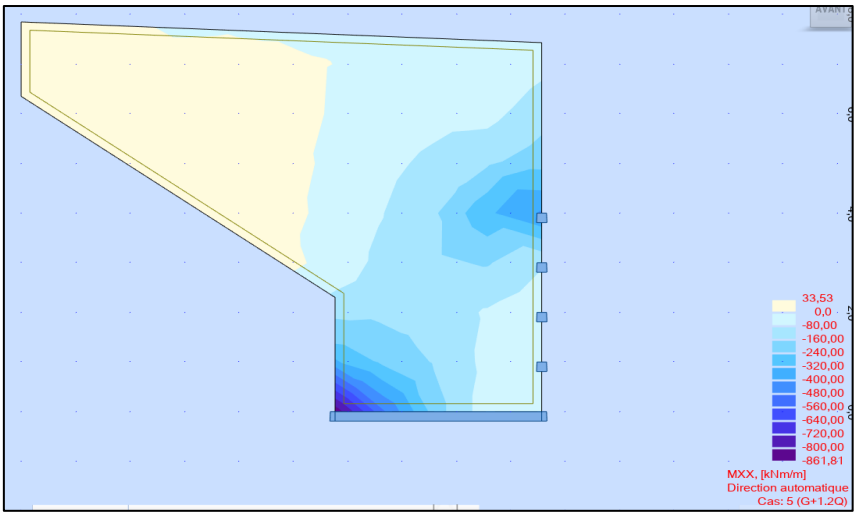


Figure VIII.6 : Les moments Mxx sur le mur en retour.

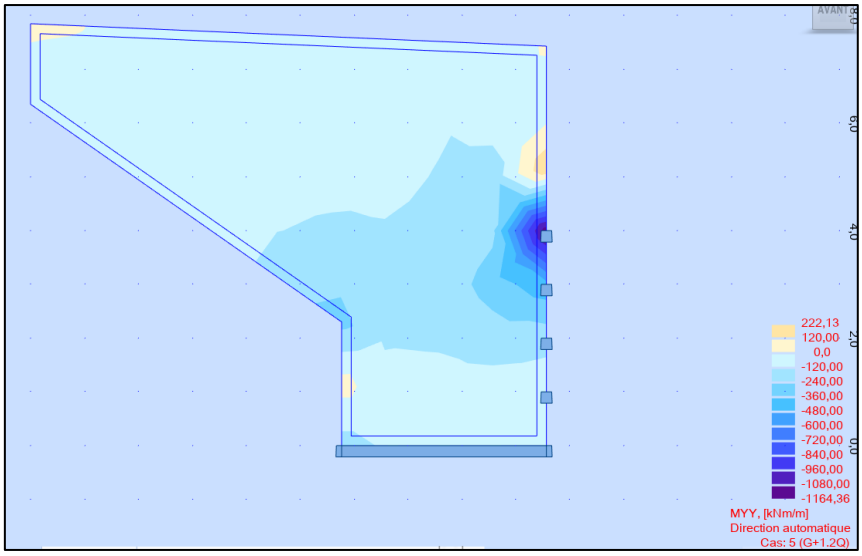


Figure VIII.7 : Les moments Myy sur le mur en retour.

On trouve : **Mxx = -861.81 kn.m et Myy = -1164.36 kn.m**

- **Ferraillage**

Tableau VIII.16 : Ferraillage horizontal de mur en retour.

section	Armature Horizental		Armature construction	
	As (cm^2)	Φ (mm)	$\frac{As}{3}$ (cm^2)	Φ (mm)
0.4×1 m^2	19.9	HA20 / e=15cm	6.63	HA12 / e =15cm

Tableau VIII.17 : Ferraillage verticale de mur en retour.

section	Armature verticale		Armature construction	
	As (cm^2)	Φ (mm)	$\frac{As}{3}$ (cm^2)	Φ (mm)
0.4×1 m^2	26.5	HA20 / e=15cm	8.83	HA12 / e =15cm

Vérification la condition de Non fragilité $A_{min} = 0.23\times \frac{ftj}{fe} \times d \times b = 3.47\ cm^2$ D'où $As \geq A_{min}$ donc la CNF c'est vérifier.

VIII.3.4.4.Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyer, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

- Remblais : h = 1.35 m ; γ = 18 KN/m^3
- La dalle : L = 5 m ; e = 0.3 m ; γ_b = 25 KN/m^3
- Revêtement : e = 0.08 m ; γ_{bb} = 24 KN/m^3
- Surcharges : Q = 10 KN/m^2

Tableau VIII.18: Evaluations des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	q (kn /ml)	M (kn.m/ml)
Remblais	24.3	75.94
La dalle	7.5	23.43
Revêtement	1.92	6
Surcharges	10	31.25

- $M_{ult} = 1.35M_G + 1.6\ M_Q \rightarrow Mu = 192.25$ KN.m/ml
- $M_{ser} = M_G + 1.2\ M_Q \rightarrow M_{ser} = 142.87$ KN.m/ml

Ferraillage

Tableau VIII.19 : Ferraillage de la dalle de transition.

section	Armature long		Armature construction		Armature trans	
	As (cm^2)	Φ (mm)	$\frac{As}{3}$ (cm^2)	Φ (mm)	$\frac{As}{4}$ (cm^2)	Φ (mm)
1×0.3 m^2	29.9	HA25 e=15cm	9.97	HA14 e =15cm	7.47	HA12 e=15cm

$A_{min} = 0.23\times \frac{ftj}{fe} \times d \times b = 2.6$ cm^2 D'où $As \geq A_{min}$ donc la CNF c'est vérifier.

VIII.3.4.5.Corbeau

Le corbeau arrière sert d'appui à la dalle de transition, il ce présent comme une console courte, il est soumis à des efforts verticaux. Le calcul fait à l'ELU.

Tableau VIII.20 : sollicitation sur le corbeau.

Type de charge	q (kn /ml)	M (kn.m/ml)
Corbeau	15	0.3
Remblais	24.3	75.94
La dalle	7.5	23.43
Revêtement	1.92	6
Surcharges	10	31.25

$M_{ult} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35\times (0.3+75.94+23.43+6) + 1.6\times 31.25 = 192.65$ kn.m

- **Ferraillage**

  Le calcul fait à la flexion simple.

Tableau VIII.21: Ferraillage du corbeau.

section	Armature long	
	As (cm^2)	Φ (mm)
0.4×0.8 m^2	6	4HA14/ e = 10 cm

VIII.3.4.6.Semelle

En raison des conditions du sous-sol attendues sur la base du modèle géologique et géotechnique il est prévu d'adopter des fondations sur pieux pour les culées et les piles.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tableau VIII.22 : Récapitulatif donnant les moments et efforts globaux.

cas	V (kn)	H (kn)	M_{rev} (kn.m)	M_{sta} (kn.m)
Normal	16104.87	4126.32	13370.06	83613.15
Séisme Horizontal	16104.87	9160.78	31269.63	83613.15
Séisme Horizontal + Verticale descendent	17071.17	9039.57	30876.49	88627.21
Séisme Horizontal + Verticale ascendant	15138.56	9403.23	32055.99	78596.39

✓ Conditions normales :

N_{max} = 16104.87 kn M_{max} = 83613.15-13370.06 = 70243.09 kn.m

✓ Conditions sismiques :

N_{max} = 17071.17 kn M_{max} = 88627.21-30876.49 = 57750.72 kn.m

➢ On détermine le nombre de pieux par la relation suivante :

$$\mathbf{n = \frac{N}{Qp}}$$

❖ n : le nombre des pieux.

❖ N : l'effort normal maximal à l'ELS.

❖ Qp : la capacité portante de pieux donnée par le rapport géotechnique à l'ELS.

Application Numérique

$$n = \frac{N}{Qp} = \frac{16104.87}{4400} = 4$$ donc on prend 12 pieux de L=25m et Φ=1.2m

➢ **Effort revenant à chaque pieu**

$$\mathbf{R=\frac{N}{n}\pm\frac{M_{yi}}{yi^2}}$$

- N : effort normal.
- M_{yi} : moment maximal.
- n : nombre des pieux = 12.
- yi : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.
- yi =3.6 m.

Tableau VIII.23 : Effort revenant à chaque pieu.

Etat	R_{min} (kn)	R_{max} (kn)	Qp (kn)
ELU	383.39	4006.79	5100
ELS	284	2967.99	4400
ELA	85.77	2759.42	8800

- ✓ $R_{max-ELS}$ = 2967.99 kn < 4400 kn
- ✓ $R_{max-ELU}$ = 4006.79 kn < 5100 kn
- ✓ $R_{max-ELA}$ = 2759.42 kn < 8800 kn → Donc pas de risque de poinçonnement.
- ✓ R_{min} > 0 → Donc pas de risque de soulèvement.

- **Ferraillage Semelle**

On applique la méthode des bielles sachant que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

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

Avec :

L : entraxe entre deux files de pieux, L = 3.6m.

b : diamètre de pieux b = 1.2 m

h : hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1 = 1.9m.

On a : $\mathbf{tang\ \alpha=\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}=51.7^\circ\geq 45^\circ}$ et $\mathbf{h=1.9m\geq 1.27m}$

Section d'acier:

$$\mathbf{As=\frac{Rmax}{\sigma a}\times\frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h}}$$

Avec : fe = 500 Mpa.

Tableau VIII.24 : Ferraillage de la semelle.

Cas	σ_a	Armature long		Armature Construction		Armature trans	
		As cm^2	Φ(mm)	As cm^2	Φ(mm)	As cm^2	Φ(mm)
Normal	2/3 fe	59.35	HA25/e=15cm	19.78	HA20/e=15cm	14.83	HA16/e=15cm
Sismique	fe	36.89	HA25/e=15cm	12.29	HA16/e=15cm	9.22	HA14/e=15cm

- **Ferraillage du pieu**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide d'une équation différentielle :

$$\mathbf{EI} \times \frac{\mathbf{d^4}}{\mathbf{dx^4}} + \mathbf{Cu} + \mathbf{by} = \mathbf{0}$$

b: diamètre de pieux ;
b = 1.2m.
Cu : module de réaction du sol ; Cu = 30 MN/m^3.
Y : déplacement en tête de pieux.
I : moment d'inertie de pieux ; I = 0.101 m^3.

La solution de cette équation est de la formule : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b*Cu}{4EI}}$

On trouve λ = 0.226 ; pour L=25 m on a : λ×L = 5.65
A partir de tableau de Warner on définit les deux paramètres $X_{\theta p}$ et $X_{\theta m}$.

Tableau VIII.25 : Tableau de Warner.

