

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
FERROVIAIRE OA 34
DU PK 127+927 AU PK 128+202,00 DE LA LIGNE
MINIERE ENTRE BOUCHEGOUF ET SOUK
AHRAS**

Présenté par :

Noufel hocine AROUCHE
Lydia LAHMAR

Encadré par :

Dr. Mohamed AMIEUR
Co / Mr. Abd El Krim SETTOUF

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Au nom d'Allah, le Clément et le Miséricordieux, qui m'a accordé la force, la patience et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je dédie ce projet de fin d'études à :

Ma chère mère, **ARROUCHE Aïcha**, pour son amour inconditionnel, ses sacrifices, son soutien constant et ses prières qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours.

Mon cher père, **ARROUCHE Fateh**, pour ses efforts, ses conseils, son encouragement et toutes les valeurs qu'il m'a transmises.

À mon frère jumeau, **SOHEIB**, sa présence à mes côtés et tous les moments de complicité qui ont marqué mon parcours. À ma sœur **OUMAIMA**, à qui je souhaite beaucoup de réussite, de courage et de succès dans son baccalauréat et dans tous ses projets futurs. Ma sœur **RAHMA**, pour son affection sincère, et les encouragements qui ont toujours été une source de motivation pour moi.

Une pensée toute particulière à mon grand-père, **ARROUCHE Ahmed**. Bien qu'il ne soit plus parmi nous, son souvenir demeure vivant dans nos cœurs. Que Dieu lui accorde Sa miséricorde et l'accueille dans Son vaste paradis.

À la famille de mon père et ma mère, notamment mon grand-père, mes grand-mères, mes tantes et mes oncles, pour leur présence, leurs conseils et leurs suivis.

À ma binôme, **LAHMAR Lydia**, avec qui j'ai partagé cette aventure académique. Je la remercie sincèrement pour son sérieux, sa motivation, sa disponibilité et son implication tout au long de la réalisation de ce projet. Je lui souhaite une brillante réussite dans sa carrière professionnelle et dans tous ses projets futurs.

À mes chers amis et camarades de promotion : **BOUNEKTA Aya**, **HAMMOUDI Lina**, **IDOUGH I Hani**, **HAMIDI Samah Kenza**, **TOUATI Ikram**, **SAKHRI Anissa** et **BELLI Salah Eddine**, **MECHMACHE Bessam** pour leur amitié sincère, leur soutien et les agréables moments partagés durant nos années d'études.

Que ce travail soit le témoignage de ma gratitude envers toutes les personnes qui m'ont soutenu, encouragé et accompagné de près ou de loin dans cette réussite.

Arouche Noufel Hocine

Dédicace

In the name of Allah, the Most Gracious, the Most Merciful. All praise and gratitude belong to Allah, for granting me the strength, patience, and guidance to complete this work.

I dedicate this work to:

My dear mother, **Ben Ghenissa Assia**. There are not enough words to describe her unconditional love and support, the warm home she created and carried for us, and the hard work she did as both a working woman and a caring mother. May Allah keep you by my side, healthy and happy, until we grow old together. May Allah give me the time and the opportunity to repay even a small part of what I owe you. I love you.

My dear father, **Lahmar Mohamed (Nabil)**. I would be lying if I said I did not fall in love with this field because of you. A part of me has always wanted to resemble you. We already have so much in common, and now we share even more. I love hearing “like father, like daughter” when I tell people that I work in construction. Thank you for all your support and for the values you taught me since I was little. Thank you for helping me become an opinionated woman with a strong character. May Allah keep you healthy, happy, and wise.

My angel in the sky, my nanna, **Toma**. May your soul rest in peace. I wish you had been with me through all my ups and downs, but I carry you in my heart at all times. Until we meet again.

My brothers and sisters, **Choukri, Rokia, Wassim, and my little one Ines Amina**, thank you for your support, your unconditional love, and all the memories we have shared together. I love you all. May Allah keep us close and merciful toward one another. May you live long and happy lives.

To my cousins, **Ben Ghenissa Doua and Amoula, and Lahmar Lina and Sara, dhikra** thank you for all the support, love, laughter, and unforgettable memories.

My childhood friends, **Hadil and Lydia, Rihen and Anis**, thank you for being such an important part of my childhood, my precious memories, my laughter, and my happiness.

To my binôme, **Arouche Noufel Hocine**, thank you for being such a good friend, tutor, and secret keeper. Thank you for all your hard work, patience, and tolerance. I wish you the very best of luck in the next chapters of your life.

To my school friends, **Samah, Aya, Lyna, Narimen, Anissa, Ikram, Djamila, Nessrin, Marylin, Kamelia, Safaa, Mahmoud, Salah, and Bessam**, thank you for being the reason I laughed every day, for making difficult times seem lighter and easier, and for being good friends, great listeners, wonderful company, and a source of motivation.

To my residence friends, **Maroua, Zozo, Asma, Warda, Nor, Hadjer, and Imen**, thank you for making me feel at home even though home was more than 400 km away. Thank you for every time you made me laugh, listened to my complaints, fed me, and took care of me when I was sick. I love you all. May Allah keep you healthy and happy, bless you with good paying jobs and rich husbands.

Finally, I want to thank myself for not giving up, for working hard, and for staying motivated throughout all these years to achieve this goal and become an engineer. For making my parents proud, for striving to be a role model for my little sister, and for honoring my teachers and their hard work.

Lahmar Lydia

Remerciements

En premier lieu, je loue Allah, le Très-Haut, pour les bienfaits qu'Il m'a accordés, ainsi que pour la force, la persévérance et la sérénité qu'Il m'a insufflées tout au long de mon parcours universitaire. Sa guidance et Son soutien m'ont permis de surmonter les difficultés et de mener à bien ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à **Dr. AMIEUR Mohamed**, enseignant et encadreur de ce projet, pour son accompagnement précieux, ses conseils avisés, sa disponibilité et la confiance qu'il m'a accordée tout au long de cette étude. Son expertise, sa rigueur scientifique et son soutien constant ont été d'une aide inestimable dans l'aboutissement de ce mémoire.

J'adresse également mes sincères remerciements à **Mr. SETTOUF**, ingénieur et co-encadreur, pour son encadrement, ses orientations pertinentes, ainsi que pour le temps qu'il a consacré au suivi de ce travail. Ses remarques constructives et son expérience professionnelle ont grandement contribué à l'amélioration de cette étude.

Mes remerciements s'étendent à l'ensemble des ingénieurs de la SERO-EST, pour leur accueil, leur disponibilité, leur aide précieuse et les connaissances pratiques qu'ils ont partagées avec moi durant la période de réalisation de ce projet.

Je tiens aussi à remercier chaleureusement l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP) pour la qualité de leur enseignement, leur dévouement et les connaissances qu'ils m'ont transmises tout au long de ma formation. J'adresse une reconnaissance particulière à **Mme.MAHIAOUI Mahdia**, cheffe du département Infrastructures de Base, pour ses efforts et son engagement au service des étudiants et de la formation.

Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont également à **BOUZIANE Ayoub, HEBBACHE Aymen et HENNA Youcef**, anciens étudiants de notre école et aujourd'hui ingénieurs, pour leurs conseils avisés, leur disponibilité et leur aide précieuse qui ont enrichi notre expérience.

Mes remerciements vont également au département Infrastructures de Base, en particulier à **Mme.MAKOUDI Imane, Mme.BOUREBIA Mehdi**a et **Mme.LOUNAS Sabrina** pour leur disponibilité, leur soutien et leur contribution au bon déroulement de mon parcours universitaire.

Enfin, je remercie du fond du cœur toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce projet et m'ont apporté leur soutien moral, technique ou académique.

À tous, j'adresse mes plus sincères remerciements.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى إجراء دراسة وتصميم شاملين لجسر يقع عند النقطة الكيلومترية 128+064.5، والمعروف باسم OA34، بولاية سوق أهراس، في إطار مشروع خط السكة الحديدية المنجمية الرابط بين بوشقوف وسوق أهراس. وقد تمت دراسة ومقارنة ثلاثة حلول إنشائية تتمثل في: جسر بالعوارض، وجسر مختلط (فولاذ-خرسانة)، وجسر صندوقي. وبالاعتماد على تحليل متعدد المعايير يأخذ بعين الاعتبار الجوانب التقنية والاقتصادية، تم اختيار الحل الأكثر ملاءمة، والمتمثل في جسر صندوقي ذي ارتفاع ثابت يُنفَّذ وفق طريقة البناء بالكوابل المتعاقبة. شملت الدراسة تصميم البنية الفوقية والبنية التحتية للمنشأ، مع حساب قوى الإجهاد المسبق وتحليل الاستجابة الزلزالية للجسر. وقد أُنجِزت عمليات التحليل والتحقق باستعمال برامج متخصصة في الحساب الإنشائي، وذلك وفقاً للمعايير واللوائح المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة سابقة الإجهاد، البناء بالكوابل المتعاقبة، التحليل الزلزالي، البنية الفوقية، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail vise à réaliser une étude et un dimensionnement complets d'un pont situé au point kilométrique 128+064,5, dénommé OA34, dans la wilaya de Souk Ahras, dans le cadre du projet de liaison ferroviaire minière entre Bouchegouf et Souk Ahras. Trois solutions structurelles ont été analysées et comparées : un pont à poutres, un pont mixte et un pont-caisson. Sur la base d'une analyse multicritère intégrant les aspects techniques et économiques, la variante la plus adaptée a été retenue, à savoir un pont-caisson à hauteur constante réalisé selon la méthode de construction par encorbellements successifs. L'étude a porté sur le dimensionnement de la superstructure et de l'infrastructure de l'ouvrage, incluant le calcul des efforts de précontrainte ainsi que l'évaluation du comportement de la structure sous sollicitations sismiques. Les analyses et vérifications ont été effectuées à l'aide de logiciels de calcul spécialisés, conformément aux normes et règlements en vigueur en Algérie.

Mots-clés : béton précontraint, construction par encorbellements successifs, analyse sismique, superstructure, infrastructure.

Abstract

This work aims to carry out a comprehensive study and design of a bridge located at chainage PK 128+064.5, designated as OA34, in the province of Souk Ahras, within the framework of the mining railway project connecting Bouchegouf and Souk Ahras. Three structural alternatives were analyzed and compared: a girder bridge, a composite bridge, and a box-girder bridge. Based on a multicriteria analysis considering both technical and economic aspects, the most suitable solution was selected, namely a constant-depth prestressed concrete box-girder bridge constructed using the balanced cantilever method. The study covered the design of both the superstructure and the substructure, including the calculation of prestressing forces and the seismic analysis of the structure. Specialized structural analysis software was employed to perform the calculations and verifications in accordance with the standards and regulations in force in Algeria.

Keywords: Prestressed concrete, balanced cantilever construction, seismic analysis, superstructure, substructure

SOMMAIRE

INTRODCUTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	2
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET	2
I.2.1. Situation du projet.....	2
I.3. DONNEES DE PROJET	3
I.3.1. Les données fonctionnelles	3
I.3.2. Les Données Naturelles	4
I.3.3. Les données climatiques	6
I.3.4. Les données géotechniques.....	7
I.4. CONCLUSION.....	9
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE	9
II.1. INTRODUCTION :	10
II.2. PRESENTATIONS ET PRE-DIMENTIONNEMENT DES VARIANTES	10
II.2.1. Variante 01 : Pont à poutres en béton précontraint du type VIPP	10
II.2.2. Variante 02 : Un pont mixte acier-béton à hauteur constante	14
II.2.3. Variante 03 : Pont caisson en béton précontraint à hauteur constante construit par encorbellements successifs.....	20
II.3. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES	26
II.3.1. L'exécution	26
II.3.2. L'entretien	26
II.3.3. L'esthétique	27
II.3.4. L'économie	28
II.4. CONCLUSION	28
CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL	28
III.1. INTRODUCTION.....	29
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	29
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	29
III.3.1. Béton	30
III.3.2. Armatures	33
III.3.3. Armatures de précontrainte	34
III.4. CONCLUSION	36
CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES	36
IV.1. INTRODUCTION	37

IV.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	37
IV.2.1. Charges permanentes (CP).....	37
IV.2.2. Compléments de charges permanentes (CCP)	37
IV.2.3. Surcharge d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 :2003).....	39
IV.2.4. Transmission des charges d'essieu à la structure.....	41
IV.2.5. Charges horizontales	43
IV.2.6. Actions accidentelles.....	45
IV.2.7. Action naturelle (NF EN 1991-1-5: 2004).....	47
IV.3. COMBINAISONS D'ACTIONS ET DE COEFFICIENTS PARTIELS APPROPRIES	48
IV.3.1. Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples.....	48
IV.3.2. Les combinaisons de charges	50
CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER.....	50
V.1. INTRODUCTION.....	51
V.2. LES PHASES DE CONSTRUCTION DU TABLIER	51
V.3. CHARGES ET SOLLICITATIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION.....	54
V.3.1. Poids propre de fléaux.....	54
V.3.2. Charge due au vent	54
V.3.3. Charge de chantier connues.....	54
V.3.4. Charges de chantier aléatoires	55
V.3.5. Actions accidentelles.....	55
V.4. COMBINAISONS D'ACTION	55
V.4.1. Type 01 (Combinaison en situation temporaire de construction)	55
V.4.2. Combinaison accidentelle de construction (type B).....	56
V.4.3. Evaluation des efforts.....	56
V.5. STABILISATION DU FLÉAU PAR CLOUAGE PRÉCONTRAINTE	56
V.5.1. Calcul du nombre de câbles de clouage	57
V.5.2. Calcul de la surface des cales	58
V.6. CONCLUSION	60
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	61
VI.1. INTRODUCTION	61
VI.1.1. Câbles de fléau	61
VI.1.2. Câbles de continuité.....	61
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU.....	61
VI.2.1. Evaluation de l'effort de précontrainte P0	61

VI.2.2. Evaluation de l'effort de précontrainte P	62
VI.2.3. Disposition et enrobage des câbles	63
VI.2.4. Disposition des encrages	64
VI.2.5. Tracé des câbles en plan.....	65
VI.2.6. Tracé des câbles en élévation.....	66
VI.3. ÉTUDE DE LA PRECONTRAINTES DE CONTINUITE	70
VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale	70
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travées de rive.....	74
VI.4. ÉVALUATION DES PERTES DE PRECONTRAINTES	77
VI.4.1. Perte de tension instantanées.....	77
VI.4.2. Pertes de tension différées.....	79
VI.4.3. Pertes déferées totales	81
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES	81
VI.5.1. Vérification des contraintes en phase de construction	82
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service	83
VI.5.3. Vérification pendant le bétonnage du clavage	83
VI.5.4. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.....	84
VI.5.5. Vérification de la flèche	87
CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE	87
VII.1. INTRODUCTION	90
VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX.....	90
VII.2.1. Modélisation	90
VII.2.3. Ferrailage	90
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT	91
VIII.1. INTRODUCTION.....	97
VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE	97
VIII.3. SPECTRE DE REPONSE.....	97
VIII.4. MODES SIGNIFICATIFS	99
VIII.5. EFFORTS ET DEPLACEMENTS DES PILES « COMBINAISON ELAY2 »	99
VIII.6. EQUIPEMENT DU PONT	100
VIII.6.1. Appareil d'appui.....	100
VIII.6.2. Limite d'utilisation	100
VIII.6.3. Appareil d'appui a pot.....	101
VIII.6.4. Des d'appuis	108

VIII.6.5. JOINTS DE DILATATION	111
VIII.6.6. EVACUATION DES EAUX	113
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	108
IX.1. INTRODUCTION	114
IX.2. ETUDE DE LA PILE	114
IX.2.1. Choix de type de pile	114
IX.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (BAEL page 110)	115
IX.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile 04 (la pile la plus sollicitée)	116
IX.2.4. FERRAILLAGE DE LA PILE	116
IX.3. ETUDE DE LA CULEE	121
IX.3.1. Choix du type de culée.....	121
IX.3.2. Prédimensionnement de la culée.....	121
IX.3.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée	122
IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée.....	125
IX.4. ETUDE DES FONDATIONS	129
IX.4.1. Prédimensionnement des fondations.....	129
IX.4.2. Principe de calcul de profondeur des pieux	129
IX.4.3. Calcul des résistances q_p et q_s à partir des essais au pressiometre menard	130
IX.4.4. Effet du groupe.....	133
IX.4.5. Charge de fluage	134
IX.4.6. Détermination de la profondeur des pieux.....	134
IX.4.7. Ferrailage des pieux	136
IX.5. ETUDE DE LA SEMELLE	137
IX.5.1. Les dimensions de la semelle.....	137
IX.5.2. Ferrailage de la semelle sous la pile	138
CONCLUSION GENERALE	142

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire	2
Figure I.2 : Tracé en plan	3
Figure I.3 : Profil en long	3
Figure I.4 : Profil en travers	4
Figure I.5 : Carte de zonage sismique en Algérie	5
Figure I.6 : La température moyenne maximale et minimale à Souk Ahras d'après le site web Weather Spark	7
Figure I.7 : Coupe lithologique	9
Figure II.1 : Coupe longitudinale variante 01	10
Figure II.2 : : Dimensions de la section de la poutre.....	11
Figure II.3 : Coupe longitudinale variante 02	15
Figure II.4 : Coupe transversale des poutres	17
Figure II.5 : Coupe longitudinale variante 03	20
Figure II.6 : Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant.....	21
Figure II.7 : Coupe transversale du voussoir.....	23
Figure III.1: Diagramme contrainte – déformation du béton en compression	31
Figure III.2 : : Diagramme contrainte – déformation de l'acier	33
Figure III.3 : Classe de justification de la précontrainte	35
Figure IV.1 : Modèle de charge 71	39
Figure IV.2 : Modèle de charges SW /0 et SW/2.....	40
Figure IV.3 : Excentricité des charges verticales	41
Figure IV.4 : Répartition longitudinale d'une force ponctuelle	41
Figure IV.5 : Répartition transversale des charges par les travers et ballast -voie.....	42
Figure IV.6 : la portée déterminante des poutres principales selon le type de tablier	43
Figure IV.7 : Situation I de calcul de déraillement	46
Figure IV.8 : Situation II de calcul de déraillement	46
Figure IV.9 : : graphe de la variation de température en fonction de type du tablier	47
Figure IV.10 : Les groupes de charges.....	49
Figure V.1 : Situation temporaire de construction à considérer.....	55
Figure V.2 : Situation accidentelle de construction à considérer.	56
Figure V.3 : Géométrie du système de clouage.	56
Figure V.4 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.	59
Figure VI.1 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1 (KN.m)	62

Figure VI.2 : : Disposition des câbles et ancrages de fléau.....	63
Figure VI.3 : Disposition des ancrages selon Freyssinet	64
Figure VI.4 : Tracée en plan des câbles de fléau	66
Figure VI.5 : Tracé en élévation des câbles de fléau	66
Figure VI.6 : Tracé en plan de câbles de fléau.....	69
Figure VI.7 : Tracé en élévation de câbles de fléau	69
Figure VI.8 : Disposition des câbles et ancrages de continuité.....	71
Figure VI.9 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée principale	73
Figure VI.10 :Tracé en élévation de câbles de continuité de travée principale	73
Figure VI.11 : Disposition des câbles et ancrages de rive	74
Figure VI.12 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée de rive	76
Figure VI.13 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive	76
Figure VI.14 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage.....	83
Figure VI.15 : La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL).....	88
Figure VI.16 : La valeur de la flèche à long terme par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)....	89
Figure VII.1 : Modèle de Calcul du VSP	90
Figure VII.2 : Sections à justifier	91
Figure VII.4 : Moment fléchissant transversale du VSP à ELS (KN.m)	93
Figure VII.3 : Moment fléchissant transversale du VSP à ELU (KN.m).....	93
Figure VII.5 : Ferrailage passif du VSP	94
Figure VII.7 : Moment fléchissant transversale du VSC à ELS (KN.m).....	95
Figure VII.6 : : Moment fléchissant transversale du VSC à ELU (KN.m)	95
Figure VII.8 : Ferrailage passif du VSC	96
Figure VIII.1 : Spectre de réponse horizontale	98
Figure VIII.2 : Spectre de réponse Verticale.....	98
Figure VIII.3 Le Domaine d'utilisation des différents appareils d'appuis	100
Figure VIII.4 Schéma illustratif d'un appareil d'appui a pot.....	101
Figure VIII.5 : Conditions d'appuis.....	102
Figure VIII.6 : Catalogue des appareils d'appui glissant MONO	106
Figure VIII.7 : Catalogue des appareils d'appui glissant MULTIPLE	106
Figure VIII.8 : Catalogue des appareils d'appui glissant MONO	107
Figure VIII.9 : : Catalogue des appareils d'appui glissant MULTIPLE.....	107
Figure VIII.10 : Catalogue des appareils d'appui fixe.....	108
Figure VIII.11 : Ferrailage du dé d'appui	111
Figure VIII.12: Le joint garde ballast.....	113