λ×L	1	1.5	2	3	4	6
$X_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$X_{\theta m}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Par interpolation, on trouve $X_{\theta p}$ = 1.42 et $X_{\theta m}$= 1.63. Le moment fléchissant en tête de pieux est donné par la relation suivante :

$$\overline{\mathbf{M}} = \frac{\boldsymbol{X_{\theta p}}}{\boldsymbol{X_{\theta m}}} \times \frac{\overline{\boldsymbol{P}}}{\boldsymbol{\lambda}}$$

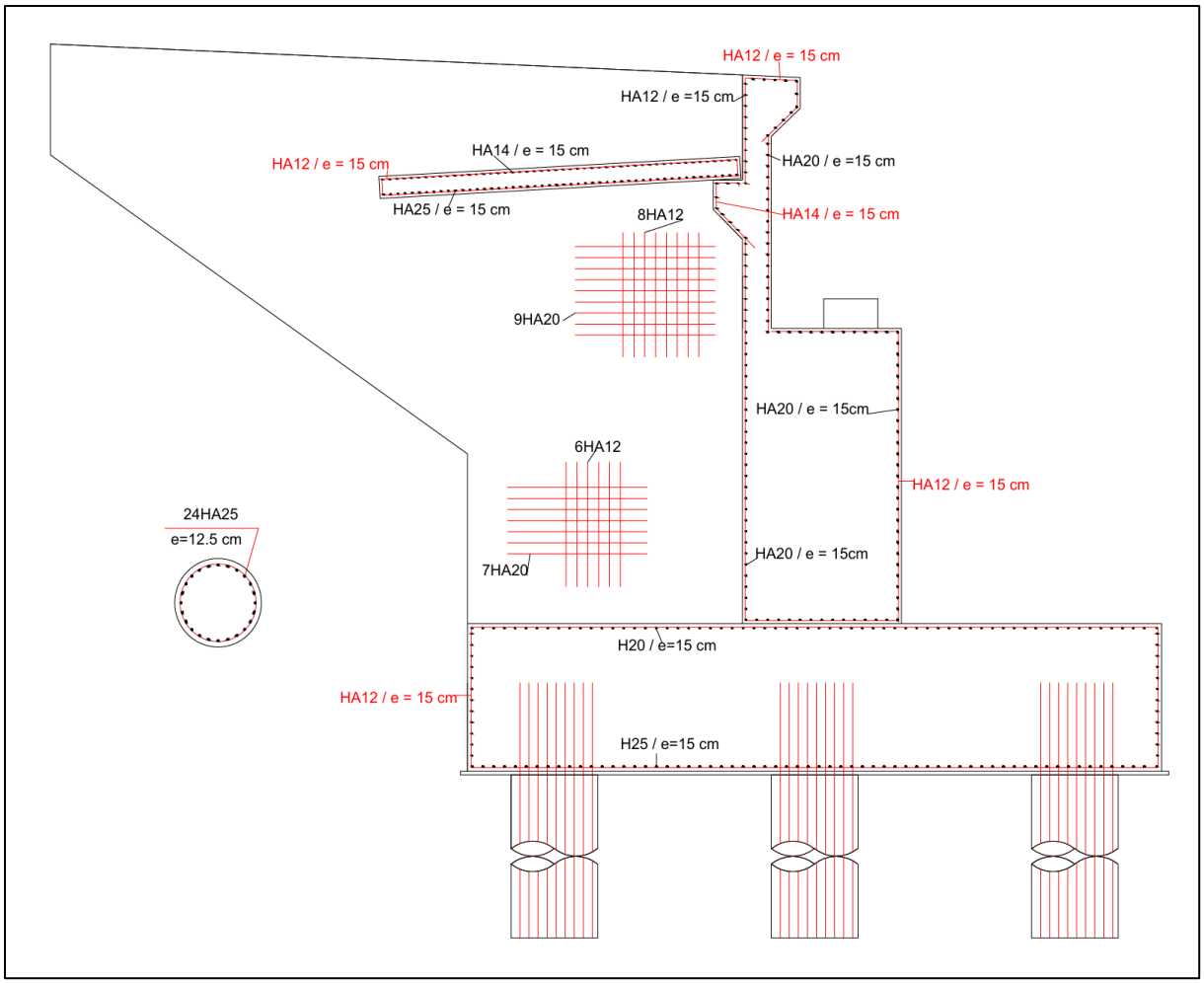
P : effort horizental.
On résume les sollicitations qui agissant le pieu dans ce tableau :

Tableau VIII.26 : Sollicitation agissant sur pieu.

Etat	N (kn)	P (kn)	M (kn.m)
ELU	1811.80	159.37	614.32
ELS	1342.10	159.37	614.32
ELA	1422.60	239.06	921.51

Section d'acier selon Robot Expert :

- **Pour ferraillage longitudinal :** As = 113.1 cm^2 / 24HA25 / e = 12.5 cm
- **Pour ferraillageTransversale :** On prend 1 cercle de HA16 avec un espacement de 15cm dans la zone citrique et 30cm dans la zone courante.



VIII.8 : Croquis de Ferraillage de la culée.

VIII.4. Conclusion

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit tenir compte de l'effet sismique qui est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même moyenne.



Conclusion Générale



Conclusion générale

En conclusion, ce projet de fin d'études a été une occasion précieuse de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Nous avons pu développer nos compétences dans divers domaines de l'ingénierie civile, tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les procédés de précontrainte et la dynamique des structures.

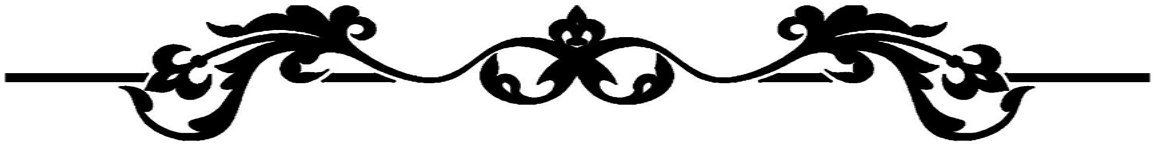
L'étude approfondie du pont nous a permis de comprendre les enjeux complexes auxquels un ingénieur est confronté lors du choix de la meilleure solution possible. Nous avons également appris à résoudre efficacement les problèmes, en utilisant des logiciels spécialisés tels que Robot structurel analysis 2019, AutoCAD 2019, Robot Expert 2010, Excel et Word.

La consultation de références bibliographiques et l'interaction avec des ingénieurs et des chercheurs dans le domaine du génie civil ont été essentielles pour approfondir nos connaissances et développer notre compréhension des principes de calcul des structures d'ouvrages d'art.

De plus, nous avons réalisé l'importance de la surveillance et de la gestion rigoureuse lors de la construction d'un ouvrage en béton précontraint par encorbellements successifs. Le comportement réel de la structure doit être conforme aux prédictions de l'analyse, ce qui nécessite une vigilance constante.

Puis, le stage de fin d’étude nous a permis d’apprendre des nouveaux atouts qui ont enrichi nos connaissances dans ce domaine.

Enfin, ce projet de fin d'études nous a offert une expérience précieuse en termes d'organisation, de gestion du temps et d'application concrète des compétences acquises. Nous sommes reconnaissantes de cette opportunité qui nous a permis d'approfondir notre compréhension du génie civil et de nous préparer à relever de futurs défis dans notre carrière d'ingénieur.



Bibliographie



Bibliographie

[1] BERNARD – GELY & J.A. CALGARO, Conception des ponts, Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994.

[2] 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.

[3] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.

[4] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.

[5] 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.

[6] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990

[7] Collectif Eyrolles, Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites), Eyrolles, 1993.

[8] Document technique règlementaire, Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art, RPOA, 2008.

[9] DTR, Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes, RCPR, Ministère des Travaux Publics, Algérie, Juin 2009.

[10] Guide de conception, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Document SETRA – Juin 2003.

[11] Guide technique : Appuis des tabliers, P.P.73 – 1.3.1 & 1.3.2, SETRA – Octobre 1977.

[12] Guide technique, Appareil d'appui à pot, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, Document SETRA, 2007.

[13] Document Goodco Z-Tech appareil d'appui à pot.2010

[14] Guide technique, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, Document SETRA ,1999.

[15] J.P MOUGIN, B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifiée 99 et DTU associés, Eyrolles, 2000.

[16] Soletanche Freyssinet, La Précontrainte Freyssinet, octobre 2014.

Annexe A
Résultats des essais Géotechniques

MAPA İNŞAAT AŞ

SONDAGE N : BH 405
FİCHE N : 1

COUPE DE SONDAGE

REALISATION DE LA LIAISION AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM

Nom du Project

Km : 67+467 VIADUC

INGENIEUR : İbrahim Kuranay ÖZCAN - M TACHI

Coordonner	**X : 744141.12**	**Y : 4039694.62**
Elevation (m)	**656,90**	
Profondeur du Sondage (m)	**30**	
Forage	**Atalay 76-300**	
Conducteur de travaux	**Veysel ŞEKER**	
Date de début	**24.06.18**	
Date de la fin	**26.06.18**	

DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES

PROFONDEUR (m)	*DATE*	*HEURE*	*REMARQUES*
			NO GW

Enveloppe *Diamétre Exterieur (mm) =* *Diamétre Interieur (mm) =* *Longueur (m) :*

PROFONDEUR (m)	SINOYAU % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION No. de coups 0-15 / 15-30 / 30-45	N_{30}	GRAPH 10 20 30 40 50
1	100%				**ARGILITES (0.00-3.00m)** Argilites de teinte grise foncée, d'une consistance extrêmement faible, fortement à complètement altérées.									
2	100%													
3	100%													
4	100%	25%												
5	100%	10%												
6	100%	10%												
7	100%	10%												
8	100%	35%												
9	100%	30%			**GRES - ARGILITES EN INTERCALATION (3.00-27.50m)** Grès de teinte grise foncée, légèrement altérés, avec intercalation des Argilites, de teinte grise foncée, d'une consistance très faible, moyennement altérées.									
10	65%	0%												
11	65%	0%												
12	100%	45%												
13	100%	10%												
14	100%	0%												
15														

REGIDITE		DENSITE		DOSAGE		FRACTURES / 30 cm	
N = 0 - 2	V.MOU	N = 0 - 4	Tréslache	0 - 10 %	Trace	> 1	large (W)
N = 3 - 4	MOU	N = 5 - 10	Lache	10 - 20 %	Petit	1 - 2	Modéré (M)
N = 5 - 8	M.REGIDE	N = 11 - 30	Moyennement Dense	20 - 35 %	Adjective (ou une)	2 - 10	fermer (Cl)
N = 9 - 15	REGIDE	N = 31 - 50	Dense	35 - 50 %	et	10 - 20	Intense (I)
N = 16 - 30	V.REGIDE	N > 50	Trés Dense			> 20	ecrasé (Cr)
N > 30	DURE						

RESISTANCE		INTEMPERIE		ROD.		
I	TRES FORE	I	Frais	0 - 25 %	Tres faible	UD : Echantillion paisible
II	FORE	II	légèrement altérés	25 - 50 %	Faible	D : Echantillion perturbé
III	MOYEN	III	Mod. résisté	50 - 75 %	Foir	SPT : Norme Pen. essais
IV	FAIBLE	IV	hautement résisté	75 - 90 %	Bon	VST : Essais de cisaillement
V	TRES FAIBLE	V	Comp. résisté	90 - 100 %	Excellent	P : Essai de pressiometrie
						K : Echantillion de noyau

MAPA İNŞAAT AŞ.