Figure IX.1 : Dimensions de la pile la plus élancé.....	115
Figure IX.2 : Abaque de WALTHER	118
Figure IX.3 : Schéma illustratif du ferrailage de la pile.....	120
Figure IX.4 : Dimensions de la culée	122
Figure IX.5 : Poussées des terres du au mur garde-grève, mur frontal et la semelle	123
Figure IX.6 : Modélisation de mur en retour avec logiciel ROBOT.....	127
Figure IX.7 : Ferrailage de la culée.....	128
Figure IX.8 : Différentes charges constituant la résistance ultime du pieux.....	129
Figure IX.9 : Détermination de la valeur de K_p selon le type de sol	131
Figure IX.10 : Paramètres de calcul de P_{le}^*	131
Figure IX.11 : Courbe de q_s en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et le type de pieu	132
Figure IX.12 : Choix de l'abaque pour la détermination de q_s	133
Figure IX.13 : Ferrailage pieux	137
Figure IX.14 : Ferrailage représentatif de la semelle	141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Tableau de coefficient d'accélération de la zone I.....	6
Tableau I.2 : Caractéristiques géotechniques des sites.	6
Tableau I.3 : Répartition des essais géotechniques réalisés	7
Tableau I.4 : Caractéristiques des sondages géotechniques réalisés	8
Tableau II.1 : Récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01.	11
Tableau II.2 : Récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 01.....	12
Tableau II.3 : Récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 01.	13
Tableau II.4 : Récapitulatif du prédimensionnement de la poutre de la variante 02.....	16
Tableau II.5 : Récapitulatif du prédimensionnement de l'entretoise de la variante 02.....	17
Tableau II.6 : Récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 02.....	18
Tableau II.7 : Récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 02.	19
Tableau II.8 : Découpage des voussoirs.....	20
Tableau II.9 : Récapitulatif du prédimensionnement de la variante 03	21
Tableau II.10 : Récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 03.....	24
Tableau II.11 : Récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 03.	25
Tableau II.12 : Évaluation Multicritères des trois Variantes	28
Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques des bétons	30
Tableau III.2 : Valeurs de coefficient θ	31
Tableau III.3 : Valeurs de coefficient γ_b	31
Tableau III.4 : résistance de calcul du béton.....	32
Tableau III.5 : Module de déformation	32
Tableau III.6 : Caractéristiques des armatures passives.....	33
Tableau III.7 : Contrainte limite de l'acier.....	33
Tableau III.8 : Limitation des contraintes de l'acier à l'ELS.....	34
Tableau III.9 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.....	34
Tableau IV.1 : Poids propre des voussoirs	37
Tableau IV.2 : Récapitulatif des charges permanentes complémentaires du tablier.....	39
Tableau IV.3 : valeurs caractéristiques des charges verticales SW/0 et SW/2	40
Tableau IV.4 : Les valeurs caractéristiques de gradient thermique	48
Tableau V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau (phase 1-2).....	51
Tableau V.2 : Cheminement de la réalisation d'un fléau (phase 3-5).....	52
Tableau V.3 : Cheminement de la réalisation d'un fléau (phase 6-8).....	53
Tableau V.4 : évaluation du poids propre de chaque phase	54
Tableau V.5 : Evaluation Des efforts max.	56

Tableau V.6 : Résultats de calcul M/N	57
Tableau V.7 : Valeurs limites de contrainte de compression	58
Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section	63
Tableau VI.2 : Valeurs caractéristiques des dimensions a et b	65
Tableau VI.3 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau	67
Tableau VI.4 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau	68
Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale	71
Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale	72
Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale	72
Tableau VI.8 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive	74
Tableau VI.9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive	75
Tableau VI.10 : : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée de rive	75
Tableau VI.11 : Récapitulatif des pertes de précontrainte au niveau de l'axe du VSP.	81
Tableau VI.12 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction	82
Tableau VII.1 : Sollicitations maximales dans VSP	91
Tableau VII.2 : Sollicitations maximales dans VSC	91
Tableau VII.3 : Ferrailage passif du VSP	93
Tableau VII.4 : Ferrailage passif du VSC	95
Tableau VIII.1 : Sollicitations des piles	99
Tableau VIII.2 : Déplacements en tête des piles	99
Tableau VIII.3: Descente de charge du tablier sur l'appareil d'appui	102
Tableau VIII.4 : Les efforts verticaux pour un appareil d'appui à pot	103
Tableau VIII.5 : Surface Sp du pot	103
Tableau VIII.6 : Surface Sc du coussin	103
Tableau VIII.7 : charge horizontale dans les appuis glissants	104
Tableau VIII.8 : Coefficient α selon le guide SETRA	104
Tableau VIII.9 : Exigences a respecter pour le choix des appareils d'Appius	105
Tableau VIII.10: Choix des appareils d'appuis commerciaux	108
Tableau VIII.11 : Dimensions des appareils d'appui	109
Tableau VIII.12 : Récapitulatif des ferrailages des dés d'appui	110
Tableau IX.1 : Caractéristiques des piles	115
Tableau IX.2 : Vérification du flambement de la pile 3	116
Tableau IX.3 : : Les efforts agissants sur la pile 04.	116
Tableau IX.4 : Récapitulatif du ferrailage longitudinal de la section.	118
Tableau IX.5 : Ferrailage de la pile	119

Tableau IX.6 : Prédimensionnement de la culée.....	121
Tableau IX.7 : Evaluations des efforts de la culée.....	124
Tableau IX.8 : Sollicitations sur le mur frontal.....	125
Tableau IX.9 : Ferrailage de mur frontal	125
Tableau IX.10 : Sollicitations sur le mur garde grève.....	126
Tableau IX.11 : Ferrailage de mur garde grève	127
Tableau IX.12 : Ferrailage de mur en retour	128
Tableau IX.13 : Sondage et essai correspondant à chaque fondation.	130
Tableau IX.14 : Coefficient d'efficacité pour chaque groupe de pieux.....	134
Tableau IX.15 : Sollicitations à la base de la semelle.....	135
Tableau IX.16 : Résistance de groupe de pieux selon les profondeurs choisies.....	135
Tableau IX.17 : Chargements admissible à l'ELS et l'ELU.	136
Tableau IX.18 : Sollicitations revenant à chaque pieux.....	136
Tableau IX.19 : Les dimensions de la semelle	138
Tableau IX.20 : Vérification des conditions d'utilisation de la méthode des bielles	138
Tableau IX.21 : Ferrailage transversales de la semelle sous culées.....	139
Tableau IX.22 : Ferrailage transversales de la semelle sous piles 02 et 03	139
Tableau IX.23 : Ferrailage transversales de la semelle sous piles 01 et 04	139
Tableau IX.24 : Récapitulatif de ferrailage transversales des semelles	139
Tableau IX.25 : Récapitulatif de ferrailage des semelles sous culées	140
Tableau IX.26 : Récapitulatif de ferrailage des semelles sous piles 01 et 04	140
Tableau IX.27 : Récapitulatif de ferrailage des semelles sous culées sous piles 01 et 04....	141

LISTE DES ABREVIATION

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
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.
Fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
Fe : Limite d'Elasticité de l'acier.
fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
Ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
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.
UIC : Union internationale des chemins de fer.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
 σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
 σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
 σ_{inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_s : Contrainte limite de l'acier.
 σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 ΔT : Variation uniforme de la température
 $\Delta \theta$: Gradient thermique.
 ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
19T15 : 19 Torons de 15 mm de diamètre.
LRS : long rail soudé.
PTFE : Polytétrafluoroéthylène.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODCUTION GENERALE

Les infrastructures de transport constituent un levier fondamental du développement économique et social d'un pays. Parmi elles, le réseau ferroviaire occupe une place stratégique grâce à sa capacité à assurer le transport efficace des personnes et des marchandises sur de longues distances, tout en favorisant l'intégration territoriale, la réduction des coûts logistiques et le développement durable. Dans cette perspective, l'Algérie a engagé un vaste programme de modernisation et d'extension de son réseau ferroviaire, visant à renforcer la connectivité entre les différentes régions du pays et à soutenir l'exploitation de ses ressources naturelles.

Ce programme ambitieux prévoit la réalisation de plusieurs milliers de kilomètres de voies ferrées ainsi que la construction d'infrastructures ferroviaires majeures. Parmi les projets les plus importants figurent les lignes minières stratégiques destinées à relier les zones d'exploitation aux centres industriels et portuaires. La réalisation de ces nouvelles lignes implique toutefois le franchissement de nombreux obstacles naturels et artificiels tels que les vallées, les oueds, les ravins, les routes et les voies existantes, rendant indispensable la construction d'ouvrages d'art adaptés.

Les ponts et viaducs ferroviaires représentent ainsi des éléments essentiels du réseau de transport. Leur conception constitue un défi technique majeur, car ils doivent satisfaire simultanément des exigences de sécurité, de durabilité, de fonctionnalité, d'économie et d'intégration environnementale. Le choix du type d'ouvrage, de son système structurel et de sa méthode de construction dépend de nombreux paramètres tels que la topographie du site, les contraintes géométriques, les conditions géotechniques, les charges d'exploitation et les exigences de maintenance.

Le présent mémoire s'inscrit dans ce contexte et porte sur l'étude et le dimensionnement d'un pont ferroviaire situé au PK 128+064.5, dénommé OA34, dans le cadre du projet de la liaison ferroviaire minière entre Bouchegouf et Souk Ahras. L'ouvrage étudié a pour rôle d'assurer la continuité de la ligne ferroviaire tout en franchissant les obstacles naturels présents sur le tracé. Compte tenu des contraintes topographiques, géométriques et techniques du site, plusieurs solutions structurelles ont été envisagées et comparées afin d'identifier la variante la plus appropriée sur les plans technique et économique.

L'objectif principal de cette étude est de concevoir un ouvrage répondant aux exigences réglementaires en vigueur tout en garantissant la sécurité, la stabilité et la pérennité de la structure. Pour atteindre cet objectif, une analyse détaillée des différentes composantes de l'ouvrage a été menée, incluant le choix de la solution structurelle, le dimensionnement des éléments de la superstructure et de l'infrastructure, l'étude de la précontrainte ainsi que la vérification des états limites sous différentes sollicitations, notamment sismiques.

À travers ce travail, nous cherchons à mettre en œuvre les connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur tout en proposant une solution technique rationnelle et performante, capable de répondre aux besoins actuels et futurs du développement du réseau ferroviaire national.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Lors de l'étude d'un ouvrage d'art, il est essentiel de prendre en compte l'ensemble des données nécessaires afin de garantir le niveau d'exigence requis en termes de qualité, de sécurité et de confort durant la phase d'exploitation du pont.

Cela implique une bonne maîtrise des différentes informations d'ordre fonctionnel, naturel et environnemental. Dans ce chapitre, nous procéderons à la collecte, à l'exploitation et à l'analyse des données relatives à notre projet.

I.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Le pont ferroviaire à concevoir et à étudier, dénommé OA 34, s'inscrit dans le cadre du projet de réalisation de la ligne minière Est reliant Annaba aux mines de Djebel Onk, sur un linéaire total de 422 km. Situé dans la wilaya de Souk Ahras, cet ouvrage assure la liaison ferroviaire minière entre Bouchegouf et Souk Ahras. Il est implanté à environ 2,8 km au nord-est de la ville de Souk Ahras et s'étend entre les points kilométriques PK 127+927,00 et PK 128+202,00.

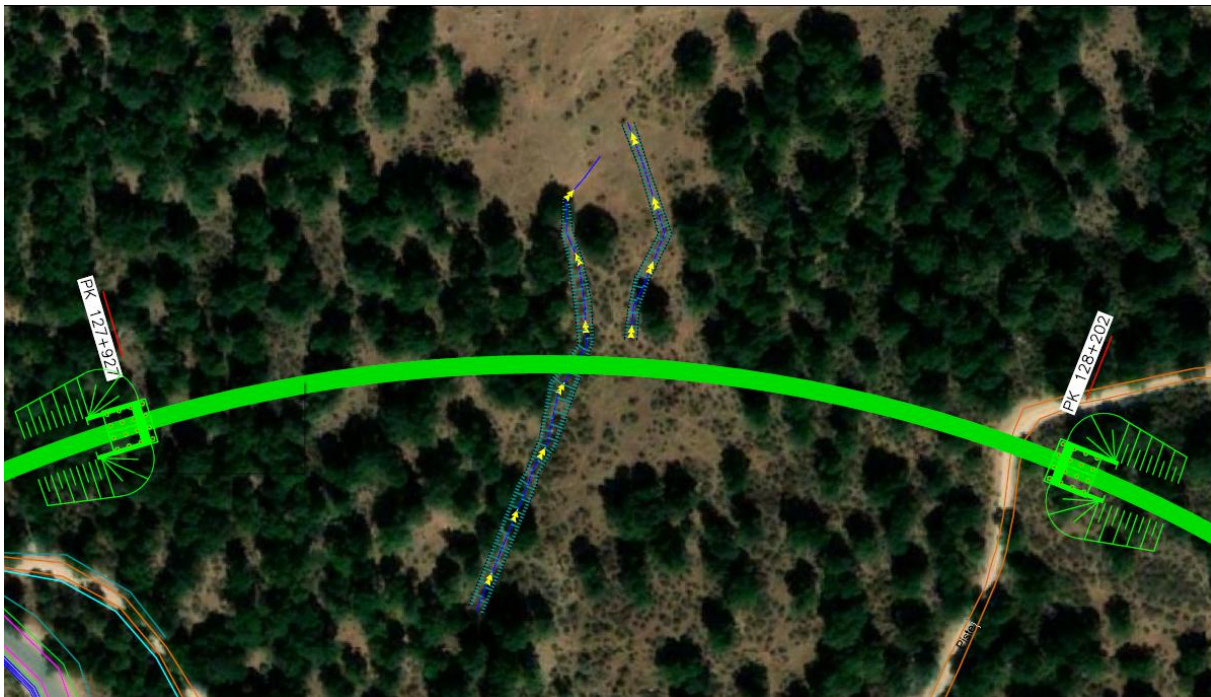


Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire

I.3. DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage, d'une longueur totale de 275 m, est implanté sur un tracé en plan constitué d'une courbe circulaire de rayon 412,78 m, comprise entre les PK 127+927,00 et 128+202,00.

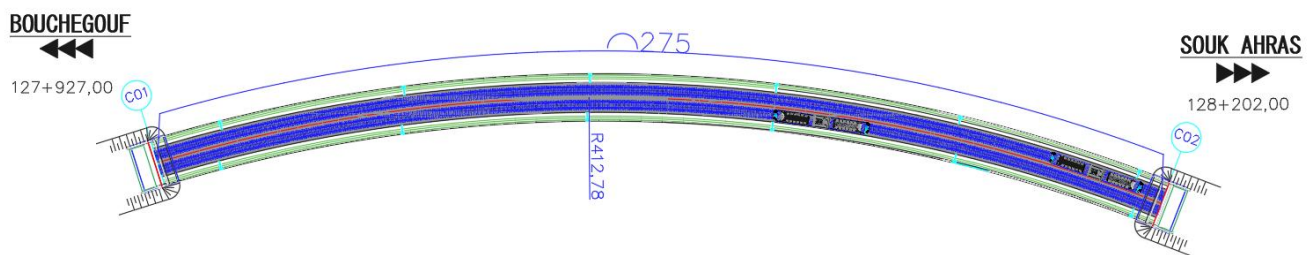


Figure I.2 : Tracé en plan

I.3.1.1. Profil en long

Le profil en long se développe selon une pente constante de 8 ‰, descendante de la culée Est vers la culée Ouest. La hauteur maximale entre le FSR et le point le plus bas de la vallée est d'environ 38.5m.

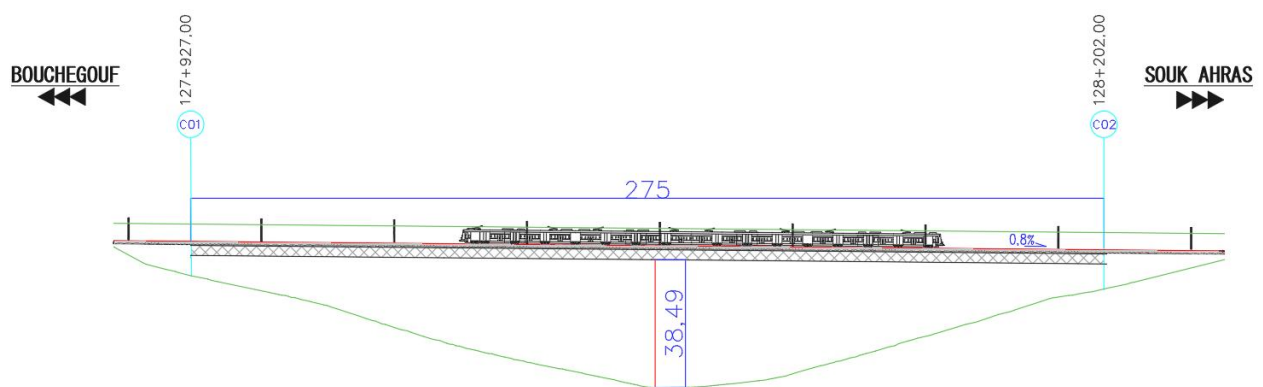


Figure I.3 : Profil en long

I.3.1.2. 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.

Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale : 12.7 m.
- Nombre de voies : 2.
- Écartement des rails : 1.5 m.
- Entraxe des deux voies : 4 m.
- Pente transversale en toit : 1.5%.

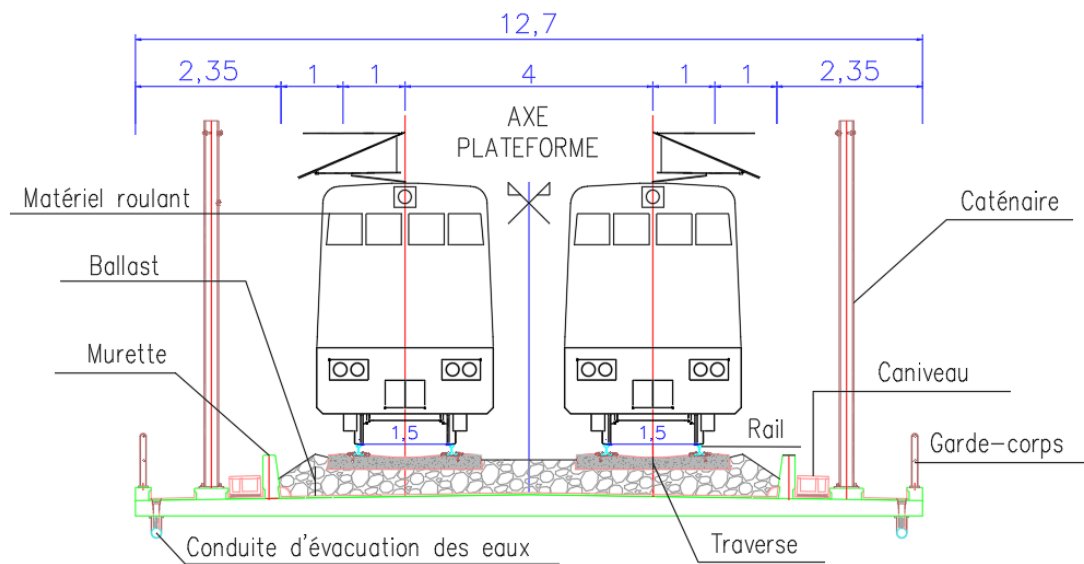


Figure I.4 : Profil en travers

I.3.2. Les Données Naturelles

I.3.2.1. Topographie

Le site d'étude se caractérise par un relief montagneux relativement accidenté. Les altitudes varient entre 701 m et 733 m, traduisant un dénivelé modéré sur l'emprise du projet.

I.3.2.2. Géologie de la région

La région de Bouchegouf, notamment en direction de Souk Ahras, se caractérise par un relief varié typique des monts de l'Atlas tellien. Elle présente un paysage composé de montagnes, de collines, de vallées et de plaines, façonné par l'érosion et l'action des cours d'eau.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Sur le plan géologique, la zone est dominée par des formations du Numidien, constituées principalement d'argiles et de grès. Le relief, résultant à la fois de l'érosion et de l'activité tectonique, est marqué par la présence de plis et de failles. Par ailleurs, la région renferme diverses ressources naturelles, notamment des matériaux argileux et des roches utilisées dans la construction.

I.3.2.1. Sismicité du site

Selon le Document Technique Réglementaire D.T.R. - B.C. 2.48 relatif aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2008), le territoire national est subdivisé en cinq (05) zones de sismicité croissante.

D'après ce zonage, la région d'étude, située dans la wilaya de Souk Ahras, appartient à la zone I, caractérisée par une sismicité élevée, avec une accélération sismique de référence $A = 0,15g$. L'ouvrage étudié est classé dans le groupe 1.

Par ailleurs, les résultats des essais pressiométriques indiquent une pression limite $Pl_{30} = 2,88$ MPa et un module pressiométrique $Ep_{30} = 20,85$ MPa. Sur cette base, le sol du site est classé en catégorie S2 (sol ferme).

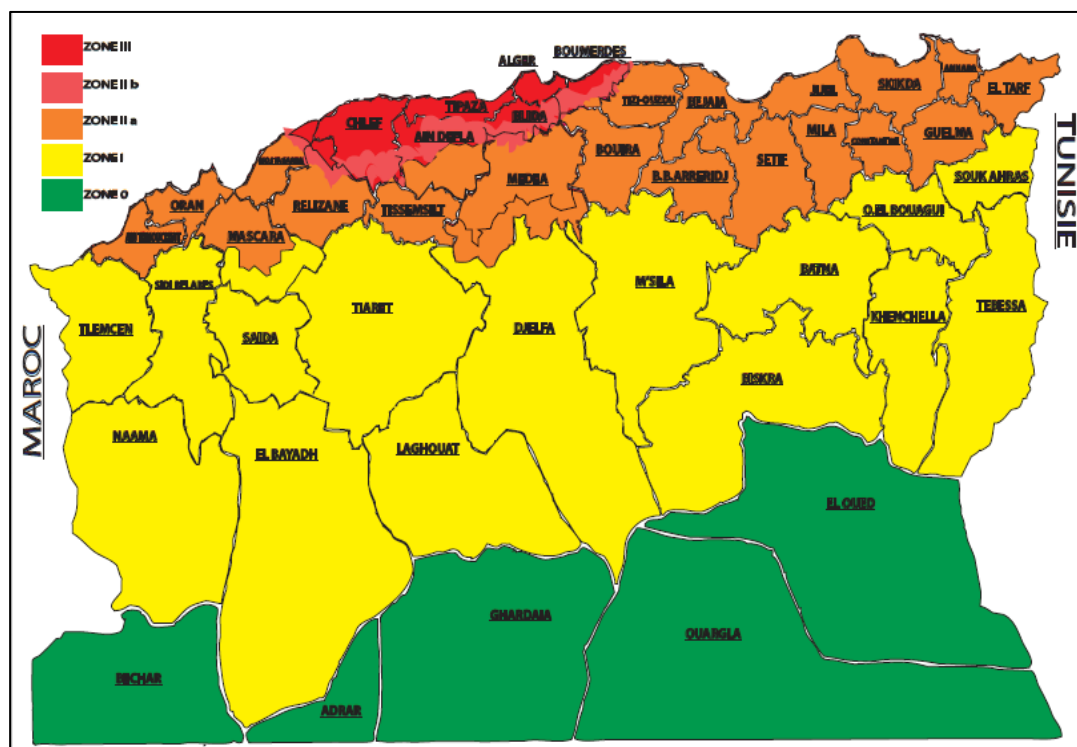


Figure I.5 : Carte de zonage sismique en Algérie

Tableau I.1 : Tableau de coefficient d'accélération de la zone I

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

Tableau I.2 : Caractéristiques géotechniques des sites.