SONDAGE N : BH 405
FİCHE N : 2

PROFONDEUR (m)	SONDAGE % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO.	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	RESISTANCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION No. de coups 0-15	15-30	30-45	N_{30}	GRAPH 10 20 30 40 50
16	100%	0%														
17	100%	0%														
18	66%	0%														
19	65%	0%														
20	80%	25%														
21	55%	15%			**GRES - ARGILITES EN INTERCALATION (3.00-27.50m)** Grès de teinte grise foncée, légèrement altérés, avec intercalation des Argilites, de teinte grise foncée, d'une consistance très faible, moyennement altérées.											
22	80%	10%														
23	100%	35%														
24	100%	0%														
25	100%	25%														
26	100%	15%														
27	100%	0%														
28	100%	20%														
29	100%	40%			**ARGILITES (27.50-30.00m)** Argilites de teinte grise foncée, d'une consistance faible à moyenne, légèrement altérées.											
30	100%	90%														
	100%	85%														
					FIN DE SONDAGE = 30.00 m											

Caisse 1/7



Caisse 2/7



ESSAI DE PRESSIOMETRIE TYPE MENARAD

Menard Type Pressuremeter Test

Nom du projet *Project Name*	*REALISATION DE LA LIAISION AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM*				
Numero du client *Client Name*				Essai de profondeur m *Test Depth*	*4,00*
Numero de forage *Borehole Number*	*BH-405*	Diamètre de la sonde *Diameter of Probe*	*NX*	zero volumetre lecture correspond a V (cm^3) *Zero Volumeter Reading Corresponds to V_o*	*535*
Le type de pressiometre *Type of Pressuremeter*	*Apageo Menard G*	Hauteur du manometre *Height of Manometer*	*0,90*	La date de l'essai *Date of Test*	*24.06.2018*
La norme de l'essai *Standart of Test*	*ASTM D4719*	Le niveau d'eau (m) *Water Level (GWL)*		La date des resultats de l'essai *Date of Test Result*	*06.10.2018*

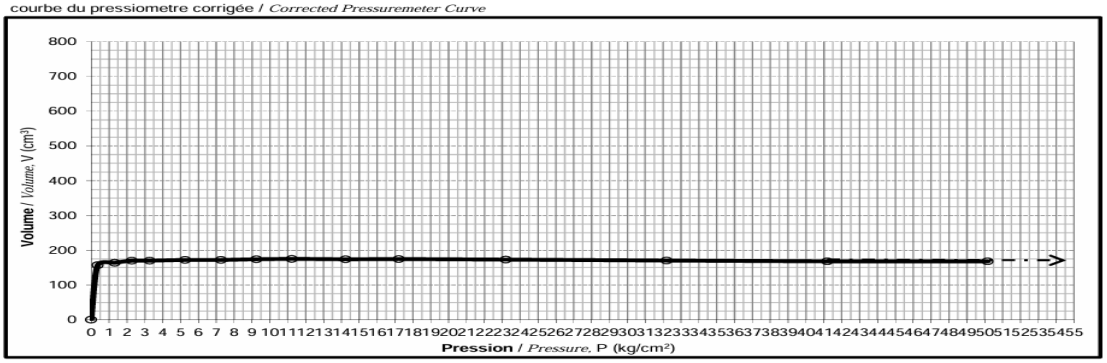
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
Incrément *Increment*	Pression du volumetre *Volumeter Pressure*	1 min lecture vomumetre *1 min. volumeter reading*	[2]+ Pression hydrostatique [2]+ *Hydrostatic Pressure*	Correction du volume *Volume Correction*	Volume corrigé *Corrected Volume*	Correction du membrane *Mebrane Correction*	Pression corrigée *Corrected Pressure*
	kg/cm^2	cm^3	kg/cm^2	cm^3	cm^3	kg/cm^2	kg/cm^2
1	**0**	**0**	0,09	0,00	0,0	0,0	0,0
2	**1**	**157**	1,09	0,00	157,0	0,73	0,36
3	**2**	**164**	2,09	0,00	164,0	0,77	1,32
4	**3**	**170**	3,09	0,00	170,0	0,82	2,27
5	**4**	**170**	4,09	0,00	170,0	0,82	3,27
6	**6**	**172**	6,09	0,00	172,0	0,83	5,26
7	**8**	**172**	8,09	0,00	172,0	0,83	7,26
8	**10**	**174**	10,09	0,00	174,0	0,84	9,25
9	**12**	**176**	12,09	0,84	175,2	0,86	11,23
10	**15**	**176**	15,09	2,12	173,9	0,86	14,23
11	**18**	**178**	18,09	3,40	174,6	0,88	17,21
12	**24**	**179**	24,09	6,00	173,0	0,88	23,21
13	**33**	**180**	33,09	9,74	170,3	0,89	32,20
14	**42**	**181**	42,09	12,99	168,0	0,90	41,19
15	**51**	**184**	51,09	16,00	168,0	0,92	50,17

Explication:

Valeurs evaluées / *Assessed Values*

pression limite p_L (kg/cm^2)	≥ 50	Module d'elasticté E_M (kg/cm^2)	18586

courbe du pressiometre corrigée / *Corrected Pressuremeter Curve*



P_l (kg/cm^2)	1,32	V_l (cm^3)	164	ΔP (kg/cm^2)	39,87	effectueé par experience

Annexe B
Diagrammes des efforts internes

Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction

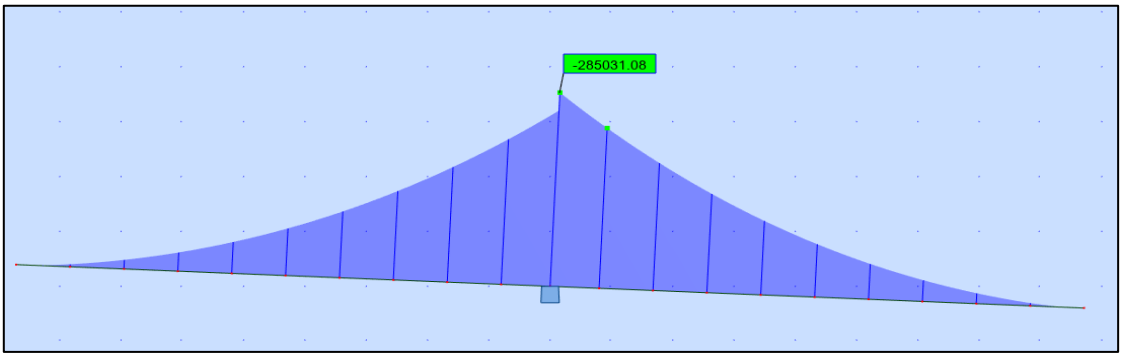


Figure 1: Moment fléchissant sous combinaison A1.

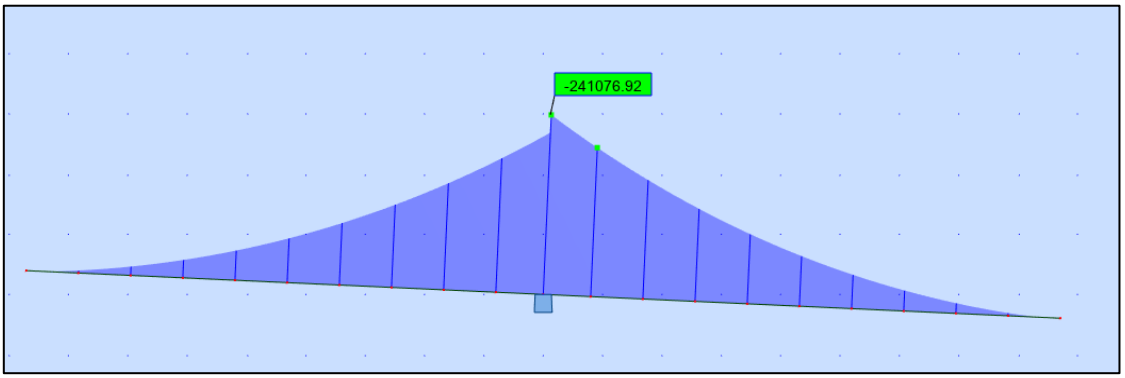


Figure 2: Moment fléchissant sous combinaison A2.

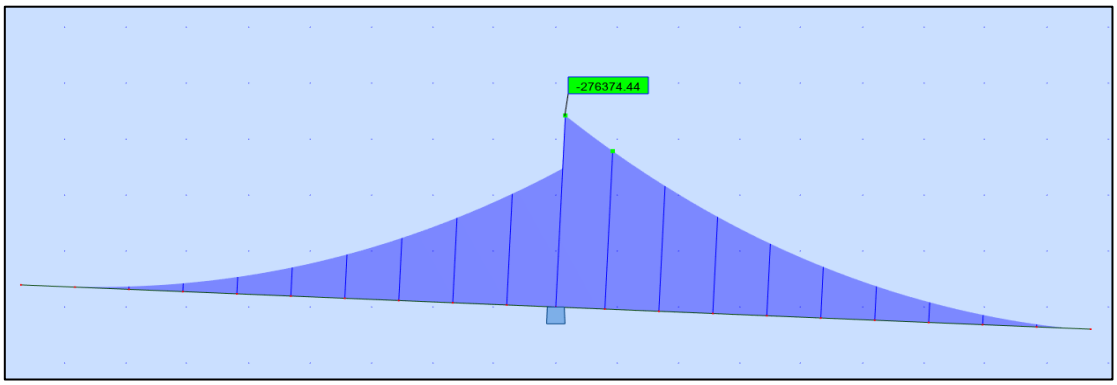


Figure 3 : Moment fléchissant sous combinaison B1.

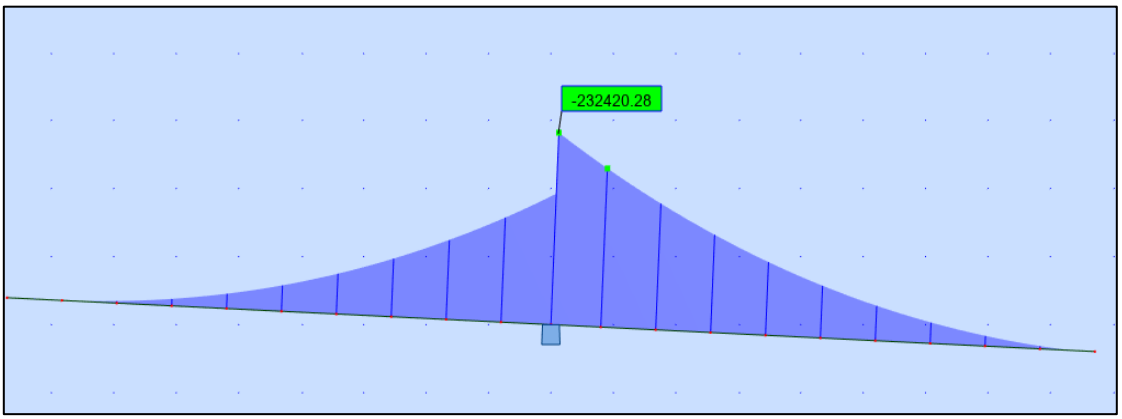


Figure 4 : Moment fléchissant sous combinaison B2.

Diagrammes des efforts internes longitudinaux

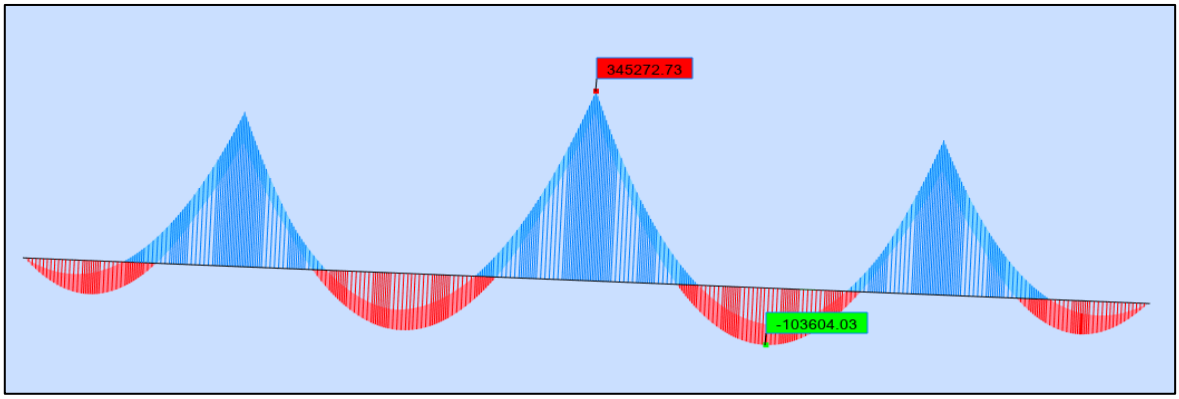


Figure : Moment Fléchissant max à l'ELU.

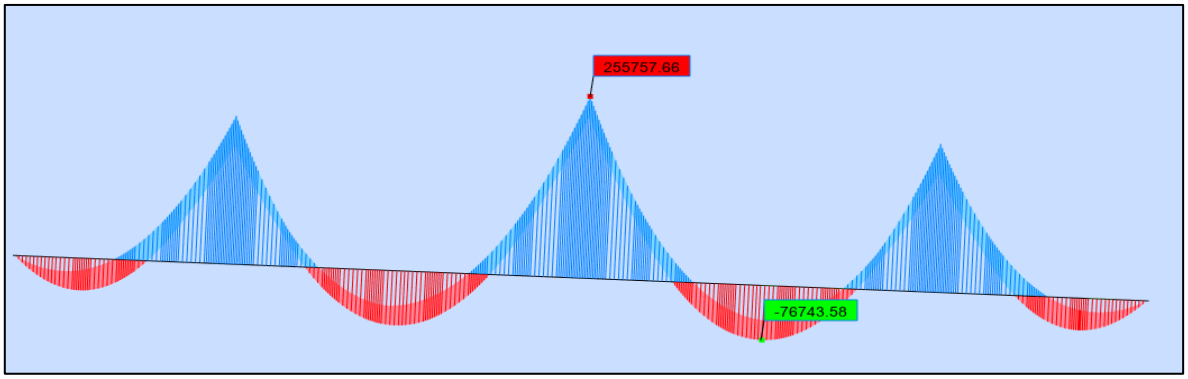


Figure : Moment Fléchissant max à l'ELS.

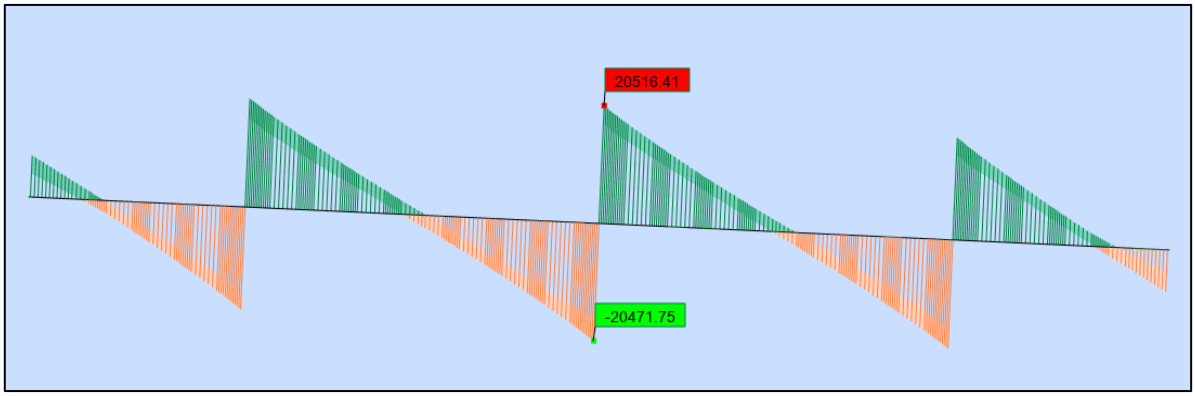


Figure : Effort Tranchant Maximal à l'ELU.

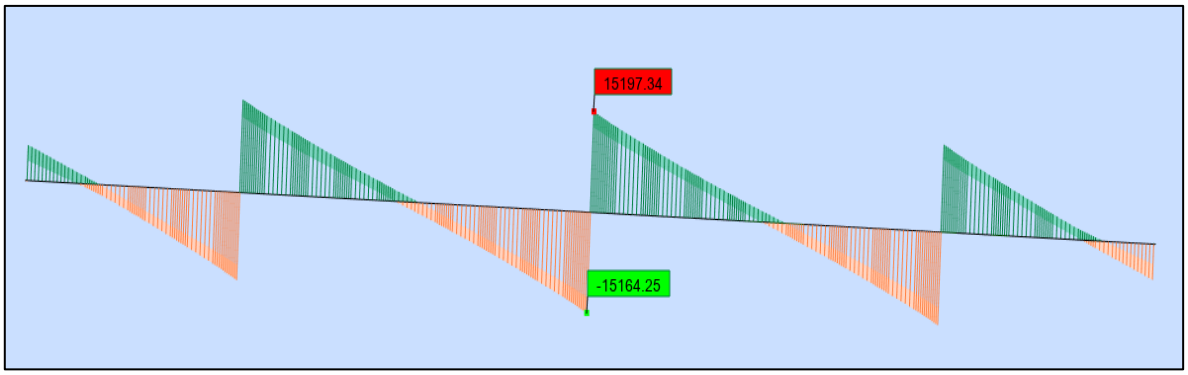


Figure : Effort Tranchant Maximal à l'ELS.

Diagrammes des efforts internes transversaux de VSP

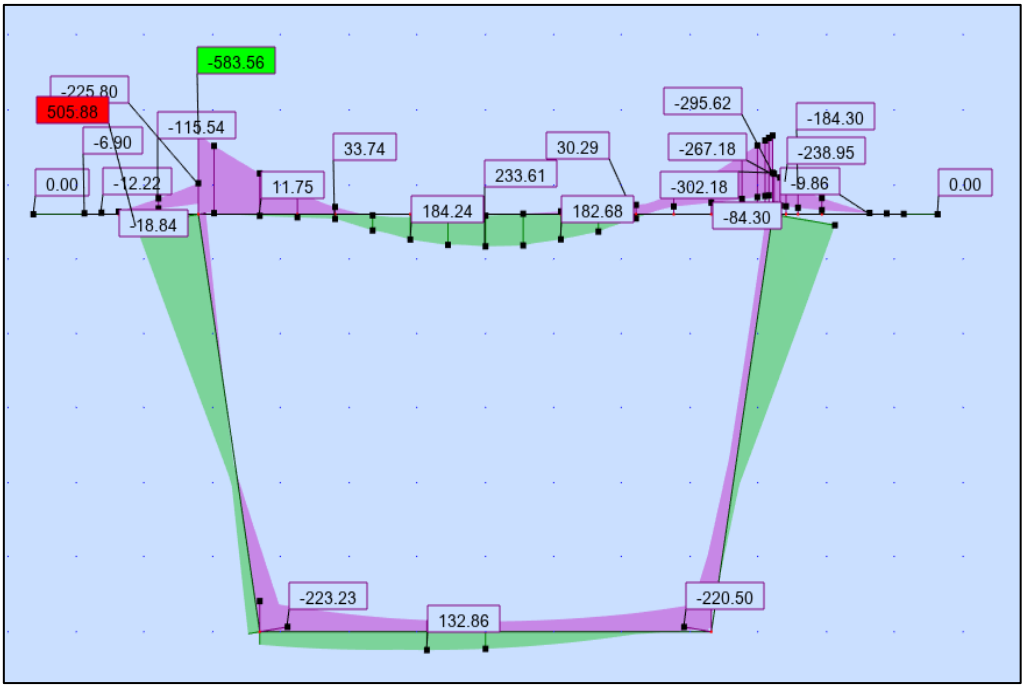


Figure 9 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

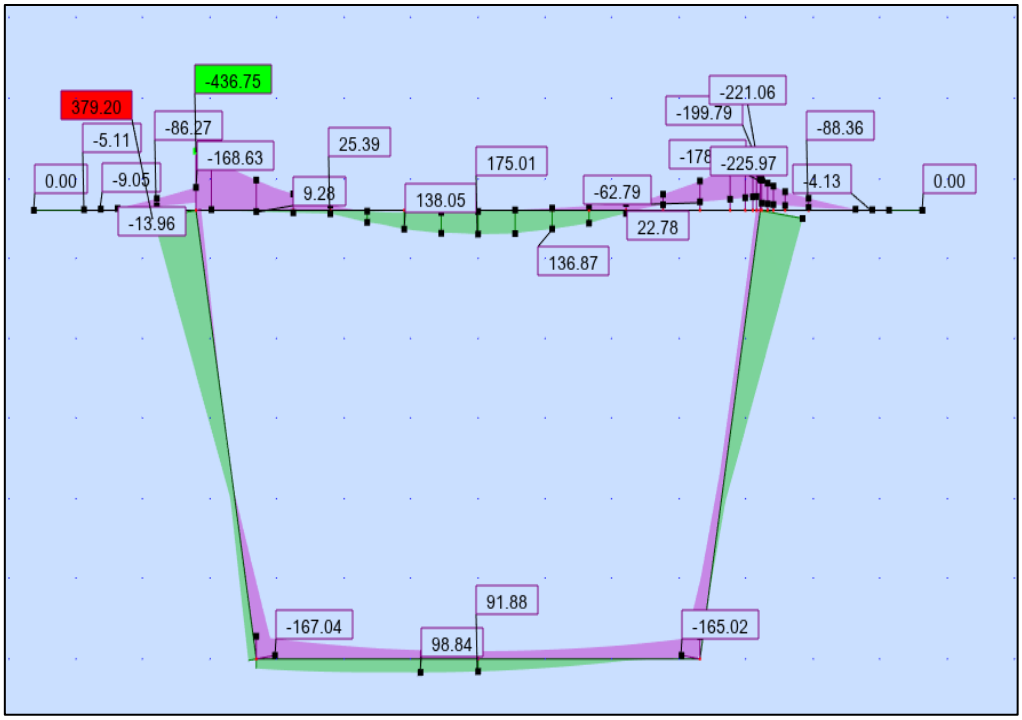


Figure 10 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt2.