Cat	Description		$\overline{q_c}$ (MPa) (c)	$\overline{N}$ (d)	$\overline{p_l}$ (MPa) (e)	$\overline{E_p}$ (MPa) (e)	$\overline{q_u}$ (MPa) (f)	$\overline{V_s}$ (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

I.3.2.2. Eaux superficielles et souterraines

• Eaux de surface

La zone du projet est caractérisée par la présence de ravins bien développés. Des écoulements d'eau de surface et des phénomènes de ruissellement sont généralement observés, notamment durant les périodes pluvieuses.

• Eaux souterraines

Les investigations géotechniques ont révélé la présence d'eaux souterraines à différentes profondeurs. Le niveau piézométrique stable se situe entre 7,11 m et 15,8 m.

I.3.3. Les données climatiques

I.3.3.1. Vent

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes). Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 KN/m² pour les ouvrages en service.
- 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction

I.3.3.2. Neige

L'effet de la neige n'est pas pris en considération dans les calculs des ponts.

I.3.3.3. Température

À Souk AHRAS, la température se caractérise par une forte variation saisonnière. Le mois de juillet est le plus chaud de l'année, avec une température moyenne maximale de 32 °C et une minimale de 17 °C, tandis que janvier est généralement le mois le plus froid, avec des températures comprises entre 2 °C et 12 °C. La différence de température entre ces deux mois extrêmes est de l'ordre de 20 °C.

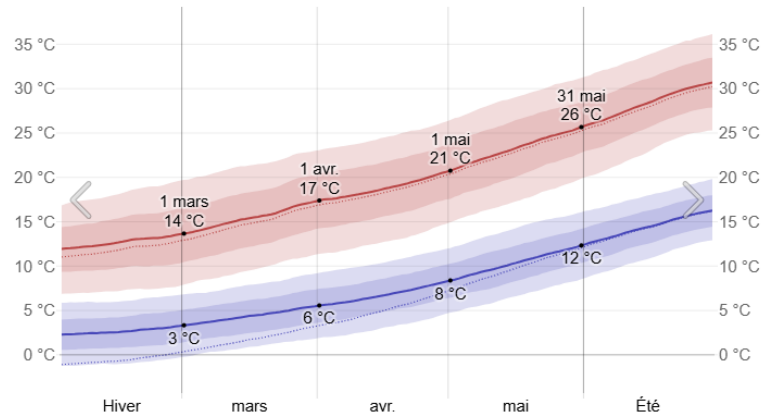


Figure I.6 : La température moyenne maximale et minimale à Souk Ahras d'après le site web Weather Spark

I.3.4. Les données géotechniques

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement souhaité. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel.

Travaux achevés

Le taux des travaux géotechniques réalisés est indiqué au Tableau :

Tableau I.3 : Répartition des essais géotechniques réalisés

Types d'essai	Quantité
Essai physiques	46
Essais mécaniques	43
Essais chimique sol	8
Essais chimique eau	2

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Tableau I.4 : Caractéristiques des sondages géotechniques réalisés

N° sondage	PK et distance	Type	X(m)	Y(m)	Altitude (m)	Un sondage de la profondeur (ou longueur) (m)
PSK127-6	PK127+927.0	PSK	402047.399	4020867.101	733.250	35.0
SK127-5	PK127+954.5	SK	402073.886	4020874.479	729.610	35.0
PSK127-7	PK127+998.5	PSK	402117.114	4020882.571	715.291	35.0
SK128-5	PK128+042.5	SK	402160.958	4020886.018	706.89	35.0
PSK128-6	PK128+086.5	PSK	402204.920	4020884.780	701.879	35.0
SK128-6	PK128+130.5	SK	402248.500	4020878.873	711.500	35.0
PSK128-7	PK128+174.5	PSK	402291.205	4020868.362	722.956	35.0
SK128-7	PK128+202.0	SK	402317.235	4020859.506	729.950	35.0

Notation utilisée : SK : sondage carotté ; PSK : sondage pressiométrique

Les résultats de ces essais, ont permis de déterminer la nature du sol que l'ouvrage devra traverser :

- Le site présente une lithologie variée dominée par des formations argileuses et gréseuses, avec des argiles brunâtres à jaunâtres, plastiques et généralement fermes, reposant sur des niveaux gréseux altérés de teinte claire à grisâtre.
- En profondeur, des horizons argileux à argileux fortement altérés apparaissent, caractérisés par des propriétés mécaniques faibles à très faibles et une sensibilité accrue aux conditions hydriques.
- D'après les résultats chimiques l'environnement est de faiblement agressif appartient à la classe XA1, Agressivité chimique faible, conditions non agressives pour le béton.

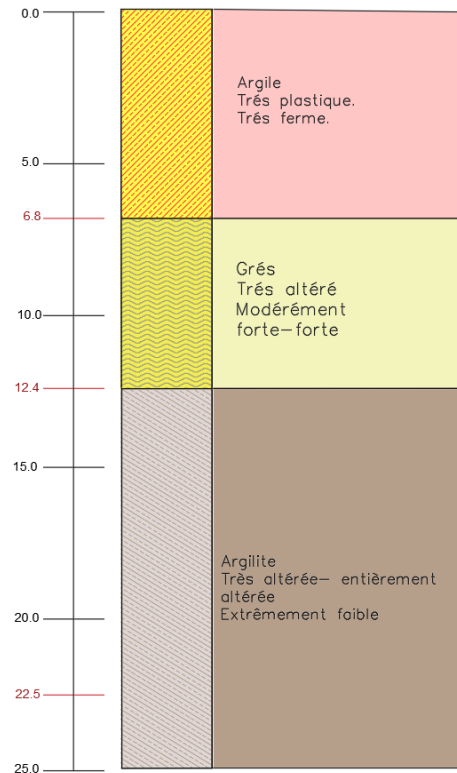


Figure I.7 : Coupe lithologique

I.4. CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, on conclut qu'il est nécessaire d'avoir des reconnaissances complètes sur le site de l'ouvrage, son implantation et ses caractéristiques, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie, la géotechnique et les conditions climatiques), afin d'assurer une bonne conception de l'ouvrage et par la suite une bonne étude.

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

II.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, trois variantes d'ouvrages parmi les solutions les plus couramment employées sont présentées :

- Variante 01 : Un pont à poutres précontraintes de type VIPP.
- Variante 02 : Un pont mixte acier-béton à hauteur variable.
- Variante 03 : Un pont caisson en béton précontraint à hauteur constante construit par encorbellements successifs

Chaque variante fera l'objet d'un prédimensionnement afin d'évaluer ses caractéristiques principales et sa faisabilité dans le contexte du projet. Une analyse multicritère sera ensuite réalisée pour comparer ces solutions et permettre le choix final de la variante la plus adaptée.

II.2. PRESENTATIONS ET PRE-DIMENTIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1. Variante 01 : Pont à poutres en béton précontraint du type VIPP

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

II.2.1.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, le pont comporte 8 travées, ce qui respecte la gamme optimale des poutres VIPP (30 à 40 m). Les deux travées de rive, à gauche et à droite, mesurent chacune 32,5 m. Les six travées centrales mesurent 35 m chacune, ce qui nous donne une longueur totale de 275 m.

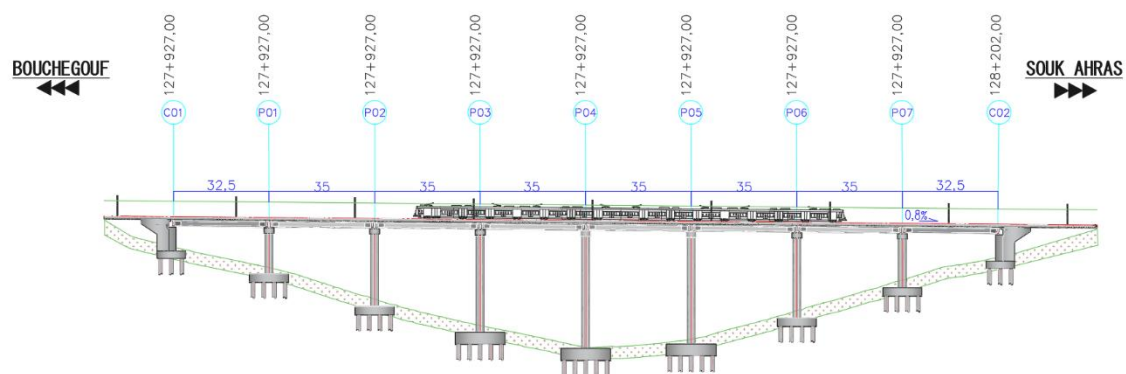


Figure II.1 : Coupe longitudinale variante 01

II.2.1.2. Conception transversale

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

Tableau II.1 : Récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{20} < H_p < \frac{L}{16}$	$H_p = 2\text{m}$
L'épaisseur de la dalle	$20 < e < 30$	$e = 30\text{ cm}$
Entraxe des poutres	$1.4\text{ m} < b_a < 2\text{ m}$	$b_a = 1.44\text{m}$
Nombre des poutres	$N = \frac{L_a}{b_a} + 1$	$N = 9\text{ poutres}$
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 H_p$	$b = 1.2\text{m}$
Epaisseur de la table de compression	$0.12\text{ m} < e < 0.15\text{m}$	$e = 0.15\text{m}$
La largeur du talon	$60\text{ cm} \leq L_t \leq 90\text{ cm}$	$L_T = 0.75\text{m}$
Epaisseur de talon	$10\text{ cm} < e_t < 20\text{cm}$	$e_t = 20\text{ cm}$
Gousset du talon	$1 < \tan(\alpha_1) < 1.5$	$\alpha_1 = 45^\circ$
Epaisseur de l'âme	Section médiane : $b_0 = 0.18 \text{ à } 0.25$	$b_0 = 0.25\text{ m}$
	Section intermédiaire	$b_0 = 0.35\text{ m}$
	Section d'about	$b_0 = 0.75\text{ m}$

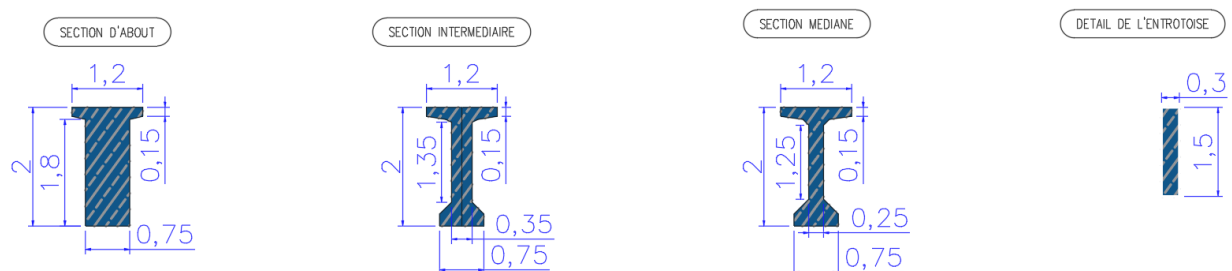


Figure II.2 : : Dimensions de la section de la poutre

II.2.1.3. Conception de l'infrastructure

➤ Pile

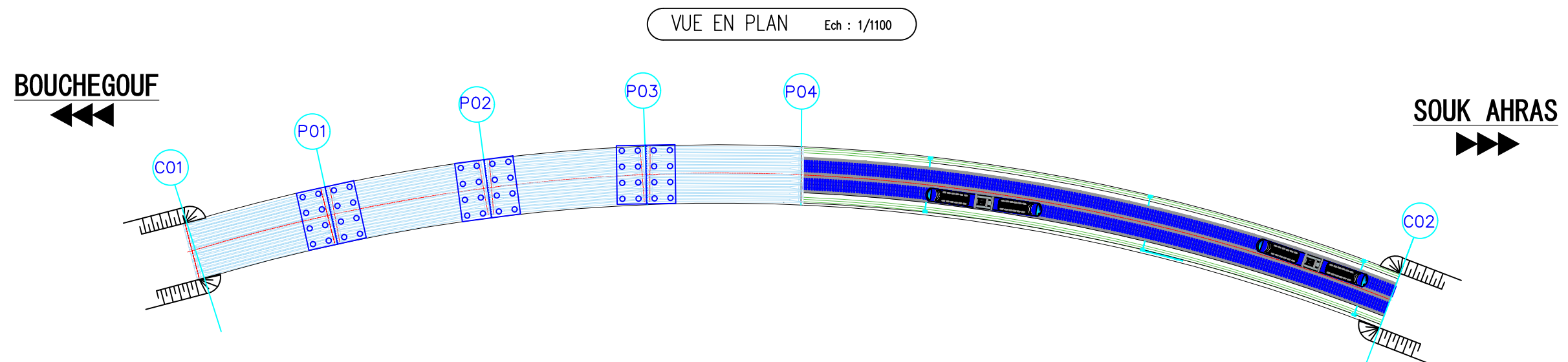
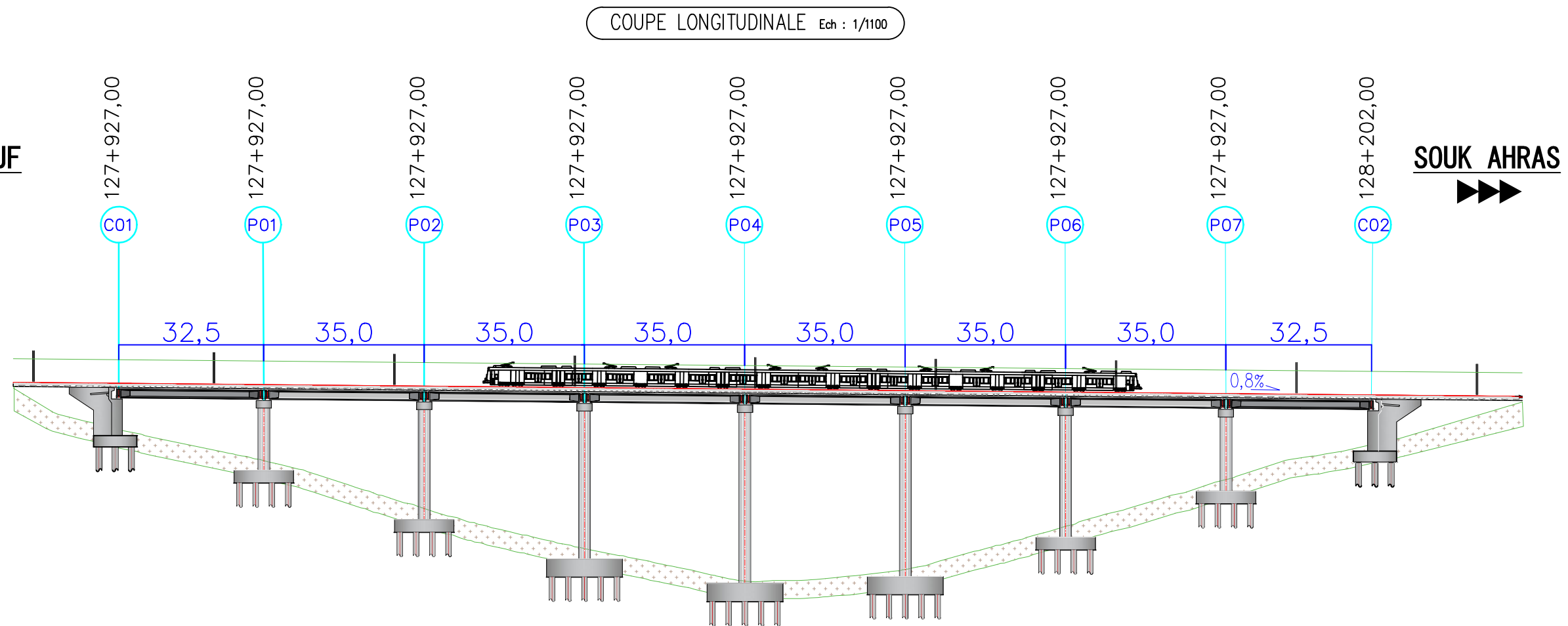
Tableau II.2 : Récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 01.

Éléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	12.7	The figure is a technical drawing of the pile foundation. It shows a cross-section of the structure. At the top is a rectangular cap (Chevêtre) with a width of 12.7m and a height of 1.70m. Below the cap are three piles (Fûts) with a diameter of 2.6m. The piles are spaced 4.23m apart, with 1.62m from the center of each pile to the edge of the cap. The total width of the pile group is 12.7m. Below the piles is a rectangular raft (Semelles) with a width of 16.8m and a height of 4m. The raft is supported by five piles (Pieux) with a diameter of 1.2m. The piles are spaced 3.6m apart, with 1.2m from the center of each pile to the edge of the raft. The total width of the pile group is 16.8m. The drawing includes dimension lines and labels for all these components and their dimensions.
	Longueur	2.4	
	Hauteur	1.70	
Fûts	Diamètre	2.6	
	Nombre	3	
	Hauteur	VARIABLE	
Semelles	Largeur	16.8	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	4	
Pieux	Nombre	5	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	VARIABLE	

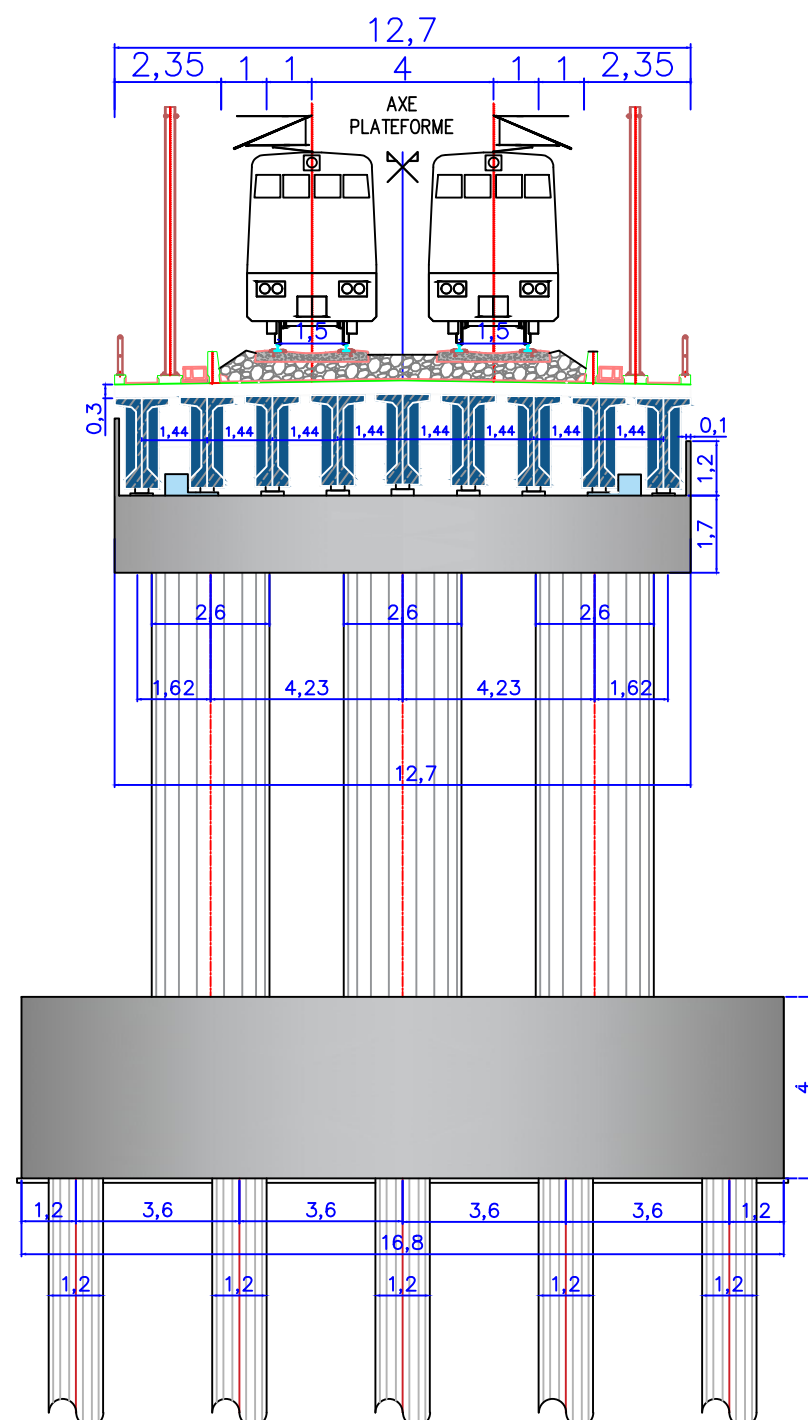
➤ Culée

Tableau II.3 : Récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 01.

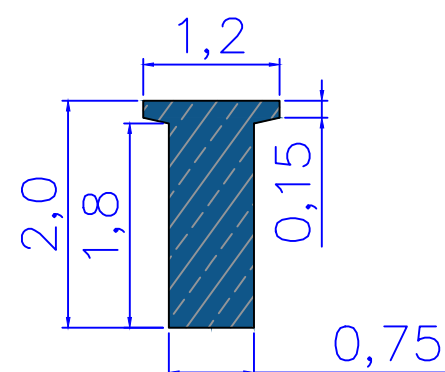
Éléments	Dimensions (m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	8.94	
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	2.4	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.53	
	Épaisseur	0.6	
Semelle	Largeur	9.6	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	VARIABLE	



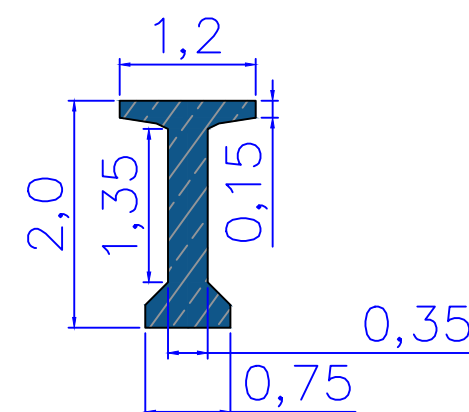
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/200



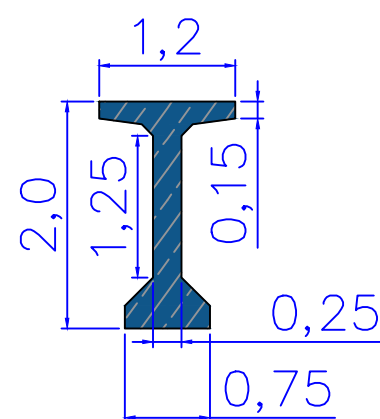
SECTION D'ABOUT Ech : 1/125



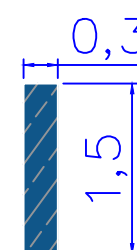
SECTION INTERMEDIAIRE Ech : 1/125



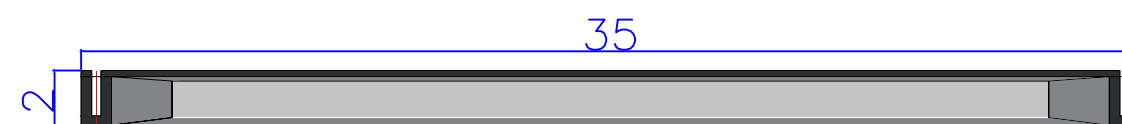
SECTION MEDIANE Ech : 1/125



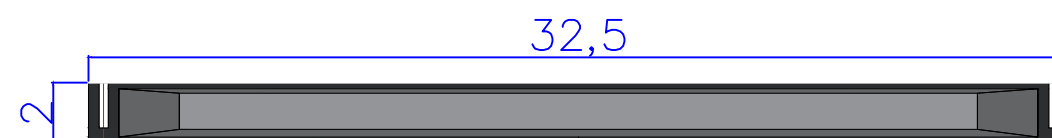
DETAIL DE L'ENTROTOISE Ech : 1/125



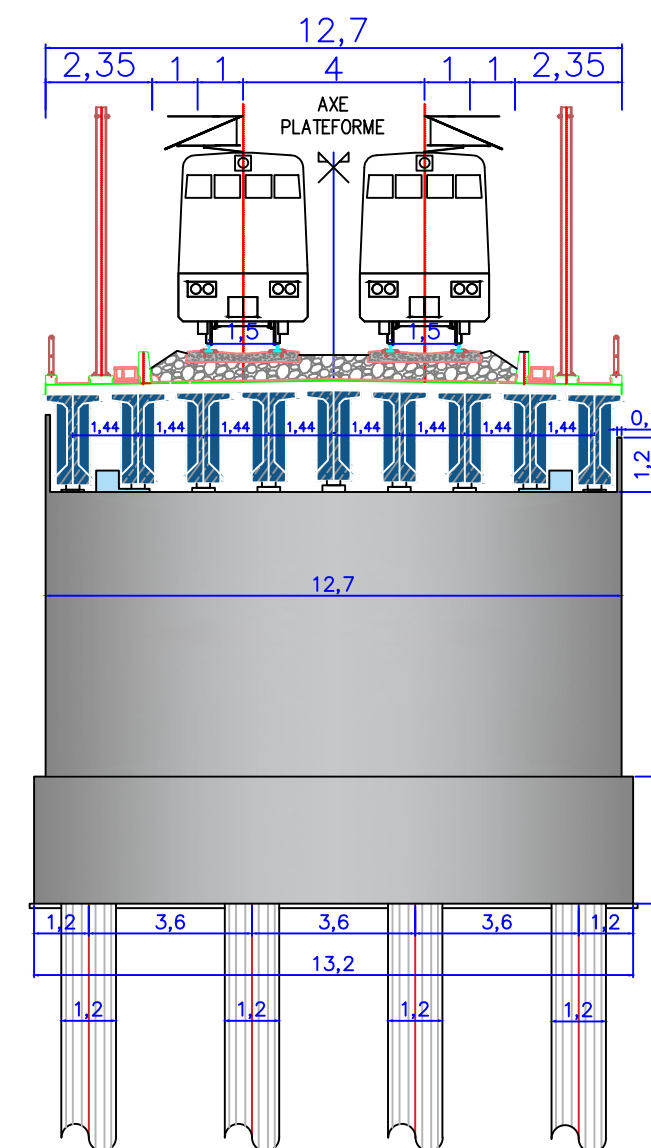
SECTION POUTRE (TRV PRINCIPALE) Ech : 1/200



SECTION POUTRE (TRV DE RIVE) Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



II.2.2. Variante 02 : Un pont mixte acier-béton à hauteur constante

II.2.2.1. Mode de fonctionnement

Les sections des tabliers des ouvrages mixtes sont généralement soumises à la flexion longitudinale, notamment aux états limites de service, conformément aux diagrammes de déformations et de contraintes.

Dans les zones soumises à des moments positifs, le centre de gravité de la section mixte se situe relativement en partie haute. La dalle en béton travaille alors en compression, tandis que la charpente métallique est principalement sollicitée en traction. Cette configuration assure un fonctionnement particulièrement efficace, chaque matériau étant mobilisé selon son domaine de résistance optimal.

En revanche, dans les zones de moments négatifs, le béton de la dalle est fortement tendu et est donc considéré comme non résistant. Les efforts sont alors repris uniquement par les armatures longitudinales passives de la dalle et par la charpente métallique. La partie inférieure de cette dernière se trouve fortement comprimée, ce qui l'expose à des risques d'instabilité.

Cette situation conduit à une utilisation moins favorable des capacités mécaniques des matériaux constituant la section et impose généralement une augmentation des sections d'acier de la charpente.

II.2.2.2. Conception générale

- **Poutres principales**

Les poutres principales sont généralement des profilés en acier reconstitués en I et soudés en usine. La largeur des semelles est habituellement constante sur toute la longueur, tandis que l'épaisseur des semelles, la hauteur et l'épaisseur de l'âme varient longitudinalement.

Les semelles supérieures sont équipées de connecteurs (souvent des goujons) qui empêchent le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à la charpente, assurant ainsi un fonctionnement mixte acier-béton. Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier, la dalle repose alors principalement sur les poutres.

- **Entretoise**

Les entretoises sont des poutres secondaires qui ne sont pas en contact avec la dalle en béton. Les entretoises courantes sont généralement des profilés standards du commerce. Celles situées sur appuis, qui assurent le contreventement des poutres principales contre les efforts horizontaux (vent, séisme), sont plus résistantes et constituées de profilés reconstitués soudés de plus grande hauteur. Elles sont fixées aux poutres principales par soudage, à l'aide de profilés en té appelés « montants », eux-mêmes soudés aux faces intérieures des âmes et des semelles.

L'entraxe des entretoises est inférieur ou égal à 8 m. Cet entraxe est le plus souvent constant dans une travée mais peut varier d'une travée à l'autre. Toutefois, compte tenu des sévères conditions de non-déversement imposées par les Eurocodes 3 et 4, l'entraxe des entretoises pourrait à l'avenir être plus faible près des piles qu'en milieu de travée.

Les entretoises sur piles sont le plus souvent des PRS de hauteur comprise entre 600 et 1600 mm, selon la portée de l'ouvrage. Les entretoises choisies sur pile sont de type IPE1000, et de IPE 70 pour les entretoises d'about, l'entre axe est de 7m. On obtient la rigidité maximale de l'entretoisement lorsque les entretoises sont disposées à mi-hauteur, voire légèrement en dessous.

- **Dalle**

La dalle d'un pont bipoutre à entretoises à une épaisseur constante dans le sens longitudinal et généralement variable transversalement (entre 24 et 40 cm). Elle est réalisée en béton armé lorsque sa largeur est inférieure à environ 15 m, et peut être précontrainte transversalement pour des largeurs plus importantes.

La dalle est solidaire de la charpente métallique grâce à des connecteurs soudés sur les semelles supérieures des poutres principales, assurant le fonctionnement mixte. Elle est mise en œuvre après l'installation de la charpente, soit par coulage en place, soit par assemblage d'éléments préfabriques en chantier ou en usine.

II.2.2.3. Conception Longitudinale

Les ouvrages mixtes, notamment à poutres, offrent une grande flexibilité dans la répartition des travées. Pour un ouvrage long franchissant un obstacle naturel sans contrainte particulière, la portée des travées de rive peut atteindre jusqu'à 80 % de celle des travées courantes.

On propose une variante où chaque partie est hyperstatique et comprend cinq travées, réparties comme suit :

- Deux travées d'extrémité de 47.5 m chacune.
- Trois travées principales de 60 m.

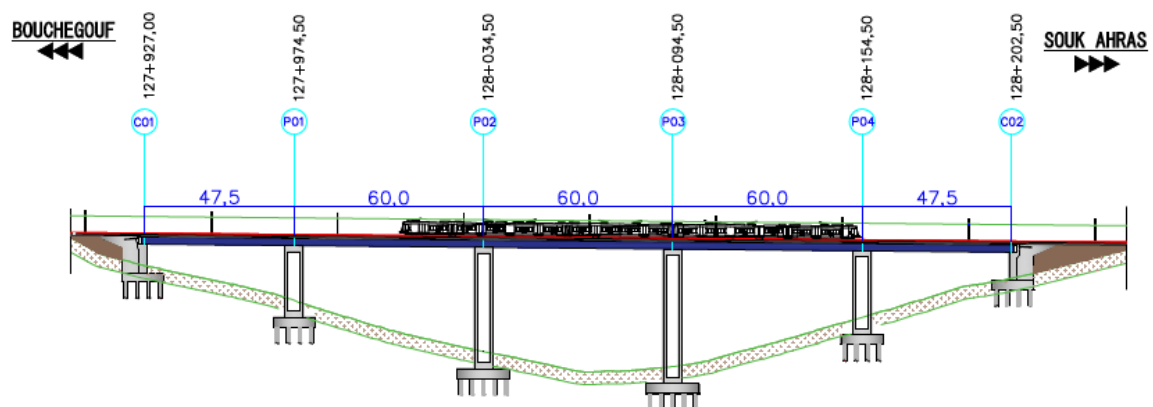


Figure II.3 : Coupe longitudinale variante 02

II.2.2.4. Conception Transversale

• Poutre

La poutre en I est constituée d'une âme (h_w , t_w), d'une semelle inférieure (b_i , t_i) et d'une semelle supérieure (b_s , t_s).

- La hauteur de la poutre doit être proportionnelle à la portée afin d'assurer un bon rendement. Cette relation est caractérisée par l'élancement, défini comme le rapport entre la longueur de la travée (L) et la hauteur de la poutre (h).
- L'épaisseur de l'âme est déterminée en respectant plusieurs critères : résistance à la corrosion, résistance au cisaillement, stabilité (flambage vertical de la semelle dans l'âme) et fatigue.
- Les semelles sont dimensionnées en fonction des efforts subis lors du lancement, du bétonnage et de l'exploitation, en vérifiant les conditions de résistance et de stabilité.

Dans ces relations suivantes, X est la longueur des travées courantes X = 60 m et LT est la largeur de tablier = 12.7 m.

Tableau II.4 : Récapitulatif du prédimensionnement de la poutre de la variante 02.

Elément	Ration usuel		Valeur retenu
Hauteur des poutres	$Max (\frac{X}{28} (\frac{LT}{12})^{0.45}; 0.4 + \frac{X}{35})$		2.24 m
Entraxe des poutres	L = 0.55 LT		7 m
Largeur des semelles inf.	$(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125})(0.92 + \frac{LT}{150})$		1.05 m
Largeur des semelles sup	B inf. – 0.100		0,95 m
Epaisseur des semelles inf.	Épaisseur minimale	25 mm	50 mm
	Épaisseur maximale	150 mm	
Epaisseur des semelles sup	Épaisseur minimale	25 mm	40 mm
	Épaisseur maximale	150 mm	
Epaisseur de l'âme	Épaisseur minimale	14-16 mm	30 mm
	Épaisseur maximale	30-35 mm	
Epaisseur de la dalle	Au droit des poutres principales	$0.13 + (LT - L) / 26$	0,35 m

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

Epaisseur de la dalle	Au centre du tablier	$0.12 + L/50$	0,26 m
-----------------------	----------------------	---------------	--------

- **Entretoise**

Tableau II.5 : Récapitulatif du prédimensionnement de l'entretoise de la variante 02.

Élément	Ration usuel		Valeur retenu
Entretoises courantes	Profils IPE500 à IPE700 ou équivalents		
Hauteur de l'entretoise	Entretoises courantes (profils du commerce)	400 à 700 mm	600 mm
	Entretoises sur piles (PRS)	600 à 1600 mm	1000 mm
Largeur semelle	≈ 300 mm		
Épaisseur semelle	15 – 30 mm		20 mm
Épaisseur âme	14 – 25 mm		16 mm

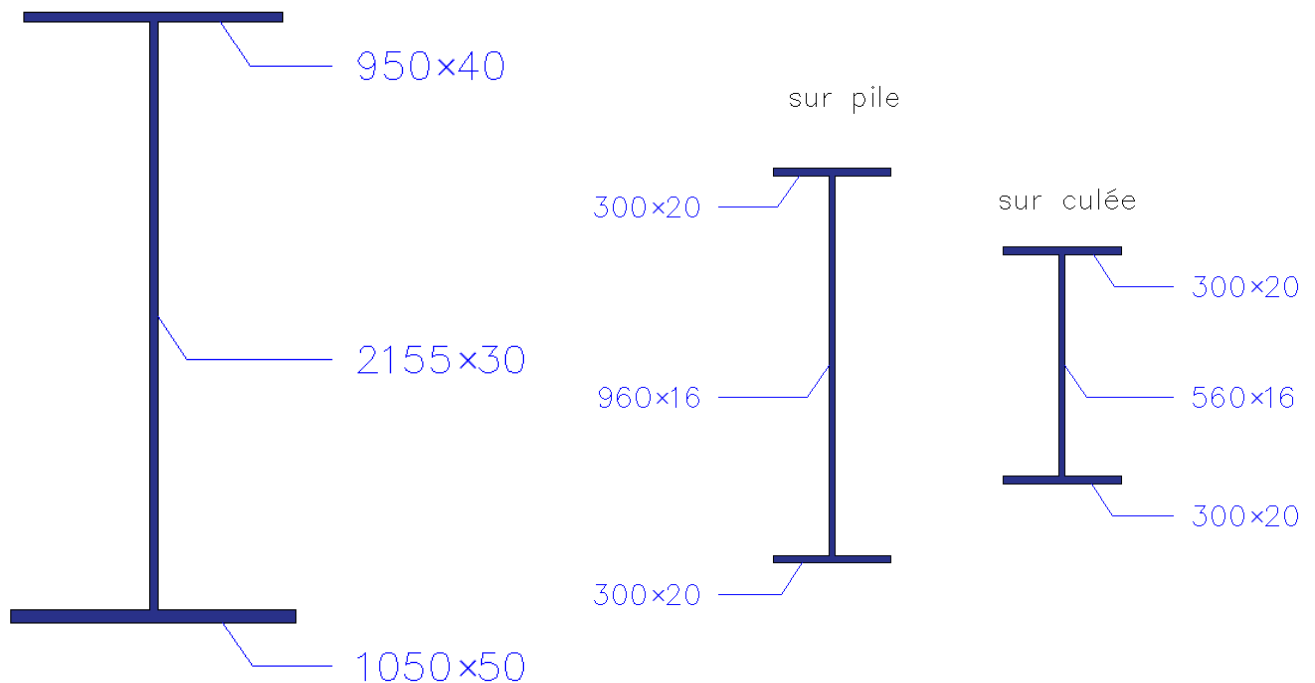


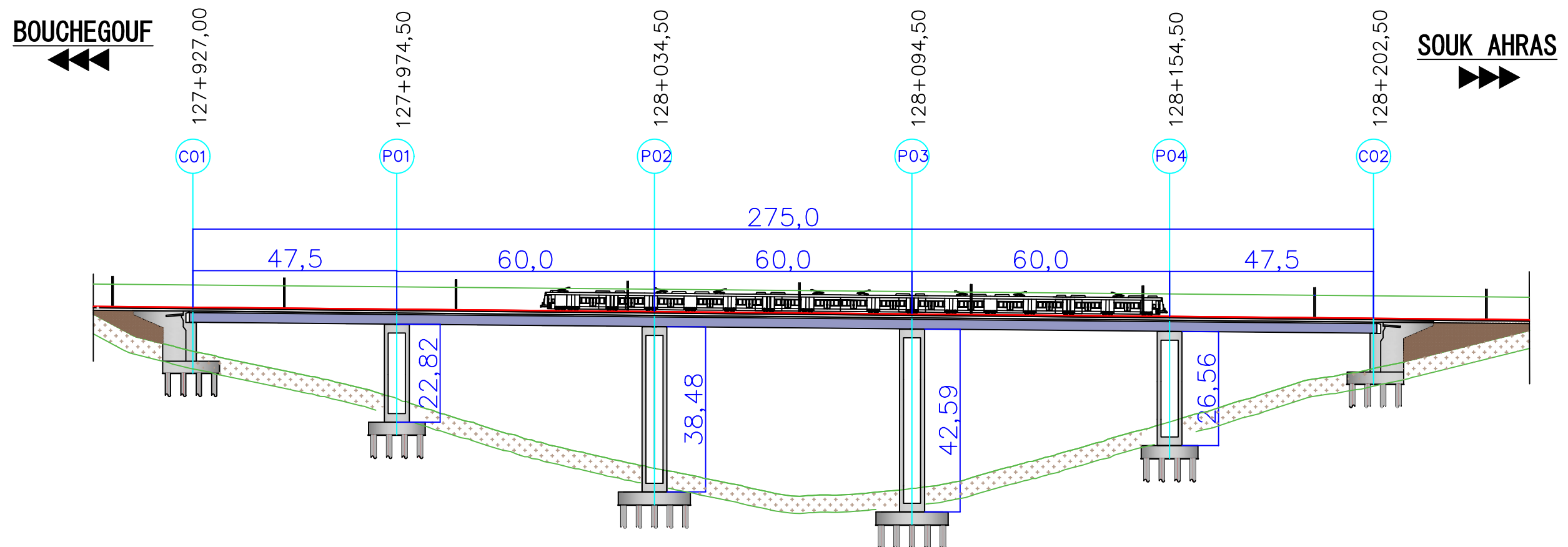
Figure II.4 : Coupe transversale des poutres

➤ Culée

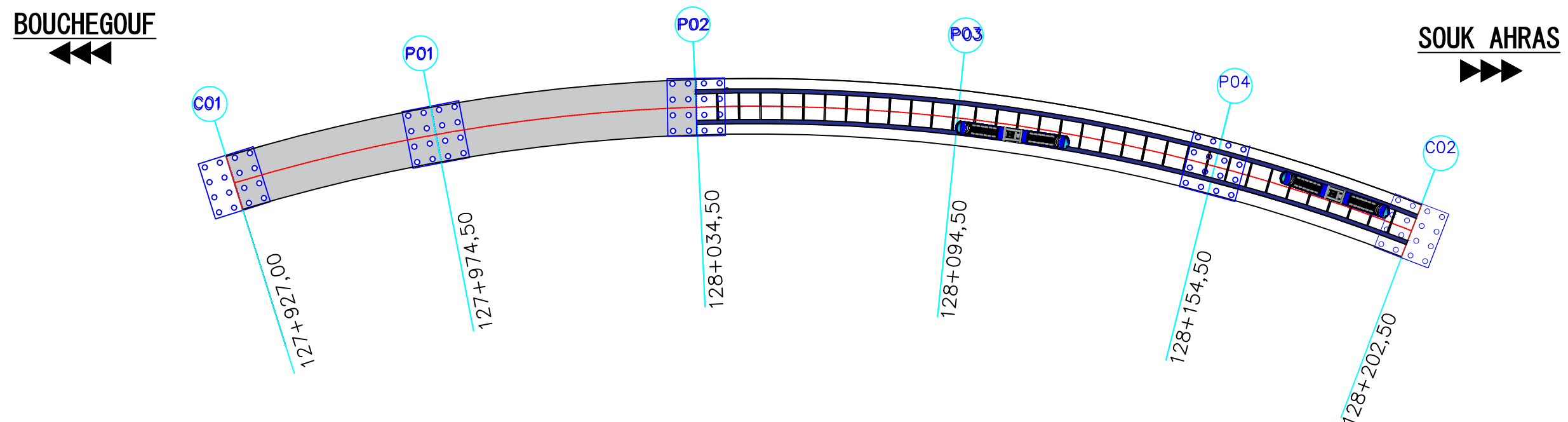
Tableau II.7 : Récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 02.