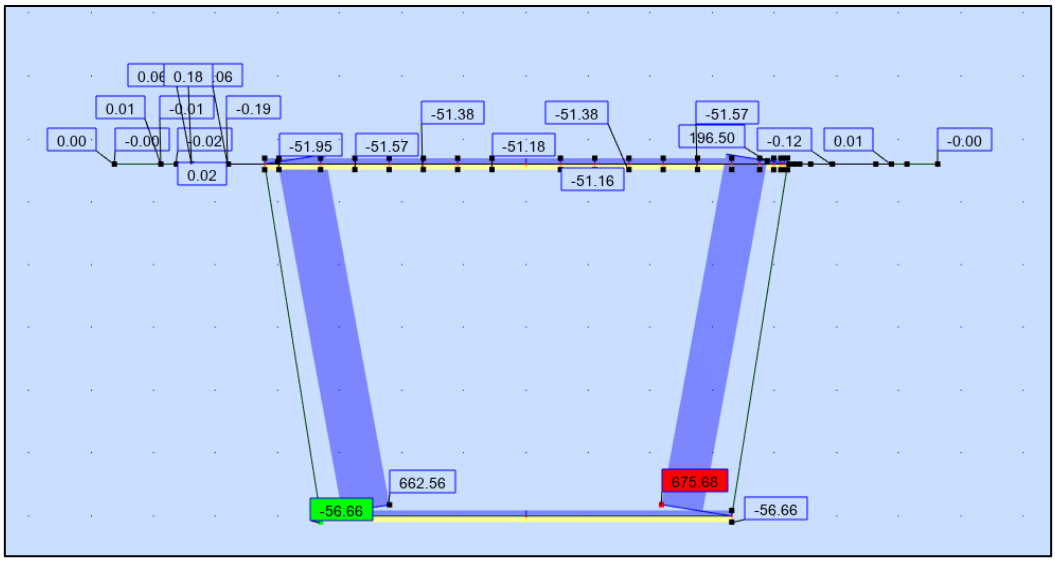


Figure 11 : Diagramme des efforts normal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

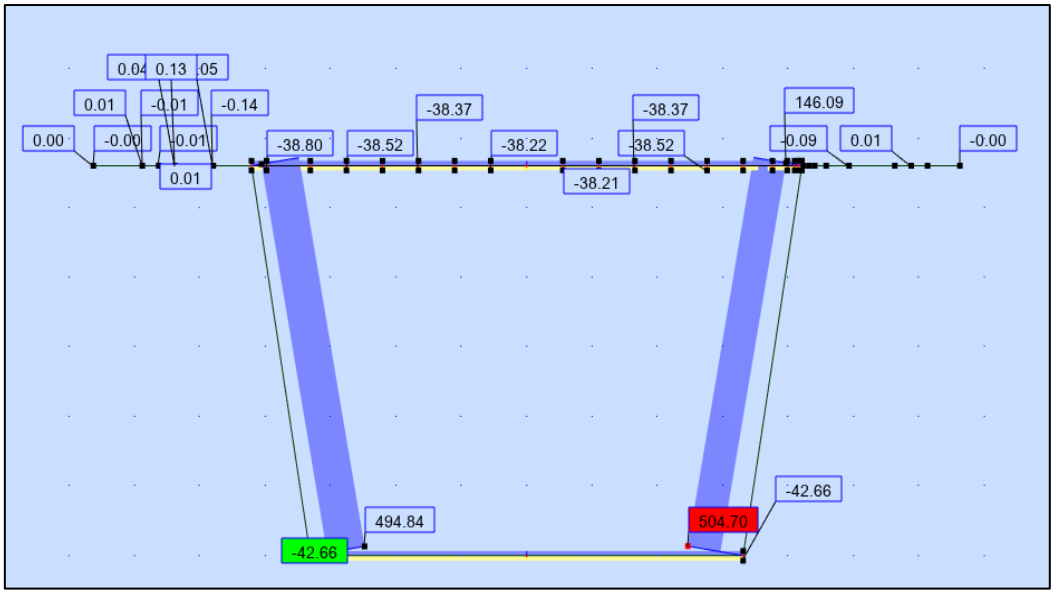


Figure 12 : Diagramme des efforts normal sous la combinaison G+1.2Bt2

Diagrammes des efforts internes transversaux de VC

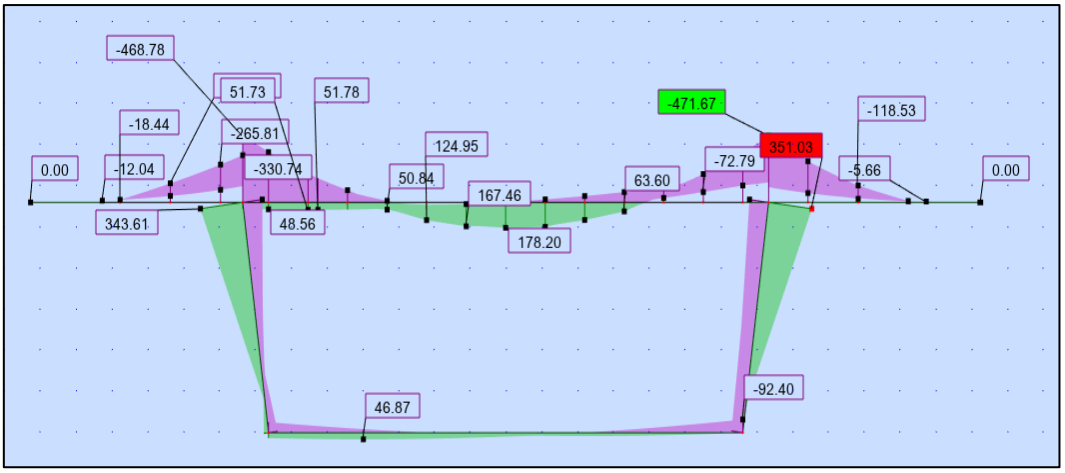


Figure 13 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2

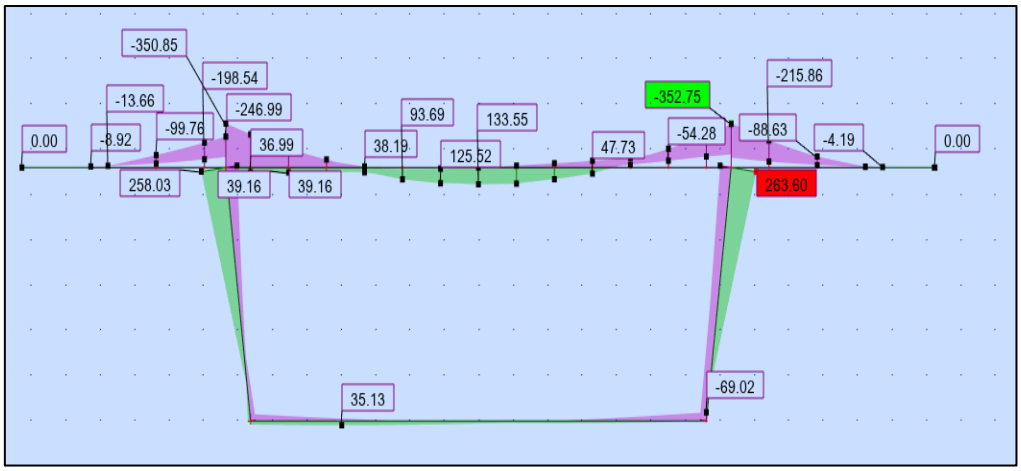


Figure 14 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt2

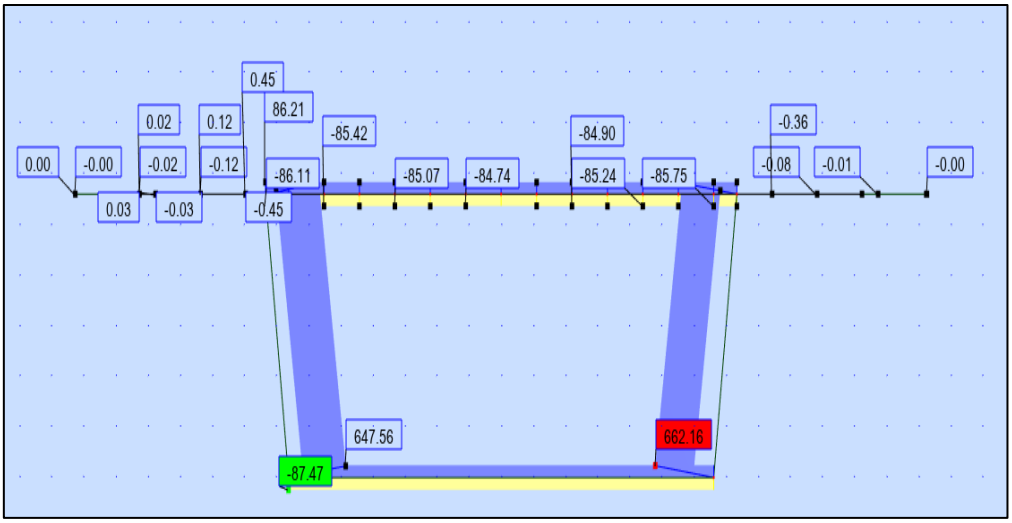


Figure 15 : Diagramme des efforts normal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2