Éléments	Dimensions (m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	VARIABLE	
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	2.4	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3	
	Épaisseur	0.5	
Semelle	Largeur	13.2	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.8	
Pieux	Nombre	4	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	VARIABLE	

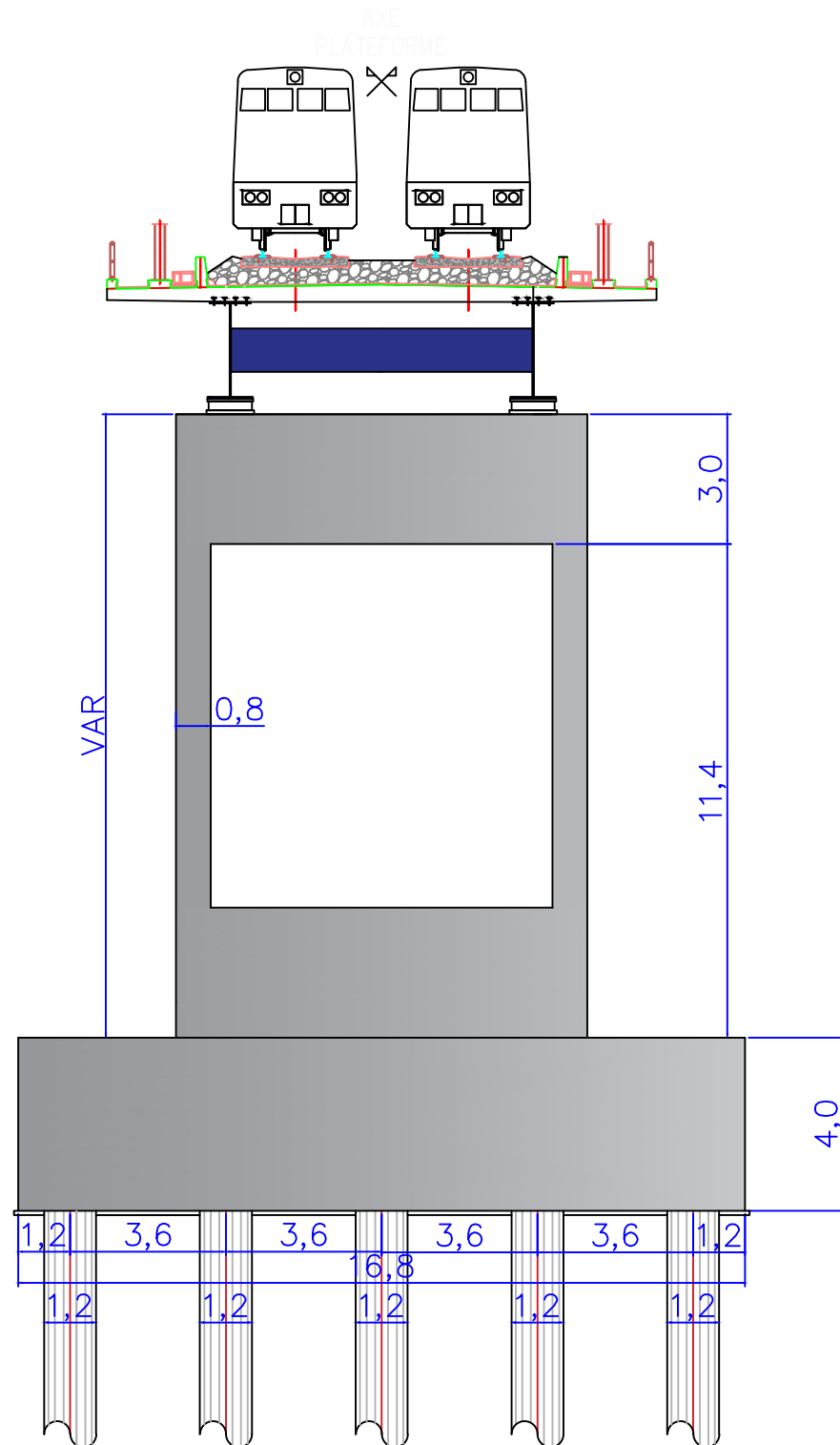
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1100



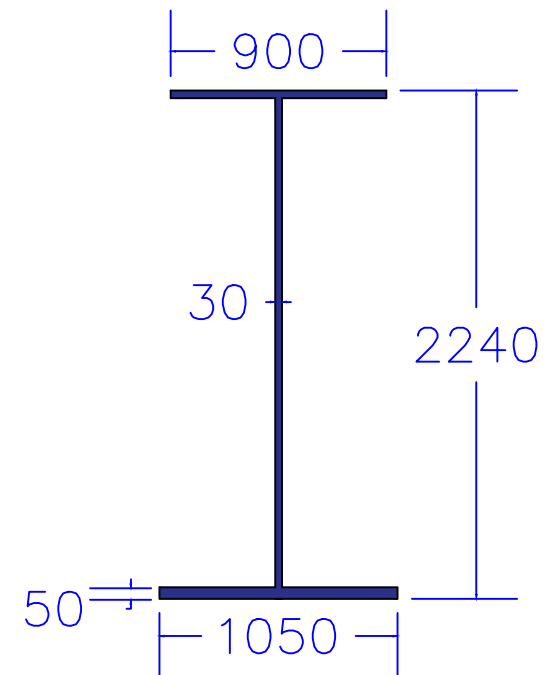
VUE EN PLAN Ech : 1/1100



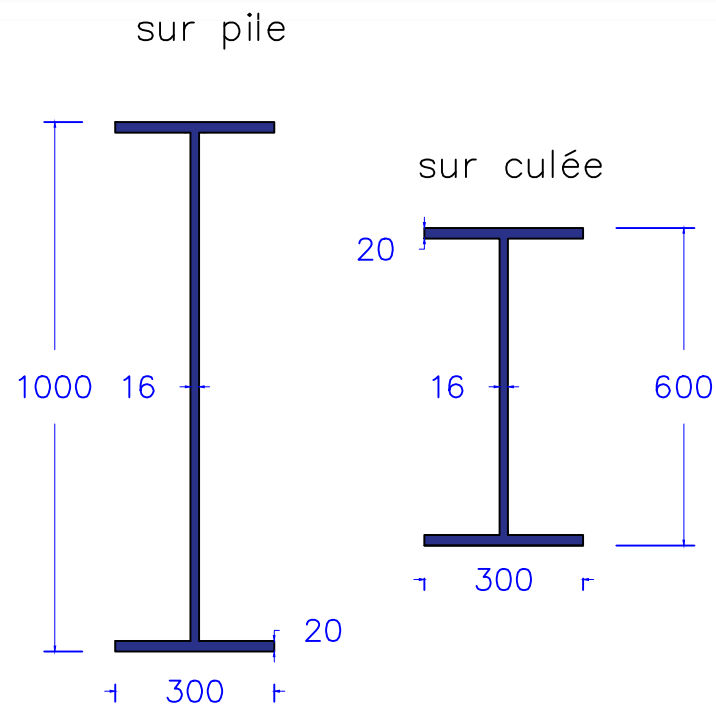
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/200



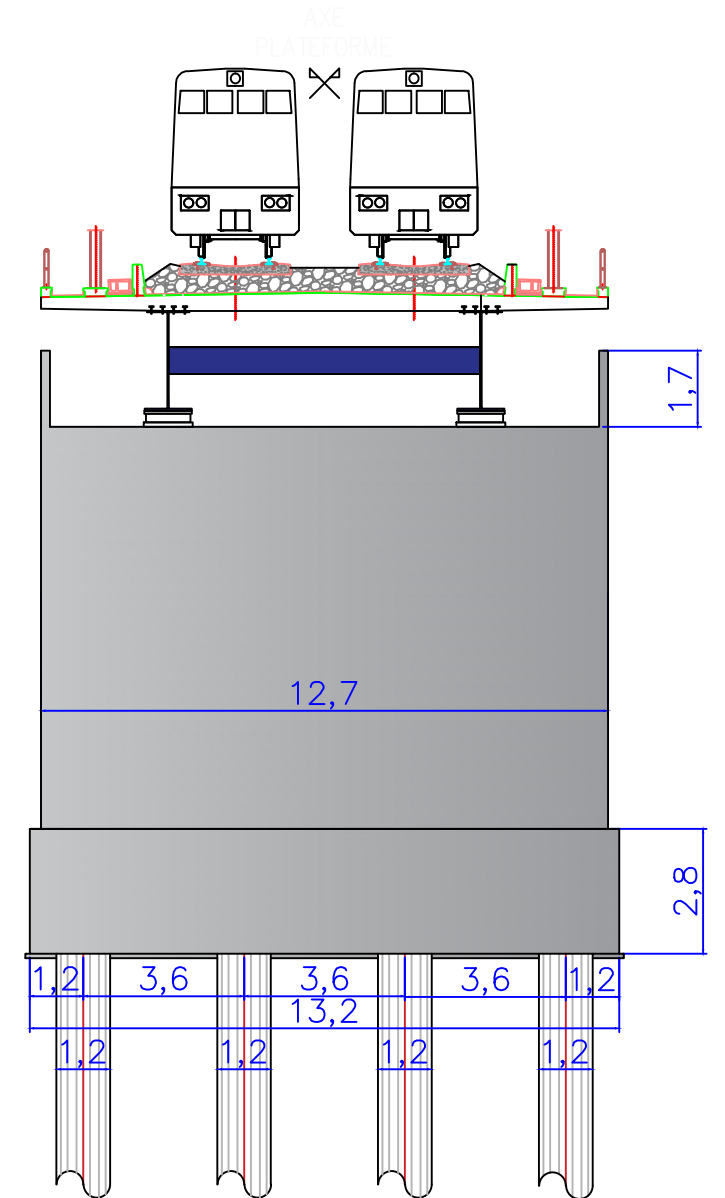
COUPE TRANSVERSALE DES POUTRES Ech : 1/20



COUPE TRANSVERSALE DES POUTRES ENTRETOISE Ech : 1/15



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



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 DE FIN D'ETUDES

OA 34 PK 128+064.5

Réalisé par

Arouche N.H
Lahmar L

Encadré par

M. AMIEUR
M. SETTOUF

Département

DIB

Variante

Variante 02

Année universitaire

2025/2026

II.2.3. Variante 03 : Pont caisson en béton précontraint à hauteur constante construit par encorbellements successifs

II.2.3.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée de 5 travées, à hauteur constante :

- Deux travées de rives de 47.5m.
- 3 travées principales de 60m.

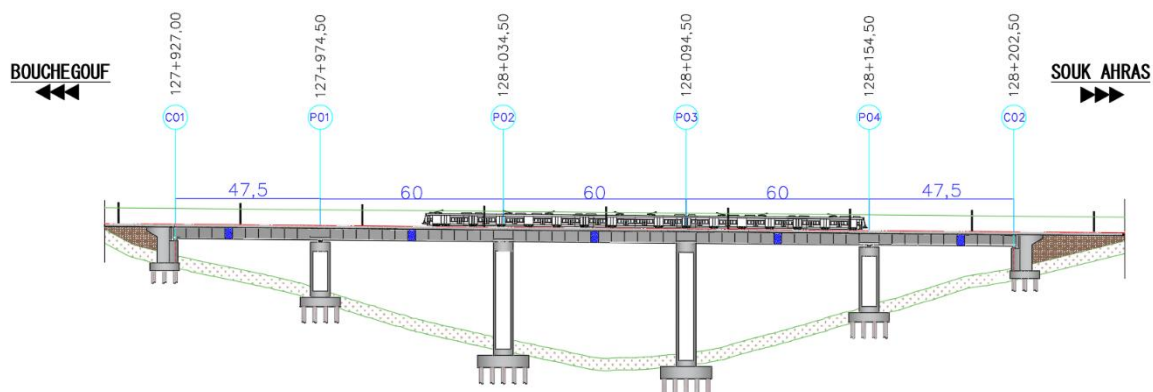


Figure II.5 : Coupe longitudinale variante 03

II.2.3.2. Découpage des voussoirs

Les voussoirs sur pile préfabriqués sont généralement fractionnés en plusieurs éléments afin d'alléger leur poids pour le transport. Ils sont ensuite assemblés sur site au moyen de barres ou de câbles de précontrainte. Ce mode de découpage est déterminé par les caractéristiques de l'équipage mobile dans le cas des poutres-caisson coulés en place, et par les capacités des moyens de transport ainsi que des dispositifs de levage et de mise en œuvre pour les poutres-caisson préfabriqués.

Quatre types de voussoirs sont distingués, comme présenté dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Découpage des voussoirs

Type de voussoir	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre de voussoir
Voussoirs sur piles	7 à 10 m	6.5 m	4
Voussoirs de clavage	1.5 à 3m	2 m	3
Voussoir courants	2.5 à 4m voire 5m	4.25m	56
Partie coulée sur cintre	>0.05L	2.5m	2

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 65$.

II.2.3.3. Conception transversale

Étant donné que la largeur du tablier est inférieure à 20 m, la solution la plus économique consiste à adopter un caisson à section fermée.

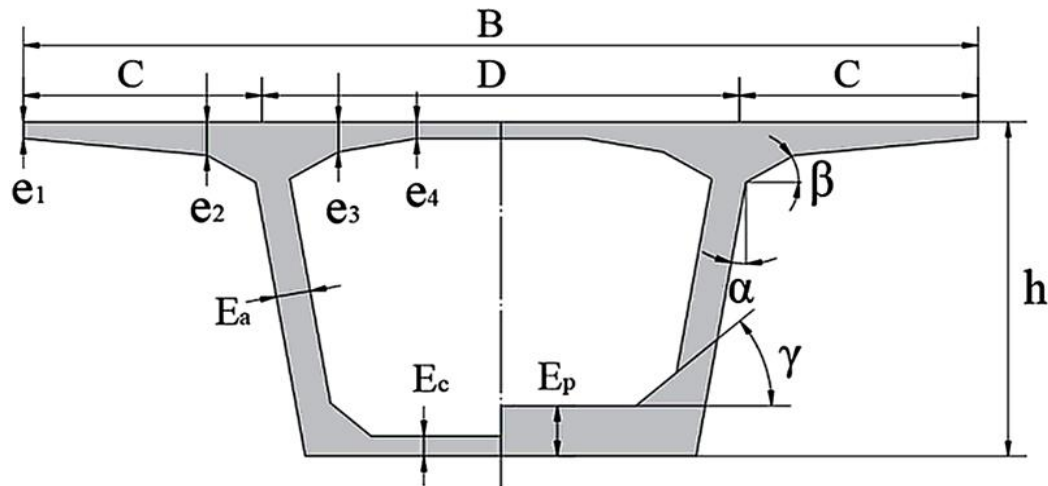


Figure II.6 : Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant

Son prédimensionnement, présenté dans le tableau ci-après, est établi conformément aux recommandations du guide SETRA (2003) relatif aux ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs

Tableau II.9 : Récapitulatif du prédimensionnement de la variante 03

Élément	Description	Valeur retenue
Hp	Au-delà de 65 à 70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.	3.8 m
Hc	Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique. $H_c (\text{min}) = 2.20 \text{ m}$	3.8 m
B	Largeur de voussoir est égale à largeur de voie.	12.7 m
C	Largeur d'encorbellement, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ($B/4$)	3.18 m
D	L'entraxe des âmes est donc : $B - 2 \times C$	6.34 m

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

e_1	L'épaisseur en extrémité dépend du dispositif de retenue choisi (barrières de sécurité). Elle est au minimum de : $e_1 \geq 16$ à 18 cm · 16 à 18 cm en cas de garde-corps, · 23 cm en cas de barrière normale BN, · 24 cm en cas de barrière normale BN4.	0.3 m
e_2	À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel : $c/7 \leq e_2 \leq c/5$	0.55 m
e_3	À l'encastrement, la valeur peut être estimée en mètre à $0.10 + D/25$	0.4 cm
e_4	Son épaisseur à mi- portée est égale à $D/25$ ou $D/30$, voire $D/35$ pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un Minimum de 20 cm.	0.35 m
E_a	Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable et variable pour un tablier de hauteur constante. Lorsqu'un épaissement est nécessaire près des piles, la variation se fait brutalement (par redans et naturellement par l'intérieur) pour faciliter l'exécution. $E_{amin} = L/275 + 1.25 \times B/L$ $E_a \geq 26 + L/500$	0.4m (médiane) 0.6m (sur pile)
E_c	L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. Les lois de variation d'épaisseur en fonction de la flèche horizontale sont soit linéaire, soit parabolique, soit du 4ème degré. Cette dernière loi de variation permet de maintenir l'épaisseur minimum du hourdis sur une grande longueur et de gagner du poids. Des variations d'épaisseur en escalier, dites aussi "à la demande" sont parfois adoptées. Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef. $E_c \geq \max \{18 ; 3\phi ; E_a/3\}$	0.5 m
E_p	Cette valeur, qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35 à 80 cm voire plus.	0.8 m

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

Gsup	Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions : · Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants, · Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes, · Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage, · Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage, · Ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds. $30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	45°
Ginf	Outre le rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure. $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	45°
Inclinaison de l'âme	$10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ condition de bétonnage	10°

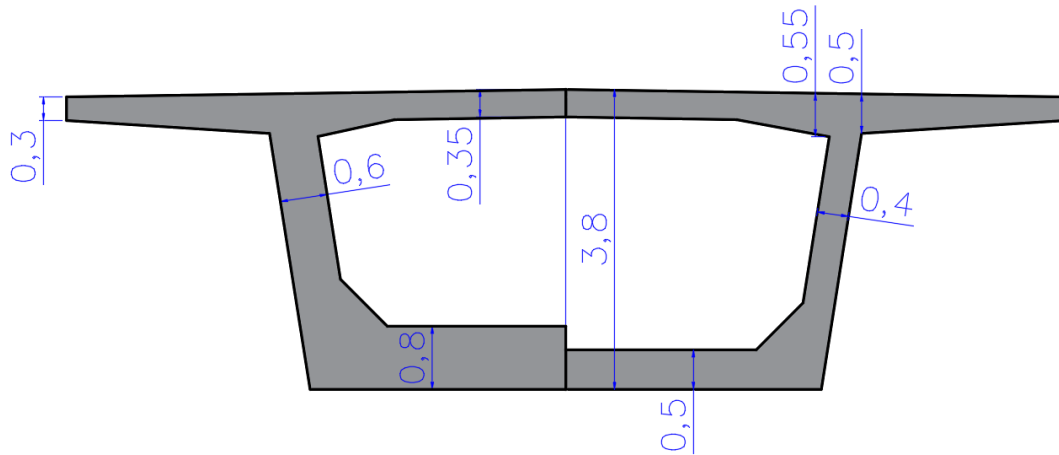


Figure II.7 : Coupe transversale du voussoir

II.2.3.4. Conception de l'infrastructure

➤ Pile

Tableau II.10 : Récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 03.

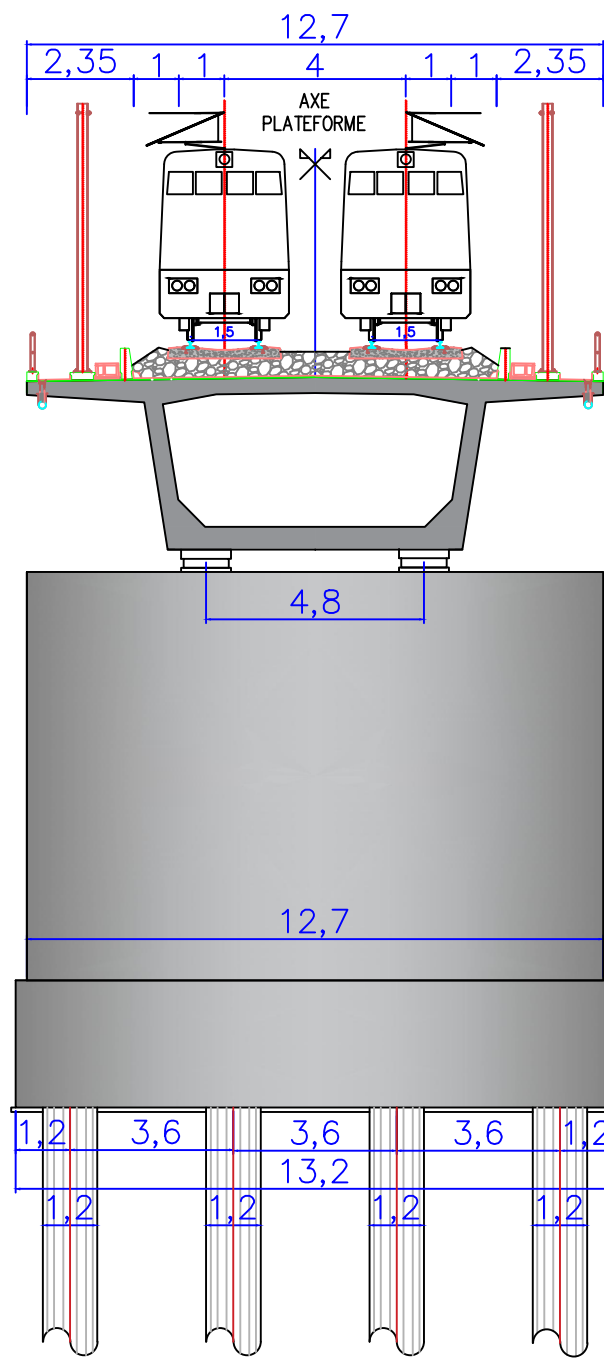
Éléments	Dimensions (m)		Figure
Pile creuse	Largeur	6.5	
	Longueur	6.5	
	Hauteur	VARIABLE	
	Epaisseur Des murs	0.8	
Semelles	Largeur	16.8	
	Longueur	16.8	
	Hauteur	4	
Pieux	Nombre	25	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	VARIABLE	

➤ Culée

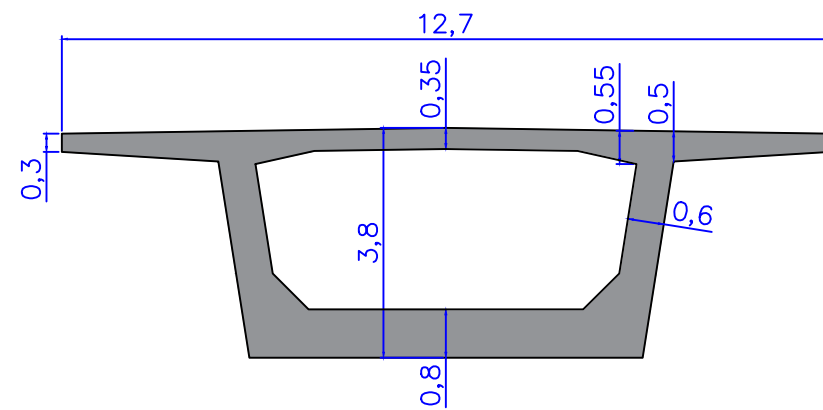
Tableau II.11 : Récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 03.