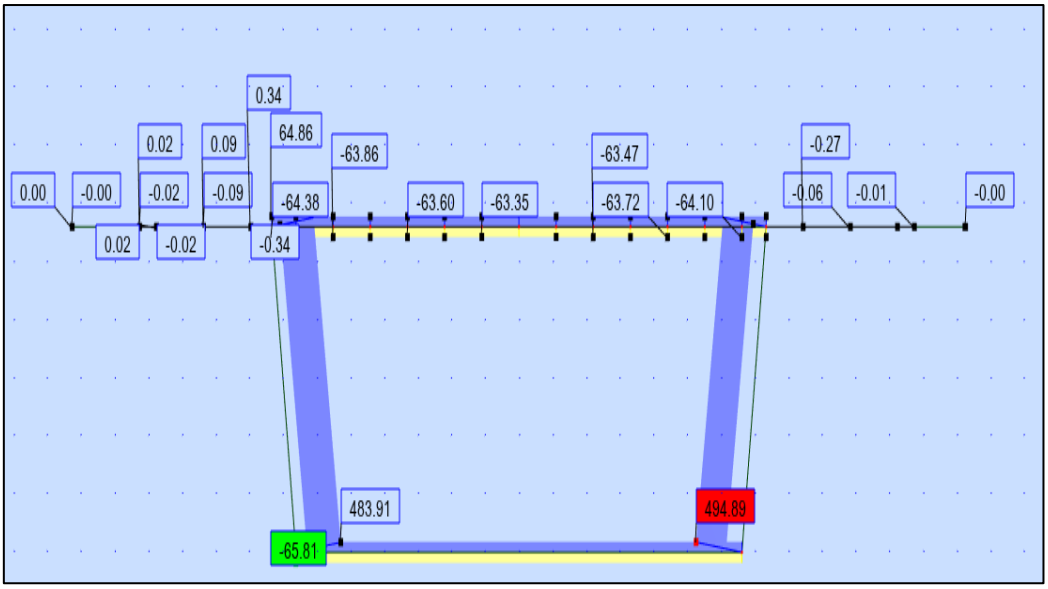


Figure 16 : Diagramme des efforts normal sous la combinaison G+1.2Bt2

Annexe C
Liste des Tableaux

Tableau 1: Perte par frottement.

x	cables	L(m)	θ (rad)	θd (rad)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9
4	2×C0	4	0	0	17.75	0									
8.4	2×C1	4.4	0	0	37.03	19.51	0								
12.8	4×C2	4.4	0	0	56.06	38.77	19.51	0							
17.2	2×C3	4.4	0.21	0.1	132.96	116.6	98.38	79.91	0						
21.6	4×C4	4.4	0.19	0.1	145.37	129.16	111.1	92.81	48.59	0					
26	4×C5	4.4	0.28	0.1	186.61	170.9	153.4	135.66	117.7	48.59	0				
30.4	4×C6	4.4	0.366	0.1	225.58	210.34	193.36	176.16	158.73	141.06	48.59	0			
34.8	4×C7	4.4	0.45	0.1	262.89	248.1	231.62	214.93	198.01	180.87	145.9	48.59	0		
39.2	2×C8	4.4	0.53	0.1	298.14	283.78	267.78	251.56	235.13	218.49	184.53	167.21	48.59	0	
43.6	2×C9	4.4	0.53	0.1	313.75	299.57	283.78	267.78	251.56	235.13	201.62	184.53	167.21	48.59	0
Perte Par frottement Δσf				Mpa	167.61	151.67	135.89	121.88	100.97	82.41	58.06	40.03	21.58	4.86	0
				%	11.26	10.19	9.13	8.19	6.79	5.54	3.9	2.69	1.45	0.33	0

Tableau 2: Perte par Recul d'ancrage.

x	cables	L(m)	θ (rad)	K	d(m)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9
4	2×C0	4	0	0.003	9.26	46.99	82.71									
8.4	2×C1	4.4	0	0.003	9.26	7.71	43.42	82.71								
12.8	2×C2	4.4	0	0.003	9.26	0	0	43.42	82.71							
17.2	4×C3	4.4	0	0.003	9.26	0	0	4.14	43.42	82.71						
21.6	4×C4	4.4	0.1	0.008	5.84	0	0	0	0	32.36	131.17					
26	4×C5	4.4	0.1	0.008	5.84	0	0	0	0	0	32.36	131.17				
30.4	4×C6	4.4	0.1	0.008	5.84	0	0	0	0	0	0	32.36	131.17			
34.8	4×C7	4.4	0.1	0.008	5.84	0	0	0	0	0	0	0	32.36	131.17		
39.2	4×C8	4.4	0.1	0.008	5.84	0	0	0	0	0	0	0	0	32.36	131.17	
43.6	4×C9	4.4	0.1	0.008	5.84	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32.36	131.17
Perte Par Recul d'ancrage Δσg					Mpa	5.47	12.61	14.47	15.77	16.44	27.26	32.71	40.88	54.51	81.77	131.17
					%	0.37	0.85	0.97	1.06	1.1	1.83	2.2	2.75	3.66	5.49	8.81

Tableau 3: Perte par Raccourcissement.

section	Nbr cables	V(m)	dmoy(m)	emoy(m)	I(m4)	S(m2)	Mg(Mn.m)	$(\Delta_{\sigma f}+\Delta_{\sigma g})\%$	P(Mn)	σ_{bi}(Mpa)	$\Delta_{\sigma e}$ (Mpa)	%
AxeVSP	30	2.53	0.188	2.342	60.24	12.58	250.09	11.63	71.01	2.39	6.03	0.4
Fin VSP	30	2.53	0.188	2.342	60.24	12.58	206.51	11.04	71.48	4.16	10.51	0.71
Fin VS1	30	2.05	0.165	1.885	38.24	11.43	136.87	10.11	72.23	6.28	15.87	1.07
Fin VS2	26	1.82	0.161	1.659	29.86	10.82	126.85	9.25	63.2	4.62	11.66	0.78
Fin VS3	22	1.63	0.164	1.466	23.74	10.28	75.12	7.89	54.28	5.55	14.03	0.94
Fin VS4	18	1.47	0.167	1.303	19.26	9.87	67.46	7.37	44.66	3.9	9.84	0.66
Fin VS5	14	1.34	0.171	1.169	15.85	9.48	32.7	6.1	35.21	4.34	10.95	0.74
Fin VS6	10	1.23	0.18	1.05	13.31	9.13	26.82	5.44	25.33	2.76	6.96	0.47
Fin VS7	6	1.13	0.15	0.98	11.12	8.83	8.01	5.11	15.25	2.34	5.9	0.4
Fin VS8	4	1.07	0.15	0.92	9.95	8.59	3.45	5.82	10.09	1.71	4.33	0.29
Fin VS9	2	1.04	0.15	0.89	9.37	8.48	0	8.81	4.88	0.99	2.5	0.17

Tableau 5: Pertes instantanée.

section	AxeVSP	Fin VSP	Fin VS1	Fin VS2	Fin VS3	Fin VS4	Fin VS5	Fin VS6	Fin VS7	Fin VS8	Fin VS9
pertes instantané	12.04	11.75	11.17	10.03	8.83	8.03	6.84	5.91	5.51	6.11	8.98

Tableau 6: Perte par Retrait.

ξr	Ep(Mpa)	$\Delta_{\sigma ret}$ (Mpa)	%
0,0002	190000	38	2.57

Tableau 7 : Perte par fluage.

section	Nbr cables	V(m)	dmoy(m)	emoy(m)	I(m4)	S(m2)	Mg(Mn.m)	Δσi(%)	P(Mn)	σbi(Mpa)	ΔσfL(Mpa)	%
AxeVSP	30	2.53	0.188	2.342	60.24	12.58	250.09	12.04	70.68	2.33	29.43	1.98
Fin VSP	30	2.53	0.188	2.342	60.24	12.58	206.51	11.75	70.91	4.06	51.31	3.45
Fin VS1	30	2.05	0.165	1.885	38.24	11.43	136.87	11.17	71.38	6.13	77.39	5.2
Fin VS2	26	1.82	0.161	1.659	29.86	10.82	126.85	10.03	62.65	4.52	57.04	3.83
Fin VS3	22	1.63	0.164	1.466	23.74	10.28	75.12	8.83	53.72	5.45	68.81	4.62
Fin VS4	18	1.47	0.167	1.303	19.26	9.87	67.46	8.03	44.34	3.84	48.44	3.26
Fin VS5	14	1.34	0.171	1.169	15.85	9.48	32.7	6.84	34.93	4.28	54.09	3.64
Fin VS6	10	1.23	0.18	1.05	13.31	9.13	26.82	5.91	25.2	2.73	34.5	2.32
Fin VS7	6	1.13	0.15	0.98	11.12	8.83	8.01	5.51	15.18	2.33	29.36	1.97
Fin VS8	4	1.07	0.15	0.92	9.95	8.59	3.45	6.11	10.06	1.71	21.56	1.45
Fin VS9	2	1.04	0.15	0.89	9.37	8.48	0	8.98	4.88	0.99	12.46	0.84

Tableau 8 : Perte par relaxation.

section	Nbr cables	σpi(Mpa)	μ	μo	Δσrel (Mpa)	%
AxeVSP	30	1308.84	0.7037	0.43	53.73	3.61
Fin VSP	30	1313.16	0.706	0.43	54.36	3.65
Fin VS1	30	1321.79	0.7106	0.43	55.64	3.74
Fin VS2	26	1338.75	0.7198	0.43	58.19	3.91
Fin VS3	22	1356.61	0.7294	0.43	60.92	4.09
Fin VS4	18	1368.51	0.7358	0.43	62.77	4.22
Fin VS5	14	1386.22	0.7453	0.43	65.56	4.41
Fin VS6	10	1400.06	0.7527	0.43	67.77	4.55
Fin VS7	6	1406.01	0.7559	0.43	68.74	4.62
Fin VS8	4	1397.08	0.7511	0.43	67.29	4.52
Fin VS9	2	1354.38	0.7282	0.43	60.57	4.07

Tableau 9 : Perte différé.

section	AxeVSP	Fin VSP	Fin VS1	Fin VS2	Fin VS3	Fin VS4	Fin VS5	Fin VS6	Fin VS7	Fin VS8	Fin VS9
pertes différes	7.56	9.07	10.89	9.67	10.61	9.35	9.88	8.69	8.40	7.79	6.80

Tableau 10 : Vérification les contraintes à vide.

section	v(m)	v'(m)	S(m2)	I(m4)	Nf	Nc	ef	ec	Pf(Kn)	Pc(Kn)	M(kn.m)	σsup	σinf
début VSC	1.04	1.76	8.48	9.37	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1/3VSC	1.04	1.76	8.48	9.37	0	2	0	1.61	0	6361.2	1589.65	-0.21	2.38
2/3VSC	1.04	1.76	8.48	9.37	0	4	0	1.61	0	12722.4	2649.32	-0.48	4.85
Fin VS9	1.04	1.76	8.48	9.37	2	6	0.89	1.61	4175.09	19083.6	5766.89	0.39	6.73
Fin VS8	1.07	1.78	8.59	9.95	4	8	0.92	1.63	8350.18	25444.8	26814.87	3.18	5.18
Fin VS7	1.13	1.82	8.83	11.12	8	8	0.98	1.67	16700.36	25444.8	26676.76	4.83	4.68
Fin VS6	1.23	1.92	9.13	13.31	10	6	1.08	1.77	20875.45	19083.6	23038.21	5.47	2.67
Fin VS5	1.34	2.01	9.48	15.85	14	4	1.19	1.86	29225.63	12722.4	15809.26	6.7	1.01
Fin VS4	1.47	2.13	9.87	19.26	18	2	1.32	1.98	37575.81	6361.2	4906.2	7.65	-0.18
Fin VS3	1.63	2.27	10.28	23.74	22	0	1.48	0	45925.99	0	-14060.15	8.17	-0.69
Fin VS2	1.82	2.43	10.82	29.86	26	0	1.67	0	54276.17	0	-79557.97	5.69	4.11
Fin VS1	2.05	2.62	11.43	38.24	30	0	1.9	0	62626.35	0	-97240.41	6.65	3.99
Fin VSP	2.53	3.07	12.58	60.24	30	0	2.38	0	62626.35	0	-146972.78	5.07	4.87
axe VSP P1	2.53	3.07	12.58	60.24	30	0	2.38	0	62626.35	0	-178797.8	3.73	6.49
Fin VSP	2.53	3.07	12.58	60.24	30	0	2.38	0	62626.35	0	-144914.77	5.15	4.77
Fin VS1	2.05	2.62	11.43	38.24	26	0	1.9	0	54276.17	0	-91487.03	5.37	3.95
Fin VS2	1.82	2.43	10.82	29.86	26	0	1.67	0	54276.17	0	-72286.4	6.14	3.52
Fin VS3	1.63	2.27	10.28	23.74	22	0	1.48	0	45925.99	0	-9044.89	8.51	-1.17
Fin VS4	1.47	2.13	9.87	19.26	18	2	1.32	1.98	37575.81	6361.2	11897.87	8.18	-0.96
Fin VS5	1.34	2.01	9.48	15.85	14	4	1.19	1.86	29225.63	12722.4	22742.14	7.29	0.13
Fin VS6	1.23	1.92	9.13	13.31	10	6	1.08	1.77	20875.45	19083.6	34640.79	6.54	1.0
Fin VS7	1.13	1.82	8.83	11.12	8	8	0.98	1.67	16700.36	25444.8	46156.33	6.81	1.49
Fin VS8	1.07	1.78	8.59	9.95	4	10	0.92	1.63	8350.18	31806	49229.56	5.22	3.77
Fin VS9	1.04	1.76	8.48	9.37	2	12	0.89	1.61	4175.09	38167.2	53906.7	4.57	5.71
Vc 1-2	1.04	1.76	8.48	9.37	0	12	0	1.61	0	38167.2	54648.82	3.75	5.78
Fin VS9	1.04	1.76	8.48	9.37	2	12	0.89	1.61	4175.09	38167.2	49242.69	4.05	6.59
Fin VS8	1.07	1.78	8.59	9.95	4	10	0.92	1.63	8350.18	31806	46254.55	4.9	4.3
Fin VS7	1.13	1.82	8.83	11.12	8	8	0.98	1.67	16700.36	25444.8	38212.49	6	2.79

Fin VS6	1.23	1.92	9.13	13.31	10	6	1.08	1.77	20875.45	19083.6	19861.79	5.17	3.13
Fin VS5	1.34	2.01	9.48	15.85	14	4	1.19	1.86	29225.63	12722.4	17231.58	6.82	0.83
Fin VS4	1.47	2.13	9.87	19.26	18	2	1.32	1.98	37575.81	6361.2	13010.67	8.27	-1.08
Fin VS3	1.63	2.27	10.28	23.74	22	0	1.48	0	45925.99	0	-11227.3	8.36	-0.96
Fin VS2	1.82	2.43	10.82	29.86	26	0	1.67	0	54276.17	0	-92702.97	4.89	5.18
Fin VS1	2.05	2.62	11.43	38.24	30	0	1.9	0	62626.35	0	-134944.3	4.62	6.57
Fin VSP	2.53	3.07	12.58	60.24	34	0	2.38	0	70976.53	0	-194882.93	4.55	6.96
axe VSP P2	2.53	3.07	12.58	60.24	34	0	2.38	0	70976.53	0	-232378.1	2.98	8.88
Fin VSP	2.53	3.07	12.58	60.24	34	0	2.38	0	70976.53	0	-194882.93	4.55	6.96
Fin VS1	2.05	2.62	11.43	38.24	30	0	1.9	0	62626.35	0	-183082.05	2.04	9.87
Fin VS2	1.82	2.43	10.82	29.86	26	0	1.67	0	54276.17	0	-92702.97	4.89	5.18
Fin VS3	1.63	2.27	10.28	23.74	22	0	1.48	0	45925.99	0	-11227.3	8.36	-0.96
Fin VS4	1.47	2.13	9.87	19.26	18	2	1.32	1.98	37575.81	6361.2	13854.6	8.33	-1.17
Fin VS5	1.34	2.01	9.48	15.85	14	4	1.19	1.86	29225.63	12722.4	17883.97	6.88	0.75
Fin VS6	1.23	1.92	9.13	13.31	10	6	1.08	1.77	20875.45	19083.6	19854.28	5.17	3.13
Fin VS7	1.13	1.82	8.83	11.12	8	8	0.98	1.67	16700.36	25444.8	33152.57	5.49	3.62
Fin VS8	1.07	1.78	8.59	9.95	4	10	0.92	1.63	8350.18	31806	46254.55	4.9	4.3
Fin VS9	1.04	1.76	8.48	9.37	2	12	0.89	1.61	4175.09	38167.2	52212.73	4.38	6.03
Vc 2-3	1.04	1.76	8.48	9.37	0	12	0	1.61	0	38167.2	53906.7	3.66	5.92

Tableau 11 : Vérification les contraintes en service.

section	v(m)	v'(m)	S(m2)	I(m4)	Nf	Nc	ef	ec	Pf(Kn)	Pc(Kn)	M(kn.m)	σ_{sup}	σ_{inf}
début VSC	1.04	1.76	8.48	9.37	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1/3VSC	1.04	1.76	8.48	9.37	0	2	0	1.61	0	6361.2	7798.14	0.48	1.21
2/3VSC	1.04	1.76	8.48	9.37	0	4	0	1.61	0	12722.4	15071.34	0.9	2.52
Fin VS9	1.04	1.76	8.48	9.37	2	6	0.89	1.61	4175.09	19083.6	30142.68	3.09	2.15
Fin VS8	1.07	1.78	8.59	9.95	4	8	0.92	1.63	8350.18	25444.8	44946.18	5.13	1.94
Fin VS7	1.13	1.82	8.83	11.12	8	8	0.98	1.67	16700.36	25444.8	44964.42	6.69	1.69
Fin VS6	1.23	1.92	9.13	13.31	10	6	1.08	1.77	20875.45	19083.6	40067.73	7.04	0.22
Fin VS5	1.34	2.01	9.48	15.85	14	4	1.19	1.86	29225.63	12722.4	30431.17	7.94	-0.84

Fin VS4	1.47	2.13	9.87	19.26	18	2	1.32	1.98	37575.81	6361.2	15977.83	8.5	-1.41
Fin VS3	1.63	2.27	10.28	23.74	22	0	1.48	0	45925.99	0	-49183.15	5.76	2.67
Fin VS2	1.82	2.43	10.82	29.86	26	0	1.67	0	54276.17	0	-86162.15	5.29	4.65
Fin VS1	2.05	2.62	11.43	38.24	30	0	1.9	0	62626.35	0	-114689.14	5.71	5.18
Fin VSP	2.53	3.07	12.58	60.24	30	0	2.38	0	62626.35	0	-164788.84	4.32	5.78
axe VSP P1	2.53	3.07	12.58	60.24	30	0	2.38	0	62626.35	0	-199461.71	2.86	7.55
Fin VSP	2.53	3.07	12.58	60.24	30	0	2.38	0	62626.35	0	-167933.6	4.19	5.94
Fin VS1	2.05	2.62	11.43	38.24	26	0	1.9	0	54276.17	0	-124995.16	3.58	6.25
Fin VS2	1.82	2.43	10.82	29.86	26	0	1.67	0	54276.17	0	-83850.53	5.43	4.46
Fin VS3	1.63	2.27	10.28	23.74	22	0	1.48	0	45925.99	0	-48511.95	5.8	2.61
Fin VS4	1.47	2.13	9.87	19.26	18	2	1.32	1.98	37575.81	6361.2	8687.38	7.94	-0.6
Fin VS5	1.34	2.01	9.48	15.85	14	4	1.19	1.86	29225.63	12722.4	17852.5	6.87	0.75
Fin VS6	1.23	1.92	9.13	13.31	10	6	1.08	1.77	20875.45	19083.6	30711.4	6.18	1.57
Fin VS7	1.13	1.82	8.83	11.12	8	8	0.98	1.67	16700.36	25444.8	50577.72	7.26	0.77
Fin VS8	1.07	1.78	8.59	9.95	4	10	0.92	1.63	8350.18	31806	63399.67	6.74	1.23
Fin VS9	1.04	1.76	8.48	9.37	2	12	0.89	1.61	4175.09	38167.2	75360.33	6.95	1.68
Vc 1-2	1.04	1.76	8.48	9.37	0	12	0	1.61	0	38167.2	76530.73	6.17	1.67
Fin VS9	1.04	1.76	8.48	9.37	2	12	0.89	1.61	4175.09	38167.2	73721.14	6.77	1.99
Fin VS8	1.07	1.78	8.59	9.95	4	10	0.92	1.63	8350.18	31806	64900.16	6.9	0.96
Fin VS7	1.13	1.82	8.83	11.12	8	8	0.98	1.67	16700.36	25444.8	55700.65	7.78	-0.07
Fin VS6	1.23	1.92	9.13	13.31	10	6	1.08	1.77	20875.45	19083.6	38812.25	6.93	0.4
Fin VS5	1.34	2.01	9.48	15.85	14	4	1.19	1.86	29225.63	12722.4	23666.13	7.37	0.01
Fin VS4	1.47	2.13	9.87	19.26	18	2	1.32	1.98	37575.81	6361.2	11781.29	8.18	-0.94
Fin VS3	1.63	2.27	10.28	23.74	22	0	1.48	0	45925.99	0	-65856.61	4.61	4.27
Fin VS2	1.82	2.43	10.82	29.86	26	0	1.67	0	54276.17	0	-85752.15	5.31	4.62
Fin VS1	2.05	2.62	11.43	38.24	30	0	1.9	0	62626.35	0	-130411.41	4.87	6.26
Fin VSP	2.53	3.07	12.58	60.24	34	0	2.38	0	70976.53	0	-223166.96	3.36	8.41
axe VSP P2	2.53	3.07	12.58	60.24	34	0	2.38	0	70976.53	0	-282181	0.89	11.41
Fin VSP	2.53	3.07	12.58	60.24	34	0	2.38	0	70976.53	0	-199453.79	4.36	7.2
Fin VS1	2.05	2.62	11.43	38.24	30	0	1.9	0	62626.35	0	-128051.28	4.99	6.1

Fin VS2	1.82	2.43	10.82	29.86	26	0	1.67	0	54276.17	0	-83761.18	5.44	4.46
Fin VS3	1.63	2.27	10.28	23.74	22	0	1.48	0	45925.99	0	-49183.15	5.76	2.67
Fin VS4	1.47	2.13	9.87	19.26	18	2	1.32	1.98	37575.81	6361.2	8687.38	7.94	-0.6
Fin VS5	1.34	2.01	9.48	15.85	14	4	1.19	1.86	29225.63	12722.4	17852.5	6.87	0.75
Fin VS6	1.23	1.92	9.13	13.31	10	6	1.08	1.77	20875.45	19083.6	30711.4	6.18	1.57
Fin VS7	1.13	1.82	8.83	11.12	8	8	0.98	1.67	16700.36	25444.8	50577.72	7.26	0.77
Fin VS8	1.07	1.78	8.59	9.95	4	10	0.92	1.63	8350.18	31806	63399.67	6.74	1.23
Fin VS9	1.04	1.76	8.48	9.37	2	12	0.89	1.61	4175.09	38167.2	75360.33	6.95	1.68
Vc 2-3	1.04	1.76	8.48	9.37	0	12	0	1.61	0	38167.2	76530.73	6.17	1.67

Tableau 12 : Modes propres.