Éléments	Dimensions (m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	6.11	The figure consists of two technical drawings. The top drawing is a front elevation of the culvert structure, showing a main rectangular section with a height of 6.11m and a width of 12.7m. Below this is a base section with a height of 2.5m and a width of 13.2m. The base is supported by four piles, each with a diameter of 1.2m. The spacing between the piles is 3.6m. The bottom drawing is a side elevation of the culvert structure, showing a main rectangular section with a height of 4.47m and a width of 7.45m. The base section has a height of 2.5m and a width of 9.6m. The base is supported by three piles, each with a diameter of 1.2m. The spacing between the piles is 3.6m. The total height of the structure is 10.85m.
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	2.8	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	4.47	
	Épaisseur	0.55	
Semelle	Largeur	9.6	The figure consists of two technical drawings. The top drawing is a front elevation of the culvert structure, showing a main rectangular section with a height of 6.11m and a width of 12.7m. Below this is a base section with a height of 2.5m and a width of 13.2m. The base is supported by four piles, each with a diameter of 1.2m. The spacing between the piles is 3.6m. The bottom drawing is a side elevation of the culvert structure, showing a main rectangular section with a height of 4.47m and a width of 7.45m. The base section has a height of 2.5m and a width of 9.6m. The base is supported by three piles, each with a diameter of 1.2m. The spacing between the piles is 3.6m. The total height of the structure is 10.85m.
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	VARIABLE	

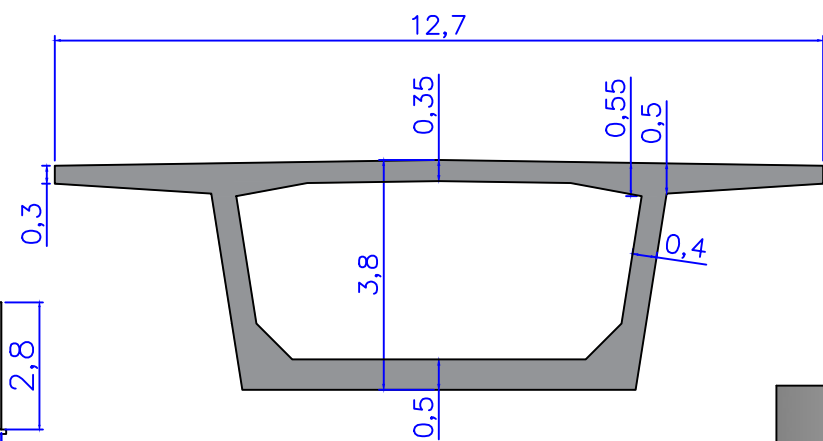
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



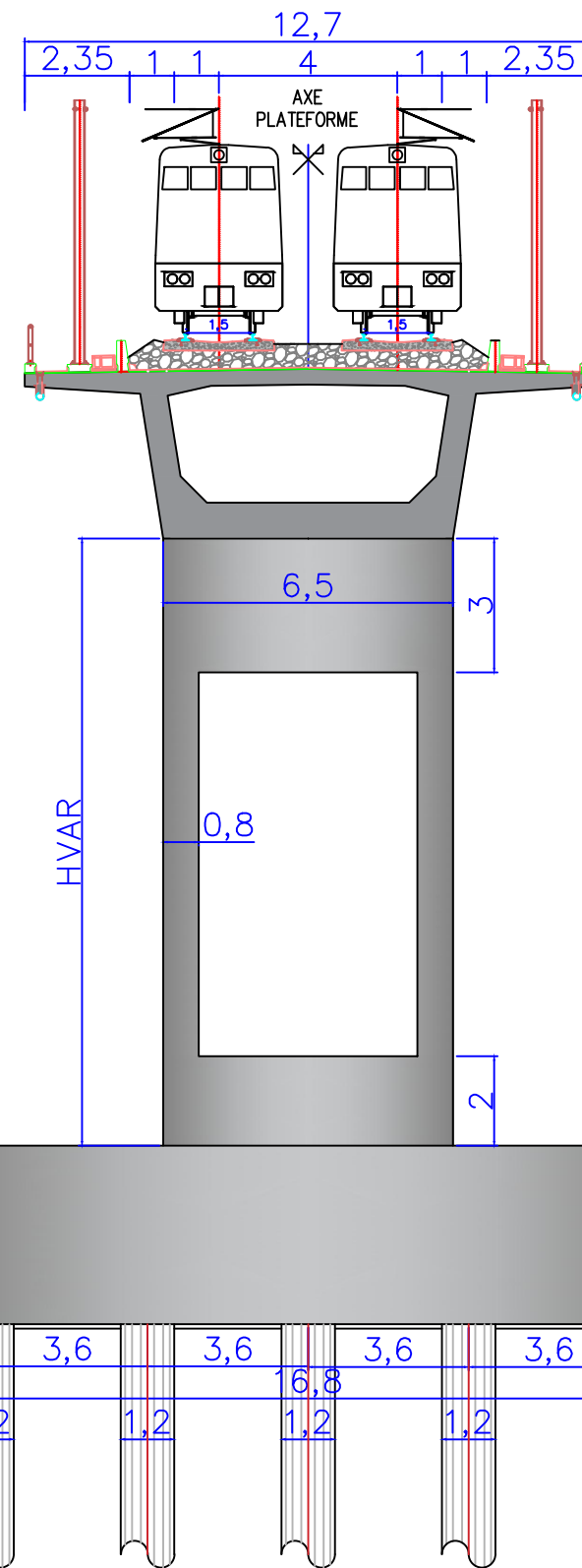
COUPE TRANSVERSALE SUR VSP Ech : 1/125



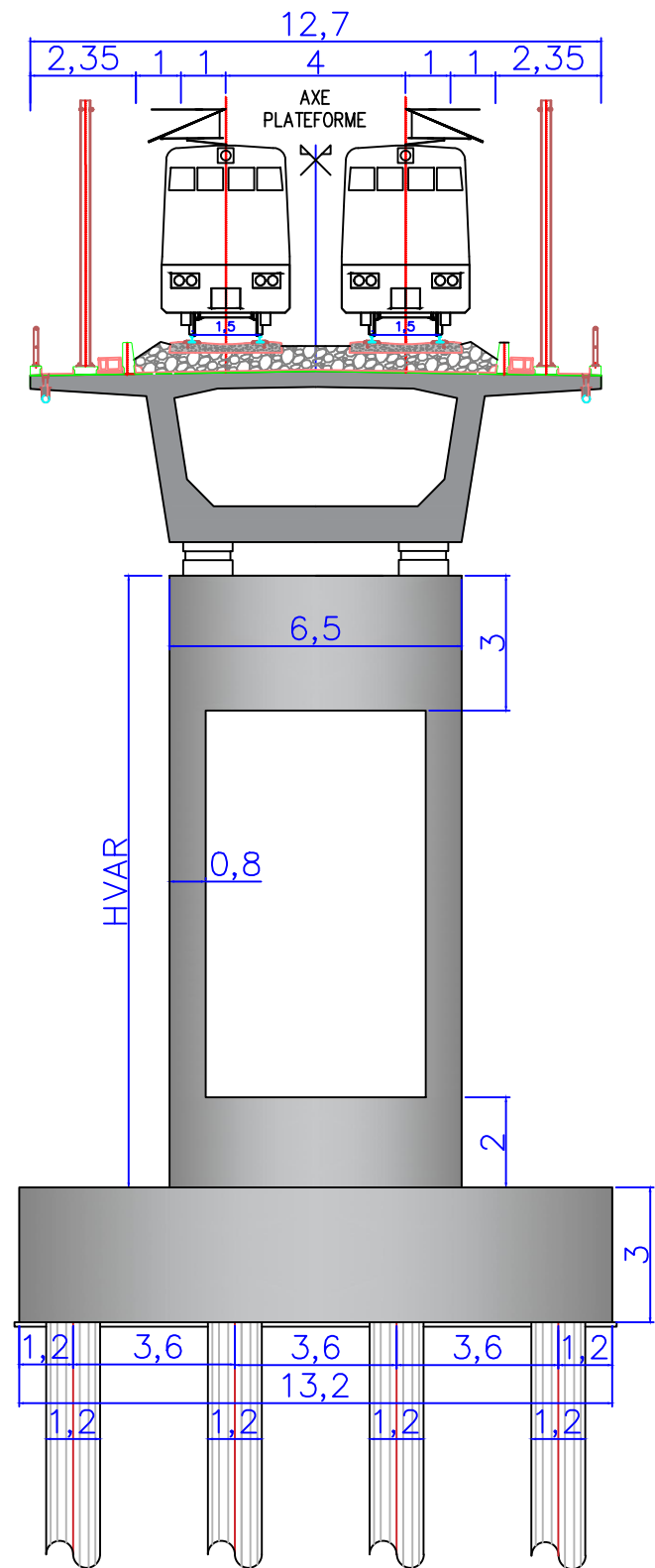
COUPE TRANSVERSALE SUR VSC Ech : 1/125



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE (P02,P03) Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE (P01,P04) Ech : 1/200



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 DE FIN D'ETUDES

OA 34 PK 128+064.5

Réalisé par

Arouche N.H
Lahmar L

Encadré par

M. AMIEUR
M. SETTOUF

Département

DIB

Variante

Variante 02

Année universitaire

2025/2026

II.3. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

L'approche multicritère constitue une méthode d'évaluation pertinente pour orienter le choix entre plusieurs solutions possibles. Elle permet d'apprécier les performances respectives des différentes variantes au regard d'un ensemble de paramètres définis en amont.

Les trois options envisagées seront ainsi analysées selon plusieurs facteurs clés, notamment leur intégration visuelle, leur incidence financière, les besoins en maintenance, les contraintes d'exécution associées à leur réalisation, ainsi que les échéances requises pour leur mise en œuvre.

II.3.1. L'exécution

(6 points)

➤ **Pont à poutres en béton précontrainte (post tension)**

La réalisation d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension ne nécessite généralement pas de moyens de construction particulièrement importants. Toutefois, la préfabrication des poutres requiert des installations spécifiques, notamment des moules adaptés, ainsi que des équipements dédiés à leur transport et à leur mise en place sur le chantier.

➤ **Pont mixte (Bi poutres)**

La solution en pont mixte à bi- poutres présente l'avantage de limiter le nombre d'éléments à manutentionner, ce qui facilite les opérations de levage et de montage. En revanche, elle exige un niveau élevé de contrôle qualité et de précision, tant lors de la fabrication en atelier que pendant les phases d'assemblage et de mise en œuvre sur site.

➤ **Pont en béton précontrainte encorbellements successifs**

La construction d'un pont en béton précontraint par encorbellements successifs mobilise des moyens techniques et matériels conséquents. Cette méthode nécessite notamment l'utilisation d'équipages mobiles pour le bétonnage en place des voussoirs, ainsi qu'un suivi rigoureux des opérations afin de garantir l'équilibre et la stabilité des fléaux durant les différentes phases d'exécution.

II.3.2. L'entretien

(4 points)

➤ **Pont à poutres en béton précontraint (post-tension)**

Les besoins en maintenance de ce type d'ouvrage demeurent généralement limités et concernent principalement les équipements du pont. Des opérations ponctuelles peuvent toutefois être nécessaires, notamment le vérinage du tablier lors du remplacement des appareils d'appui. Par ailleurs, des interventions correctives peuvent être requises en cas de déplacement des poutres sous l'effet des sollicitations dynamiques engendrées par le trafic ferroviaire.

➤ **Pont mixte (bi-poutres)**

La principale contrainte d'exploitation associée aux ponts mixtes réside dans la nécessité d'assurer une protection durable des éléments métalliques contre la corrosion atmosphérique. Néanmoins, l'utilisation de systèmes de peinture haute performance et de revêtements anticorrosion permet aujourd'hui de réduire significativement les risques d'oxydation et d'espacer les opérations de maintenance.

➤ **Pont en béton précontraint par encorbellements successifs**

Cette solution se distingue par de faibles exigences en matière d'entretien. Les interventions de maintenance concernent essentiellement les équipements annexes de l'ouvrage, tels que les appareils d'appui, les joints de chaussée et les dispositifs de drainage, tandis que la structure porteuse nécessite généralement peu d'opérations de conservation au cours de sa durée de service.

II.3.3. L'esthétique

(5 points)

➤ **Pont À Poutres En Béton Précontraint (Post-Tension)**

L'aspect esthétique de ce type d'ouvrage est généralement satisfaisant pour les portées courantes. Toutefois, la présence d'un nombre important de poutres et une hauteur de tablier relativement importante peuvent alourdir son apparence visuelle. Cette solution offre une esthétique fonctionnelle mais demeure moins élégante que les ouvrages de grande finesse architecturale.

➤ **Pont Mixte (Bi-Poutres)**

Le pont mixte à bi-poutres présente une esthétique appréciable grâce à la finesse de son tablier et à la réduction du nombre d'éléments porteurs visibles. Son aspect moderne et élancé favorise une bonne intégration dans l'environnement, ce qui en fait une solution souvent privilégiée lorsque le critère architectural est important.

➤ **Pont En Béton Précontraint Par Encorbellements Successifs**

Cette variante offre généralement la meilleure qualité esthétique. L'absence de poutres apparentes, la continuité des lignes du tablier et l'élancement de la structure confèrent à l'ouvrage une apparence harmonieuse et élégante. Elle est particulièrement adaptée aux sites où l'intégration paysagère et l'impact visuel constituent des critères déterminants.

II.3.4. L'économie

(5 points)

Parmi les variantes étudiées, la troisième variante « le pont en béton précontraint réalisé par encorbellements successifs » présente le coût le plus élevé. En revanche, la variante du pont à poutres est la plus économique.

Tableau II.12 : Évaluation Multicritères des trois Variantes

Critère		Variante 01 Poutre	Variante 02 Mixte	Variante 03 Voussoir
Réalisation		5/6	6/6	4/6
Entretien		3/4	2/4	4/4
Esthétique		2/5	4/5	5/5
Cout	S(m ²)	3492.5	3492.5	3492.5
	PU (DA/ m ²)	350000	400000	450000
	Prix total	1 222 375 000	1 397 000 000	1 571 625 000
Economie		5/5	4/5	3/5
Note totale		15/20	15/20	16/20

II.4. CONCLUSION

La conception la plus appropriée est celle qui vise à réduire le nombre d'appuis afin de limiter les risques liés aux effets hydrauliques. En effet, les appuis, et particulièrement les piles, sont fortement exposés aux agressions des eaux et aux phénomènes d'affouillement. Ainsi, la variante n°03 apparaît comme la solution la plus avantageuse.

CHAPITRE III :

HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Dans le domaine des ouvrages d'art, le béton armé demeure aujourd'hui le matériau de référence grâce à ses performances structurelles et à sa polyvalence architecturale. La conception d'un pont exige une connaissance précise des matériaux employés, de leurs caractéristiques mécaniques, ainsi que des normes et règles de calcul qui encadrent leur utilisation.

Afin d'assurer la sécurité et le bon fonctionnement de l'ouvrage tout au long de sa durée de service, il est également essentiel d'identifier les différentes charges et actions, qu'elles soient permanentes, naturelles ou fonctionnelles. Cette introduction présente ainsi les matériaux adoptés pour le pont, ainsi que les hypothèses de calcul et les sollicitations prises en compte dans son dimensionnement.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

➤ Références normatives et réglementaires utilisées

EN 1990 – Bases de calcul des structures.

EN 1991 – Actions sur les structures.

EN 1992 – Calcul des structures en béton.

Eurocode 1 – Bases de calcul et actions sur les structures.

➤ Règles et documents complémentaires

RPOA 2008 – Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art.

RCPR 2008 – Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts-routes.

Fiche UIC 776-1R – Surcharges de type UIC 71, SWO, SW2.

Documents SETRA – Référentiels du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction constitue une étape fondamentale dans la conception et le dimensionnement d'un pont, car il influence directement son comportement structural et sa durabilité. Dans cette optique, il est essentiel de définir avec précision les caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux utilisés. Ainsi, une attention particulière est accordée aux propriétés du béton, ainsi qu'aux différents types d'aciers, qu'ils soient passifs, actifs ou destinés aux éléments métalliques, afin d'assurer la sécurité et la performance globale de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques des bétons

Partie d'ouvrage	Classe de résistance	$f_{c\ 28}$ (MPa)	$f_{t\ 28}$ (MPa)
Pieux de fondation	C30/37	30	2.4
Semelles de fondation	C30/37	30	2.4
Piles	C35/45	35	2.7
Culée	C35/45	35	2.7
Poutre	C45/55	45	3.3

III.3.1.1. Résistance de compression

La résistance du béton est généralement évaluée à 28 jours, désignée par la résistance caractéristique à la compression notée f_{c28}

- $f_{c\ 28} = 30$ MPa : pour le béton des pieux et semelle.
- $f_{c\ 28} = 35$ MPa : pour le béton des piles et la culée.
- $f_{c\ 28} = 45$ MPa : pour le béton de poutre

Lorsque le béton est sollicité avant 28 jours (c'est-à-dire pendant la phase de chantier), on utilise une résistance ajustée notée $f_{c\ j}$, calculée selon l'âge j du béton :

- Si $f_{c\ 28} < 40$ MPa $\rightarrow f_{c\ j} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c\ 28}$
- Si $f_{c\ 28} \geq 40$ MPa $\rightarrow f_{c\ j} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c\ 28}$

III.3.1.2. Résistance de la traction

La résistance en traction est reliée à la résistance en compression selon la formule suivante :

$$f_{t\ j} = 0.6 + 0.06 f_{c\ j}$$

Cette relation est valable uniquement pour des bétons dont $f_{c28} \leq 60$ MPa.

À titre indicatif :

- $f_{t\ 28} = 2.4$ MPa : pour le béton des pieux et semelle.
- $f_{t\ 28} = 2.7$ MPa : pour le béton des piles et la culée.
- $f_{t\ 28} = 3.3$ MPa : pour le béton de poutre

III.3.1.3. Contrainte admissible à l'ELU

La contrainte admissible du béton en État Limite Ultime (ELU) est définie par :

$$fbu = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Le coefficient θ est déterminé selon la durée d'application de l'effort :

Tableau III.2 : Valeurs de coefficient θ

Durée d'action	> 24h	Entre 1h et 24h	< 1h
θ	1.0	0.9	0.85

Le coefficient γ_b prend les valeurs suivantes :

Tableau III.3 : Valeurs de coefficient γ_b

Situation	Durable ou transitoire	Situation accidentelle
γ_b	1.5	1.15

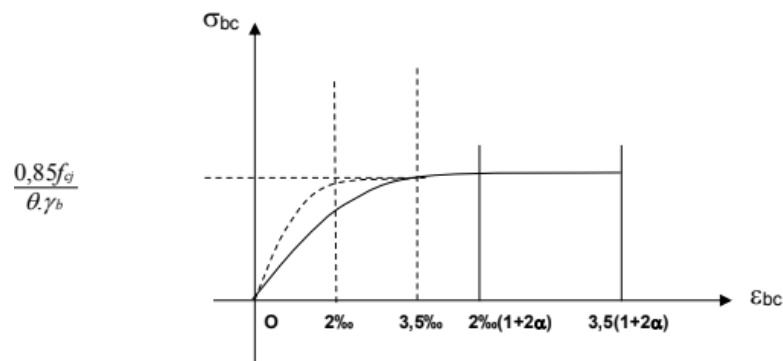


Figure III.1: Diagramme contrainte – déformation du béton en compression

III.3.1.4. Contrainte admissible à l'ELS

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c\ 28}$$

Tableau III.4 : résistance de calcul du béton

Etat	Contrainte limite		Infrastructure	Pile et culée	Poutre
ELU	$f_{bu}(MPa)$	$\gamma_b = 1.5$	17	19.83	25.5
		$\gamma_b = 1.15$	22.17	25.87	33.26
ELS	σ_{bc} (MPa)		18	21	27

III.3.1.5. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton (règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantané (courte durée <24h) : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (long durée) : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Tableau III.5 : Module de déformation

	Infrastructure	Pile et culée	Poutre
E_{ij} (MPa)	34179.55	35981.73	39125.83
E_{vj} (MPa)	11496.76	12102.95	13160.51

III.3.1.6. Déformation transversale

Le module de déformation transversale du béton est donne la formule suivante :

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

III.3.1.7. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est représenté par le rapport de la déformation latérale et la déformation longitudinale tel que :

- $\nu = 0.2$ pour le béton
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0.3$ pour l'acier
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations

III.3.2. Armatures

III.3.2.1. Armatures passives

Sont conçues pour adhérer étroitement au béton, ce qui permet de transférer plus efficacement les charges de traction du béton vers les armatures

Tableau III.6 : Caractéristiques des armatures passives

La nuance des barres	Fe E500
Limite élastique des armatures (MPa)	$f_e = 500$
Coefficient de fissuration	$\eta = 1,6$
Coefficient de scellement	$\psi_s = 1,5$
Module d'élasticité (MPa)	$E_s = 200\ 000$
Enrobage minimale (mm)	$c = 40$

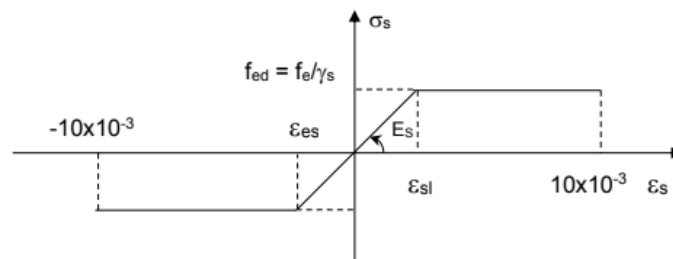


Figure III.2 : : Diagramme contrainte – déformation de l'acier

III.3.2.2. Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte limite à l'ELU de l'acier est donnée par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s = 1.15$ Combinaison fondamentale.