Mode	Fréquence (hz)	Période (s)	Masses cumulé Ux (%)	Masses cumulé Uy (%)	Masses cumulé Uz (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masses modale Uz (%)	Tot.mas.Ux (Kg)	Tot.mas.Uy (Kg)	Tot.mas.Uz (Kg)
1	1.15	0.87	0	0	0	0	0	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
2	1.64	0.61	96.06	0	0.04	96.06	0	0.04	8710793.35	8480993.21	8480993.21
3	1.85	0.54	96.27	0	9.03	0.21	0	8.99	8710793.35	8480993.21	8480993.21
4	2.76	0.36	96.27	5.43	9.03	0	5.43	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
5	2.98	0.34	96.27	5.43	9.04	0	0	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
6	3.04	0.33	96.27	47.6	9.04	0	42.17	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
7	3.45	0.29	96.28	47.6	57.61	0.01	0	48.57	8710793.35	8480993.21	8480993.21
8	4.86	0.21	96.28	47.6	57.61	0	0	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
9	5.29	0.19	96.28	63.99	57.61	0	16.39	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
10	5.93	0.17	96.28	73.98	57.61	0	9.99	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
11	6.01	0.17	96.28	73.98	58.83	0	0	1.23	8710793.35	8480993.21	8480993.21
12	6.34	0.16	96.28	73.98	58.83	0	0	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
13	7.47	0.13	96.28	81.64	58.83	0	7.66	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
14	9.01	0.11	96.28	81.64	58.83	0	0	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
15	9.38	0.11	96.28	86.15	58.83	0	4.51	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
16	10.12	0.1	96.28	86.15	61.36	0	0	2.52	8710793.35	8480993.21	8480993.21
17	11.7	0.09	96.28	86.15	61.73	0	0	0.38	8710793.35	8480993.21	8480993.21

18	12.45	0.08	96.32	86.15	66.06	0.04	0	4.33	8710793.35	8480993.21	8480993.21
19	12.51	0.08	96.35	86.15	73.53	0.03	0	7.47	8710793.35	8480993.21	8480993.21
20	12.58	0.08	96.35	89.29	73.53	0	3.14	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
21	12.99	0.08	99.12	89.29	73.53	2.77	0	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
22	16.32	0.06	99.12	91.24	73.53	0	1.95	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
23	16.65	0.06	99.12	91.24	73.54	0	0	0.01	8710793.35	8480993.21	8480993.21
24	18.05	0.06	99.12	91.24	73.93	0	0	0.4	8710793.35	8480993.21	8480993.21
25	20.34	0.05	99.12	91.24	73.93	0	0	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
26	21.41	0.05	99.12	91.41	73.93	0	0.17	0	8710793.35	8480993.21	8480993.21
27	23.07	0.04	99.12	91.41	74.74	0	0	0.8	8710793.35	8480993.21	8480993.21
28	23.41	0.04	99.12	91.41	74.77	0	0	0.04	8710793.35	8480993.21	8480993.21
29	24.44	0.04	99.12	91.41	74.81	0	0	0.04	8710793.35	8480993.21	8480993.21
30	24.94	0.04	99.12	91.41	84.56	0	0	9.75	8710793.35	8480993.21	8480993.21

Annexe D
Ferraillage

Ferraillage VSP (Section S1)

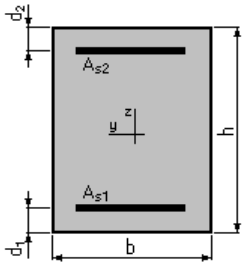
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 65,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-583,56	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-436,75	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{S1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{S2} = 33,4 (cm2)
Section minimum	$A_{S\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,55 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -583,56 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,44	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 8,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 57,8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,51	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_S = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier Tendue:	σ_S = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= -436,75 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 20,2 (cm)
Bras de levier: Z = 54,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier Tendue : σ_S = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{S\ lim}$ = 241,0 (MPa)

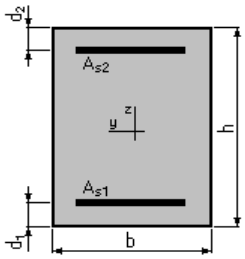
Ferraillage VSP (Section S2)
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-225,80	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-168,63	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,61 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,28 (%)

Section théorique A_{s2} = 22,0 (cm2)
Section maximum $A_{s\ max}$ = 90,0 (cm2)
maximum ρ_{max} = 2,25 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= -225,80 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,43 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,3 (cm)
Bras de levier: Z = 33,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,71 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= -168,63 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,5 (cm)
Bras de levier: Z = 31,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Ferraillage VSP (Section S3)

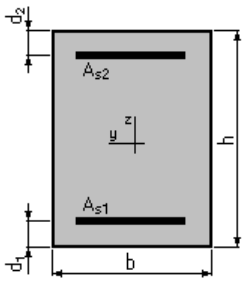
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	233,61	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	175,01	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{S1} = 42,0 (cm2)	Section théorique	A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{S\,min}$ = 5,9 (cm2)	Section maximum	$A_{S\,max}$ = 52,5 (cm2)
Théorique	ρ = 2,00 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 233,61 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 10,1 (cm)
Bras de levier: Z = 17,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 3,80 (‰)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 175,01 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,1 (cm)
Bras de levier: Z = 17,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 18,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_S = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{S\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Ferraillage VSP (Âme)

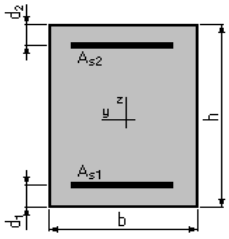
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 45,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	675,68	505,88
2.	ELS	504,70	379,20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 22,5 (cm2) Section théorique A_{S2} = 22,5 (cm2)
Section minimum $A_{S\,min}$ = 45,0 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 225,0 (cm2)
Théorique ρ = 1,00 (%)
Minimum ρ_{min} = 1,00 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 675,68 (kN) M = 505,88 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,62 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 29,9 (cm)
Bras de levier: Z = 84,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_S = 7,72 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 434,8 (MPa) comprimée: σ_S' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 504,70 (kN) M = 379,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,42
Position de l'axe neutre: y = 44,0 (cm)
Bras de levier: Z = 81,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 99,7 (MPa)
Comprimée: σ_S' = 76,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Ferraillage VSP (Hourdi Inf)

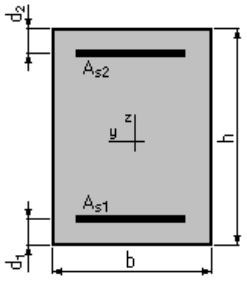
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	132,86	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	98,84	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{S1} = 19,9 (cm2)	Section théorique	A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{S\ min}$ = 19,9 (cm2)	Section maximum	$A_{S\ max}$ = 177,5 (cm2)
Théorique	ρ = 0,28 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2,37 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 132,86 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,50 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,8 (cm)
Bras de levier: Z = 69,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,72 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 98,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,15
Position de l'axe neutre: y = 17,8 (cm)
Bras de levier: Z = 65,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_S = 12,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{S\ lim}$ = 241,0 (MPa)

Ferraillage Mur garde grève

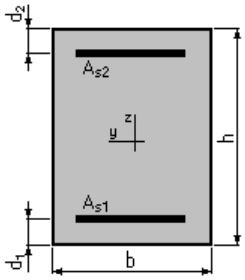
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 40,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	153,06	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	114,30	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{S1} = 10,8 (cm2)	Section théorique	A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{S\ min}$ = 10,8 (cm2)	Section maximum	$A_{S\ max}$ = 96,0 (cm2)
Théorique	ρ = 0,28 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2,40 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 153,06 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,83 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,6 (cm)
Bras de levier: Z = 92,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,98 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 114,30 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,78
Position de l'axe neutre: y = 24,1 (cm)
Bras de levier: Z = 88,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier Tendue: σ_S = 20,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{S\ lim}$ = 215,6 (MPa)

Ferraillage Mur Frontal

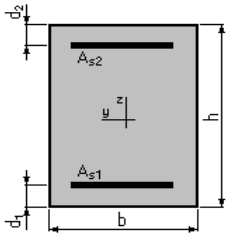
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 220,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	921,66	-123,73
2.	ELS	682,71	-91,65

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 22,0 (cm2) Section théorique A_{S2} = 22,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 44,0 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 1100,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,20 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 921,66 (kN) M = -123,73 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 31,63 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 94,3 (cm)
Bras de levier: Z = 58,3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_S = 0,06 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_S = 12,3 (MPa) comprimée: σ_S' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 682,71 (kN) M = -91,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 33,74
Position de l'axe neutre: y = 114,9 (cm)
Bras de levier: Z = 58,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Comprimée: σ_S' = 7,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim}$ = 215,6 (MPa)

Ferraillage du pieu

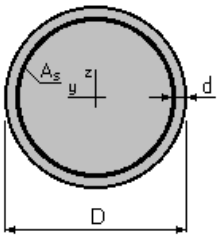
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 7,5 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	1811,80	614,32	0,00
2.	ELS	1342,10	614,32	0,00
3.	ELA	1422,60	921,51	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)
Théorique ρ = 1,00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU **N = 1811,80 (kN)** **M_y = 614,32 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,71 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 75,9 (cm)
Bras de levier: Z = 77,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,68 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s =335,2 (MPa)
Comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS **N = 1342,10 (kN)** **M_y = 614,32 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,63
Position de l'axe neutre: y = 64,1 (cm)
Bras de levier: Z = 85,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 55,8 (MPa)
Comprimée: σ_s' = 65,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 1422,60 (kN)** **M_y = 921,51 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,60 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 51,8 (cm)
Bras de levier: Z = 87,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 4,08 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s =500,0 (MPa)
Comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)