$\gamma_s = 1$ Combinaison accidentelle.

Tableau III.7 : Contrainte limite de l'acier

$f_{su} \text{ (MPa)}$	Combinaison	
	Fondamentale	Accidentelle
	434.78	500

III.3.2.3. Contrainte de l'acier à l'ELS

Tableau III.8 : Limitation des contraintes de l'acier à l'ELS

Fissuration	Formule	Infrastructure	Pile et culée	Poutre
Très Préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \}$	250	250	252.76
Préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0.4 f_e ; 88 \sqrt{\eta f_{t28}} \}$	200	200	202.21
Peu nuisible	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise			

III.3.3. Armatures de précontrainte

Tableau III.9 : Caractéristiques des câbles de précontrainte

Caractéristiques		Clouage	Continuité / fléau
Toron	T	T15s	T15s
Section d'un toron	A_p (mm ²)	150	150
Nombre de torons par câble	nT	12	19
Section d'un câble	S (mm ²)	1800	2850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	100	100
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1 860	1860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1 674	1674
Contrainte à l'origine	σ_{p0} (MPa)	1 488	1488
Coefficient de frottement droit	φ (m ⁻¹)	0.02	
Coefficient de frottement de courbure	f (rd ⁻¹)	0.18	
Module d'élasticité	E_p (MPa)	190 000	
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5	
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2	

CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL

Procédures de construction

- Gaines PVC : Installées pendant le coulage pour maintenir les gaines de précontrainte dégagées.
- Injection de coulis : Méthode d'injection sous vide après tension, avec un coulis de classe M50 conforme aux normes de construction.

Contrôle qualité

- Taux de rupture des torons par section $\leq 1\%$.
- Contrôle de tension : Force + allongement (écart d'allongement $\leq \pm 6\%$).

Matériaux

- Gaines : Gaines ondulées en plastique.
- Injection : Procédé d'injection sous vide.

Conditions de tension

- Résistance du béton $\geq 90\%$ de la valeur de conception.
- Âge du béton ≥ 7 jours.

Classe de justification de la précontrainte

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

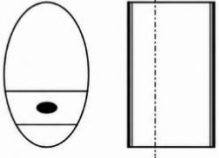
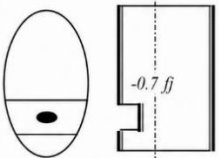
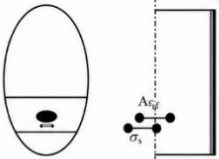
Exécution	Service		
	c. Rares	c. Fréquente	c. Quasi perm.
Classe I 			
Classe II 			
Classe III 			

Figure III.3 : Classe de justification de la précontrainte

III.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les hypothèses de base ainsi que les caractéristiques des matériaux ont été définies. Ces données serviront pour la suite des calculs, notamment pour l'évaluation des charges et des surcharges, qui fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Les ponts ferroviaires se distinguent des ponts routiers par les actions spécifiques liées au trafic ferroviaire.

Dans ce chapitre, nous présentons les charges et surcharges appliquées à l'ouvrage, en nous basant sur les modèles de charges définis par l'Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) (UIC 71, chargements SW/0, SW/2 et train à vide). Après prise en compte des effets dynamiques et des efforts horizontaux, ces actions servent au dimensionnement de l'ouvrage.

Dans le chapitre qui suit, nous allons définir les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage, par la suite on va calculer les différentes sollicitations dues à ces charges.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

L'ouvrage doit résister aux efforts suivants :

1. La charge permanente (CP).
2. Les charges complémentaires permanentes (CCP).
3. Actions naturelles.
4. Les charges et surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation).

IV.2.1. Charges permanentes (CP)

Le poids propre du tablier :

Tableau IV.1 : Poids propre des voussoirs

Type	N°	L[m]	S[m ²]	V[m ³]	P_{Voussoir} [kN]	P[kN]	P[kN/ml]
Voussoir sur pile	4	6.5	13.6552	88.7588	2218.97	8875.88	32.28
Voussoir courant	54	4.25	10.8736	46.2128	1155.32	62387.28	266.86
Clavage	5	2.5	10.8736	27.184	679.6	3398	14.32
Disposée sur cintre	2	4.25	10.8736	46.2128	115.32	2310.64	8.402

IV.2.2. Compléments de charges permanentes (CCP)

IV.2.2.1. Rails (EN1991-1-1 Tab. A.6)

Notre voie est constituée de longs rails soudés, dont les caractéristiques sont les suivants :

Poids linéaire : 0.60 kN/ml. On prend le poids : 1.2kN/ml (Rail UIC60).

IV.2.2.2. Traverse monobloc (EN1991-1-1 Tab.A.6)

On prendra le poids de traverse : 4.8 kN/ml

$$\text{Donc } P = 2 \times 4.8 = 9.6 \text{ kN/ml.}$$

IV.2.2.3. Ballast (EN1991-1-1 Tab. A.6)

Le poids de ballast normal est de 20kN/m³, et la section pour les deux voies est de 3.66 m².Donc le poids total pour une unité de longueur est de 73.21kN/m.

$$P (\text{Ballast}) = 20 \times 3.66 = 73.21 \text{ kN/m.}$$

IV.2.2.4. Caniveaux (EN1991-1-1 Tab. A.6)

De section de 0.092 m² donc : $P (\text{caniveaux}) = 25 \times 0.092 \times 2 = 4.6 \text{ kN/m.}$

IV.2.2.5. Murette

De surface de 0.162 m² en béton, on trouve :

$$P(\text{murette}) = 0.162 \times 2 \times 25 = 8.1 \text{ kN/ml.}$$

IV.2.2.6. Garde-corps

Son poids par unité de longueur est : 1kN/ml, pour les deux cotés on trouve :

$$P(\text{garde-corps}) = 2 \times 1 = 2 \text{ kN/ml.}$$

IV.2.2.7. Caténaire

Le poids estimatif d'un seul caténaire est : 2.4kN/ml, on a deux caténaires, on obtiendra alors

$$P(\text{caténaire}) = 4.8 \text{ kN/ml.}$$

IV.2.2.8. Corniche

De surface de 0.04 m² en béton, on trouve : $P(\text{corniches}) = 0.04 \times 2 \times 25 = 2 \text{ kN/ml.}$

IV.2.2.9. Etanchéité

Une couche de 3 cm donc : $P (\text{chape de béton}) = 0.03 \times 12.7 \times 25 = 9.525 \text{ kN/ml.}$

Tableau IV.2 : Récapitulatif des charges permanentes complémentaires du tablier

Eléments	Densité [KN/m ²]	Poids linéaire [KN/ml]	
Rail UIC 60	/	1.2×2	2.4
Travers monobloc	/	4.8×2	9.6
Caténaires	/	2.4	2.4
Gard corps	/	1×2	2
Corniches	25	$0.04 \times 2 \times 25$	2
Ballast	20	3.66×20	73.2
Etanchéité	25	$0.03 \times 12.7 \times 25$	9.525
Caniveaux	25	$25 \times 0.092 \times 2$	4.6
Murette	25	$0.162 \times 2 \times 25$	8.1
$\Sigma = 105,725 \text{ KN/ml}$			
Poids propre des voussoirs (KN/ml)		279.9	
Poids propre du tablier G+CCP (KN/ml)		385,625	

IV.2.3. Surcharge d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 :2003)

IV.2.3.1. Charges verticales

➤ Modèle de charge 71(article 6.3.2 de l'EN 1991-2)

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique des charges verticales dues au trafic ferroviaire normal, ses dispositions et valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies selon la figure :

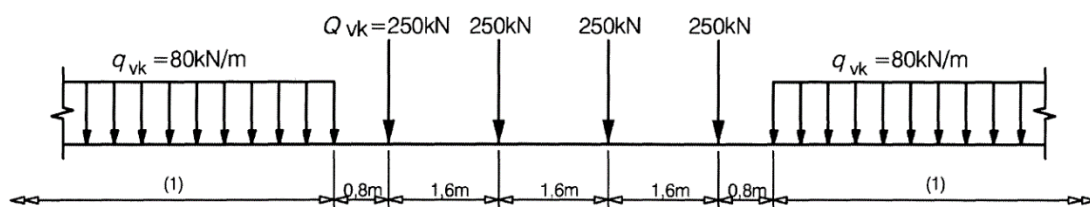


Figure IV.1 : Modèle de charge 71

➤ Modèle de charges SW /0 et SW/2 (Article 6.3.3 de l'EN 1991-2)

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la figure ci-dessous :

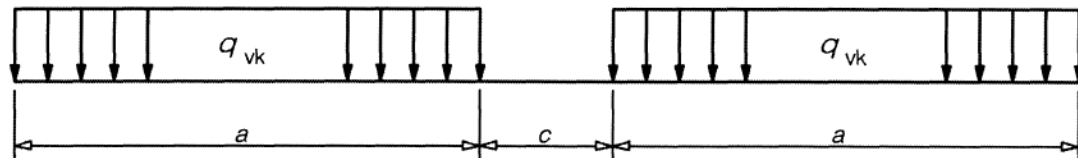


Figure IV.2 : Modèle de charges SW /0 et SW/2

Les valeurs caractéristiques des charges verticales figurent dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : valeurs caractéristiques des charges verticales SW/0 et SW/2

Modèle de charge	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

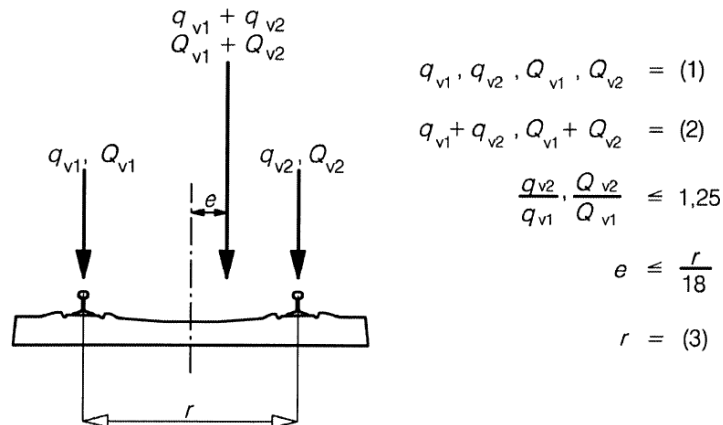
Les valeurs caractéristiques des charges LM71 et SW0 et ces effets (centrifuge, démarrage-freinage) doivent être multipliés par un coefficient α pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications [EN 1991-2 6.3.2(3)]. Pour ce projet on prendre $\alpha=1.33$

➤ Modèle de charges « Train à vide » (Article 6.3.4 de l'EN 1991-2)

Ce modèle correspond à une charge verticale uniformément répartie, de valeur caractéristique égale à 10,0 kN/m. Il est utilisé pour vérifier la stabilité latérale de l'ouvrage sous l'effet des actions latérales du trafic ferroviaire ainsi que des charges de vent appliquées au pont et aux véhicules ferroviaires.

➤ Excentricité des charges verticales (Modèles de charge 71 et SW/0) (Article 6.3.5 de l'EN 1991-2)

L'effet du déplacement latéral des charges verticales doit être pris en considération en limitant, pour tous les essieux, le rapport des charges de roues d'un même essieu à 1,25 : 1,00 sur n'importe quelle voie.



Légende

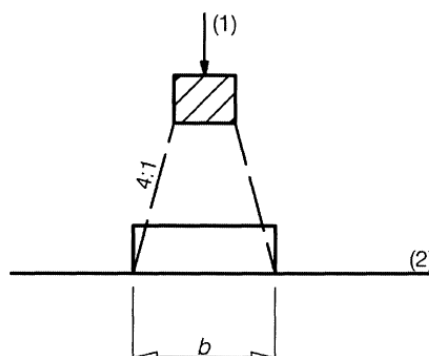
- (1) Charge linéaire uniforme et charges ponctuelles sur chacun des rails, selon le cas
- (2) LM 71 (et SW/0 si nécessaire)
- (3) Distance transversale entre charges de roues

Figure IV.3 : Excentricité des charges verticales

IV.2.4. Transmission des charges d'essieu à la structure

IV.2.4.1. Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail (Article 6.3.6.1 de l'EN 1992-2)

La charge agissant sur une traverse peut être répartie dans le ballast avec une inclinaison de 1 : 4 jusqu'au plan de référence, en prenant par point de départ l'arête inférieure de la traverse.

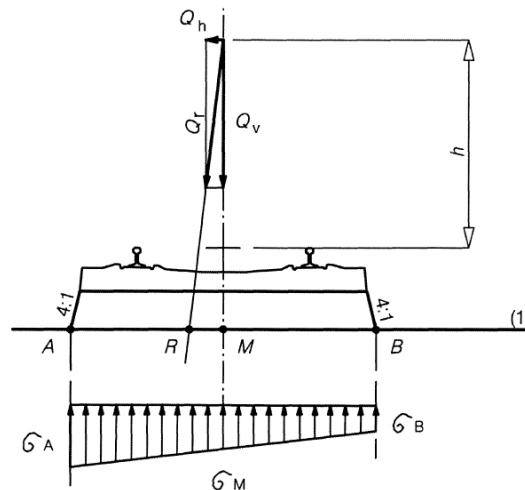


Légende

- (1) Charge sur traverse
- (2) Plan de référence

Figure IV.4 : Répartition longitudinale d'une force ponctuelle

Ci-dessous les schémas de principe de répartition transversale des surcharges ferroviaire sur les travers et le ballast conformément à l'article 6.3.6.3 de l'EN 1991-2.



(1) Plan de référence

Figure IV.5 : Répartition transversale des charges par les travers et ballast -voie

Le coefficient dynamique Φ permet de majorer les effets des charges statiques dans les modèles de charge LM71, SW/0 et SW/2. Il dépend principalement de la qualité de la maintenance de la voie.

Dans ce cas, on considère une voie avec une maintenance standard, ce qui conduit à l'utilisation du coefficient Φ_3 .

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73$$

L_{Φ} : Est la longueur de référence définie selon l'EN 1991-2.

Longueur moyenne :

$$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = 55 \text{ m}$$

Avec : $n = 5$ et $k = 1,5$

$$L_{\Phi} = k \times L_m = 1,5 \times 55 = 82,5 \text{ m}$$

Calcul de Φ_3

$$\Phi_3 \approx 0,97, 1 \leq \Phi_3 \leq 2$$

La valeur calculée étant inférieure à 1, on adopte : $\Phi_3 = 1$

Poutres principales										
5.1	Poutres et dalles sur appuis simples (y compris poutrelles métalliques enrobées)	Portée dans la direction des poutres principales								
5.2	Poutres et dalles continues sur n travées avec $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + .. + L_n) \quad \dots (6.6)$	$L_{\Phi} = k \times L_m, \quad \dots (6.7)$ au minimum pris égal à max $L_i = (1, ..., n)$ <table><tr><td>$n = 2$</td><td>3</td><td>4</td><td>$\geq 1,5$</td></tr><tr><td>$k = 1,2$</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table>	$n = 2$	3	4	$\geq 1,5$	$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5
$n = 2$	3	4	$\geq 1,5$							
$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5							
5.3	Ponts-portiques et cadres fermés ou caissons : — à une seule travée — à plusieurs travées	Les considérer comme une poutre continue à trois travées (utiliser 5.2 avec les longueurs verticales et horizontales des éléments du cadre ou du tube) Les considérer comme une poutre continue à plusieurs travées (utiliser 5.2 avec longueurs des éléments verticaux d'extrémité et des éléments horizontaux)								

(à suivre)

Figure IV.6 : la portée déterminante des poutres principales selon le type de tablier

IV.2.5. Charges horizontales

IV.2.5.1. Forces centrifuges (Article 6.5.1 de l'EN 1991-2)

La voie est en courbe sur toute la longueur du pont. Ainsi, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte.

Il convient de considérer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur. À une hauteur de 1.80m au-dessus du plan de roulement.

La force centrifuge doit toujours être combinée avec la charge verticale de trafic. Elle ne doit pas être multipliée par les coefficients dynamiques.

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aide des formules suivantes, indiquées au §6.17 de EN 1991-2 :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk})$$

Avec :

- f : coefficient de réduction
- $f = 1$ Pour $V \leq 120 \text{ km/h}$ pour le modèle de charge 71, SW/2 et « Train à vide »
- r : rayon de courbure (m)

➤ **Pour le modèle de charge 71**

$$Q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 412.78} (1 \times 250) = \frac{120^2}{127 \times 412.78} (1 \times 250) = 68.68 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 412.78} (1 \times 80) = \frac{120^2}{127 \times 412.78} (1 \times 80) = 21.98 \text{ kN/m}$$

➤ **Pour le modèle de charge SW/0 :**

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 412.78} (1 \times 133) = \frac{120^2}{127 \times 412.78} (1 \times 133) = 36.54 \text{ kN/m}$$

➤ **Pour le modèle de charge SW/2 :**

$$q_{tk} = \frac{80^2}{127 \times 412.78} (1 \times 150) = 18.39 \text{ kN/m}$$

➤ **Pour le modèle de charge « Train à vide » :**

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 412.78} (1 \times 10) = \frac{120^2}{127 \times 412.78} (1 \times 10) = 2.75 \text{ kN/m}$$

IV.2.5.2. Effort de lacet (Selon l'article 6.52 de l'EN 1991-2)

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$. Elle ne doit pas être multipliée par le coefficient ϕ . Il convient de multiplier la valeur caractéristique de l'effort de lacet donnée en par le coefficient α , comme indiqué en 6.3.2(3), pour les valeurs de $\alpha \geq 1$.

L'effort de lacet doit toujours être combiné avec une charge verticale de trafic.

IV.2.5.3. Actions dues à l'accélération et au freinage (Article 6.5.3 de l'EN 1991-2)

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes, les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage seront prises égale à :

- **Force d'accélération**

- **Pour les modèles de charge 71**

$$Q_{lak} = 33 \times 275 = 9075 \text{ kN} \geq 1000 \text{ donc la valeur retenue est } 1000 \text{ KN.}$$

- **Pour les modèles de charge SW/0**

$$Q_{lak} = 33 \times 275 = 9075 \text{ kN} \geq 1000 \text{ donc la valeur retenue est } 1000 \text{ KN.}$$

- **Pour les modèles de SW/2**

$$Q_{lak} = 33 \times 275 = 9075 \text{ kN} \geq 1000 \text{ donc la valeur retenue est } 1000 \text{ KN.}$$

- **Force de freinage**

- **Pour les modèles de charge 71**

$$Q_{lbk} = 20 \times 275 = 5500 \text{ kN} \leq 6000 \text{ donc la valeur retenue est } 5500 \text{ KN}$$

- **Pour le modèle SW/0**

$$Q_{lbk} = 20 \times 275 = 5500 \text{ KN.}$$

- **Pour le modèle de charge SW/2**

$$Q_{lbk} = 35 \times 275 = 9625 \text{ kN.}$$

IV.2.6. Actions accidentelles

IV.2.6.1. Déraillement (Article 6.7.1 de l'EN 1991-2)

Les ouvrages ferroviaires doivent être dimensionnés de façon à réduire autant que possible les conséquences d'un déraillement, en particulier les risques de renversement ou de ruine totale de la structure.

Par conséquent, le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire est pris en compte comme une situation accidentelle de projet.

Deux situations de projet sont à considérer :

➤ Situation de calcul I

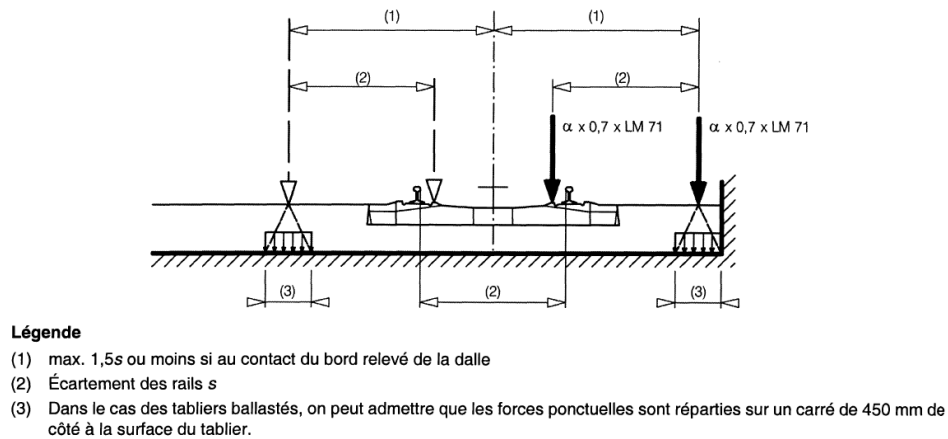


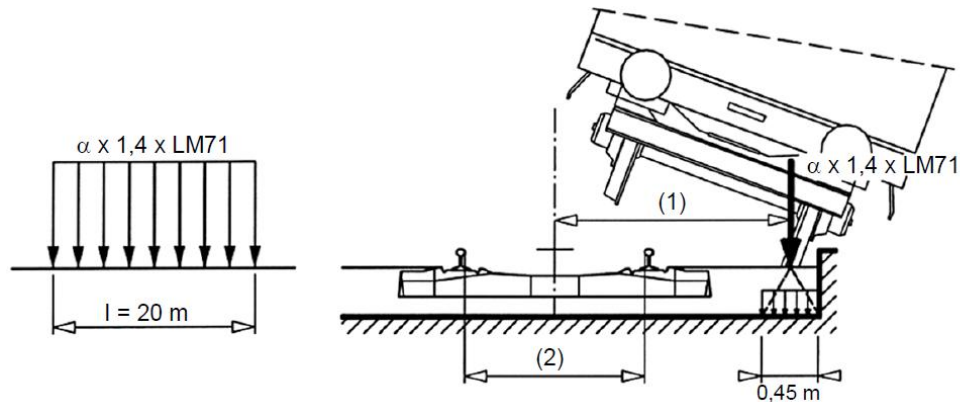
Figure IV.7 : Situation I de calcul de déraillement

$$\alpha \times 0,7 \times LM71$$

$$AN : QA1d = 1,33 \times 0,7 \times 250 = 232,75 \text{ kN}$$

$$qA1D = 1,33 \times 0,7 \times 80 = 74,48 \text{ kN/m}$$

➤ Situation de calcul II



- (1) Charge agissant sur le bord de la structure
- (2) Ecartement de la voie s

Figure IV.8 : Situation II de calcul de déraillement

$$qA2D = \alpha \times 1,4 \times LM71$$

$$qA2D = 1,33 \times 1,4 \times 80 = 148,96 \text{ kN/m}$$

IV.2.7. Action naturelle (NF EN 1991-1-5: 2004)

IV.2.7.1. Action du vent (NF EN 1991-1-4)

D'après l'article 3.2.1 du RCPR, Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

IV.2.7.2. Variation uniforme de la température ΔT_u

Conformément au RCPR 2009, la wilaya de Souk Ahras étant située en Algérie du Nord (climat tempéré), les variations uniformes de température à considérer sont de +35 °C et -15 °C.

Selon NF EN 1991-1-5 (article 6.1), l'ouvrage étudié est classé de type 3, correspondant à un tablier en béton. Les valeurs de température sont : $\Delta T^+ = 28$ °C et $\Delta T^- = -19$ °C

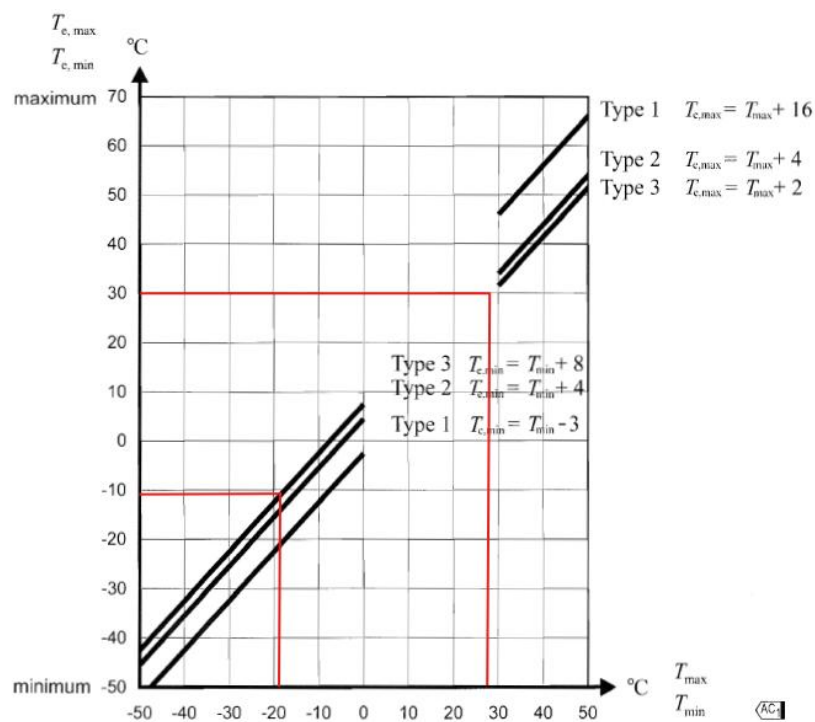


Figure IV.9 : : graphe de la variation de température en fonction de type du tablier

IV.2.7.3. Gradient thermique linéaire $\Delta\theta$ (Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR)

Dans le cas d'un en béton (type 3), les valeurs suivantes sont retenues :

Tableau IV.4 : Les valeurs caractéristiques de gradient thermique

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

IV.2.7.4. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique

Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte simultanément le gradient thermique $\Delta T_{M,heat}$ (ou $\Delta T_{M,cool}$) et les variations uniformes de température d'un pont $\Delta T_{N,exp}$ (ou $\Delta T_{N,con}$). Par exemple dans le cas des structures en portiques, il est possible d'utiliser l'expression suivante, à interpréter comme combinaison d'actions :

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ou } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (ou } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (ou } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (ou } \Delta T_{N,con})$$

Avec : $\omega_M = 0.75$; $\omega_N = 0.35$

On obtient les huit combinaisons suivantes :

$0.35 dT^+ + dgT^+$	$dT^+ + 0.75 dgT^+$
$0.35 dT^+ + dgT^-$	$dT^+ + 0.75 dgT^-$
$dT^- + 0.75 dgT^+$	$dT^- + 0.75 dgT^+$
$0.35 dT^- + dgT^-$	$dT^- + 0.75 dgT^-$

IV.3. COMBINAISONS D'ACTIONS ET DE COEFFICIENTS PARTIELS APPROPRIES

IV.3.1. Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples

IV.3.1.1. Groupes de charges – Valeurs caractéristiques des actions à composantes multiples

La prise en compte simultanée de différents types de chargements s'effectue à travers des groupes de charges spécifiques. Ces groupes, étant mutuellement exclusifs, doivent chacun être considérés comme une action variable unique lorsqu'ils sont combinés avec d'autres actions-

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

notamment celles indépendantes du trafic. Par conséquent, chaque groupe de charges est appliqué séparément, sans combinaison avec les autres, afin de respecter les règles de simultanéité établies.

Selon le tableau du code UIC 776-1R (page 29), les groupes de charges suivants sont retenus :

Les groupes supposés pour le calcul sont :

- Pour une voie chargée : Gr 11-15 et Gr 16-17.
- Pour deux voies chargées : Gr 21-27.

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
1	2	≥ 3	Nbre de voies chargées	Groupe de charges	Voie chargée	2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
						LM 71 ^a SW/0 ^{ab} HSLM ^{cd}	SW/2 ^{ae}	Train à vide	Traction freinage ^a	Effort centrifuge ^a	Effort de lacet ^a	
			1	gr11	T ₁	1			1 ^f	0,5 ^f	0,5 ^f	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T ₁	1			0,5 ^f	1 ^f	1 ^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T ₁	1 ^g			1	0,5 ^f	0,5 ^f	Max. longitudinal
			1	gr14	T ₁	1 ^g			0,5 ^f	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T ₁			1		1 ^f	1 ^f	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T ₁		1		1 ^f	0,5 ^f	0,5 ^f	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T ₁		1		0,5 ^f	1 ^f	1 ^f	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T ₁ T ₂	1 1			1 ^f 1 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T ₁ T ₂	1 1			0,5 ^f 0,5 ^f	1 ^f 1 ^f	1 ^f 1 ^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T ₁ T ₂	1 ^g 1 ^g			1 1	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	Max. longitudinal
			2	gr24	T ₁ T ₂	1 ^g 1 ^g			0,5 ^f 0,5 ^f	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T ₁ T ₂	1 1	1		1 ^f 1 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T ₁ T ₂	1 1	1		0,5 ^f 0,5 ^f	1 ^f 1 ^f	1 ^f 1 ^f	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T _i	0,75			0,75 ^f	0,75 ^f	0,75 ^f	Cas de charge supplémentaire

Figure IV.10 : Les groupes de charges.

IV.3.2. Les combinaisons de charges

IV.3.2.1. Etat limite ultime

$$\sum \gamma G_{k,j} . G_{k,j} j \geq 1 + \gamma_p P + \gamma Q_{k,1} Q_{k,1} + \sum \gamma Q_{k,i} . \psi_{0,i} . Q_{k,i} i \geq 1$$

Les facteurs d'amplification sont spécifiés dans tableau 1 et 2 d'Annexe A du Code UIC776-1

IV.3.2.2. Etat limite de service

$$\sum G_{k,j} j \geq 1 + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} . Q_{k,i} i > 1$$

Les facteurs d'amplification sont spécifiés dans tableau 1 et 2 d'Annexe A du Code UIC776-1

IV.3.2.3. Situations de projet accidentelles (non sismiques)

$$\sum G_{k,j} j \geq 1 + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \gamma Q_{k,i} . \psi_{2,i} . Q_{k,i} i > 1$$

$\psi_{1,1}$: facteur de la combinaison fréquente.

$\psi_{2,1}$: facteurs de la combinaison quasi permanente.

$\psi_{1,1}$ et $\psi_{2,1}$ sont spécifiés dans les tableaux 1 et 2 de l'Annexe A du Code UIC 776-1.

IV.3.2.4. Situations de projet accidentelles (Selon l'article 4.3.2.5 de R.P.O.A)

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé. À partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION

La construction de ponts par encorbellements successifs est une technique couramment utilisée pour construire des ouvrages en porte-à-faux. Dans ce chapitre, nous allons préciser les différentes phases de construction de notre pont, en mettant particulièrement l'accent sur l'étude de stabilité des fléaux en phase de construction. Enfin, on fait l'étude détaillée des câbles de précontrainte de fléau (nombre, tracé, pertes et vérifications).

En général, les constructions sont réalisées en ajoutant un fléau après l'autre. Toutefois, afin d'accélérer le processus, plusieurs fléaux peuvent être construits simultanément. Une fois un fléau achevé, il est relié au précédent par clavage.

V.2. LES PHASES DE CONSTRUCTION DU TABLIER

Pour une structure à cinq travées (ce qui équivaut à quarts fléaux), le processus de construction typique est le suivant :

- Réalisation des 4 fléaux.
- Réalisation des parties coulées sur cintre au niveau des culées.
- Clavage de chaque fléau avec la partie coulée sur cintre.
- Clavage des 3 fléaux au milieu de l'ouvrage.

Tableau V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau (phase 1-2)

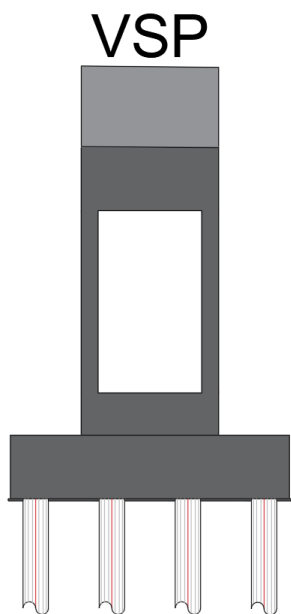
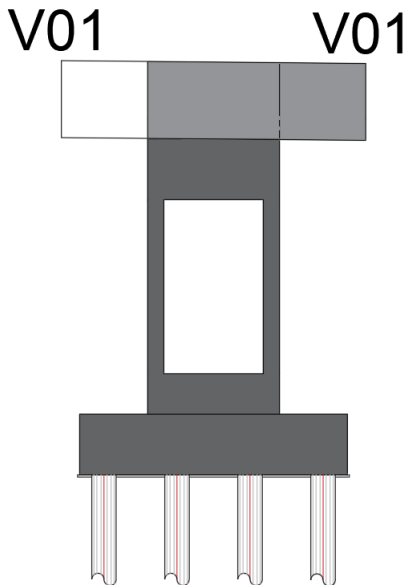
Phase 01	Phase 02
 Réalisation de la pile et mise en place du voussoir sur pile (VSP), point de départ de la construction du fléau	 Pose symétrique des premiers voussoirs V01 et mise en tension de la précontrainte initiale.

Tableau V.2 : Cheminement de la réalisation d'un fléau (phase 3-5)

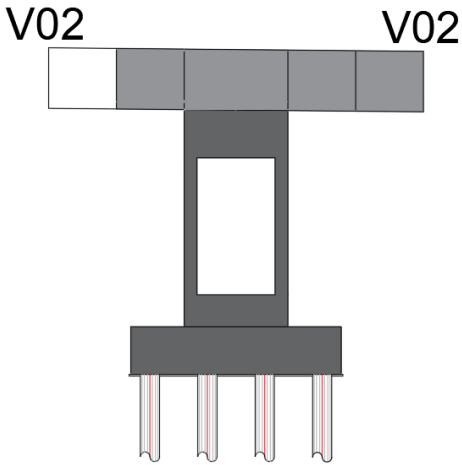
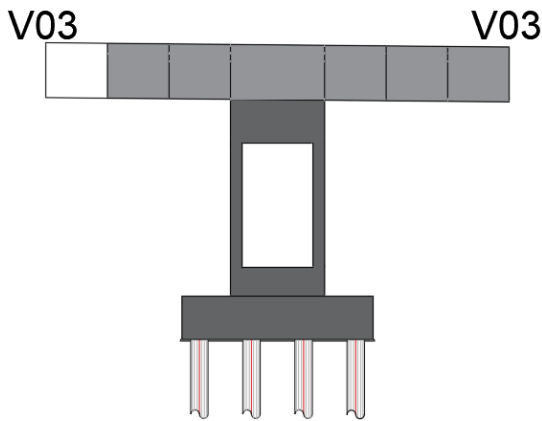
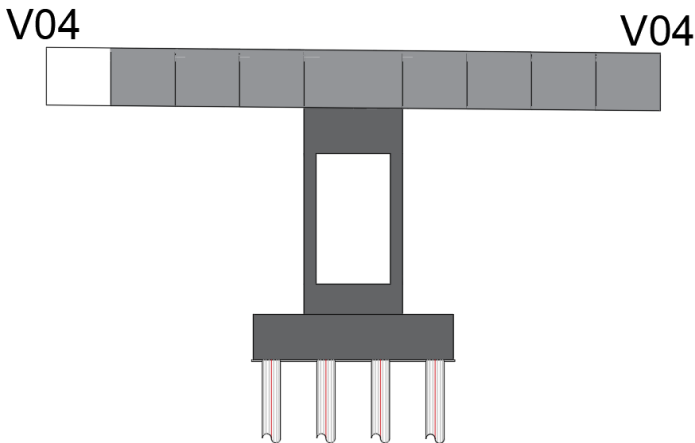
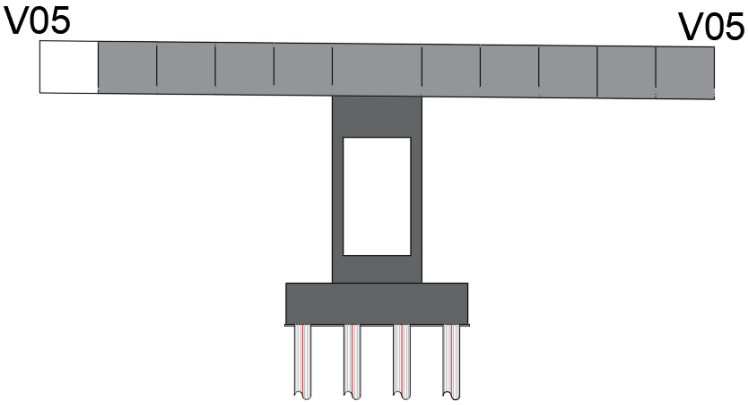
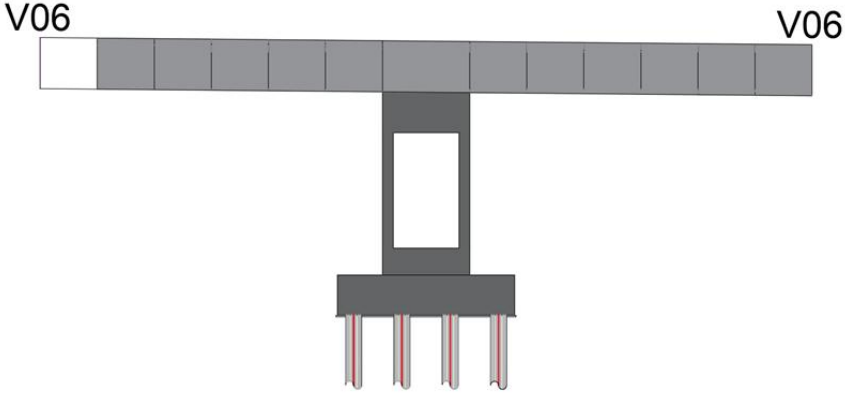
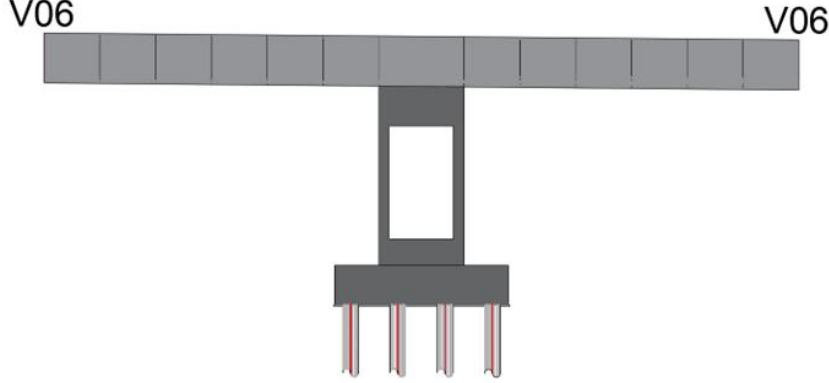
Phase 03	Phase 04
 Ajout des voussoirs V02 de part et d'autre de la pile pour prolonger le fléau.	 Pose des voussoirs V03 avec contrôle de l'alignement et de la géométrie de l'ouvrage.
Phase 05	
 Installation des voussoirs V04 et poursuite de l'avancement équilibré du tablier.	

Tableau V.3 : Cheminement de la réalisation d'un fléau (phase 6-8)

Phase 06
 Pose des voussoirs V05 accompagnée de la précontrainte nécessaire à la stabilité du fléau.
Phase 07
 Mise en place des derniers voussoirs V06 permettant d'atteindre la longueur finale du fléau.
Phase 08
 Réalisation du clavage final et mise en continuité définitive du tablier.

V.3. CHARGES ET SOLLICITATIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION

Les documents SETRA définissent les charges suivantes à prendre en compte pour la justification de fléau :

V.3.1. Poids propre de fléaux

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, déterminé à partir de sa section transversale en prenant un poids volumique de 25 kN/m³.

Afin de considérer le cas le plus défavorable vis-à-vis des actions variables ou accidentelles, le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2 % pour obtenir $G_{\max}$, tandis que celui de l'autre est minoré de 2 % pour obtenir $G_{\min}$.

$$G_{\max} = G \times 1,02$$

$$G_{\min} = G \times 0,98$$

Tableau V.4 : évaluation du poids propre de chaque phase

Les phases	Demi-fléau minoré		Demi-fléau majoré	
	G	Gmin	G	Gmax
Phase 01	1109,49	1087,30	1109,49	1131,67
Phase 02	1109,49	1087,30	2264,81	2310,10
Phase 03	2264,81	2219,51	3420,13	3488,53
Phase 04	3420,13	3351,72	4575,45	4666,95
Phase 05	4575,45	4483,94	5730,77	5845,38
Phase 06	5730,77	5616,15	6886,09	7023,81
Phase 07	6886,09	6748,36	8041,41	8202,23
Phase 08	8041,41	7880,58	9196,73	9380,66

V.3.2. Charge due au vent

Notre pont est de portée inférieure à 120m. et n'est pas exposé à des vents forts et fréquents donc l'action supplémentaire du vent $Q_w = 2 \text{ KN/m}^2$.

V.3.3. Charge de chantier connues

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de

l'équipage mobile noté Q_{Prc1} , dont la valeur courante varie de 0.30 à 0.90 MN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier.

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 :

$$Q_{Prc1,max} = P_{vl}/2 \times 1.06 = 612.32 \text{ KN.}$$

$$Q_{Prc1,min} = P_{vl}/2 \times 0.96 = 554.554 \text{ KN.}$$

V.3.4. Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondant aux matériaux stockés sur le tablier aux petits engins de chantier, aux personnes et aux action climatique négligés par ailleurs, pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie de 200 N/m² sur un demi-fléau : $Q_{Pra1}=2.5 \text{ KN/ml.}$
- Une charge concentrée de $(50+5b)$ avec (b désigne la largeur de hourdis supérieur du caisson exprimée en mètre), appliquée à l'extrémité du dernier voussoir $Q_{Pra2}=113.5 \text{ KN.}$

V.3.5. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide (FA) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique égal à deux (2) pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation de demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage

$$F_a = -Q_{Prc1,max} = -612.32 \text{ KN.}$$

V.4. COMBINAISONS D'ACTION

Selon les documents SERTA, les différentes combinaisons sont les suivants :

V.4.1. Type 01 (Combinaison en situation temporaire de construction)

Combinaison A1 : $1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRC1 \text{ max}} + Q_{PRC1 \text{ min}} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_w)$

Combinaison A2 : $0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRC1 \text{ max}} + Q_{PRC1 \text{ min}} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_w)$

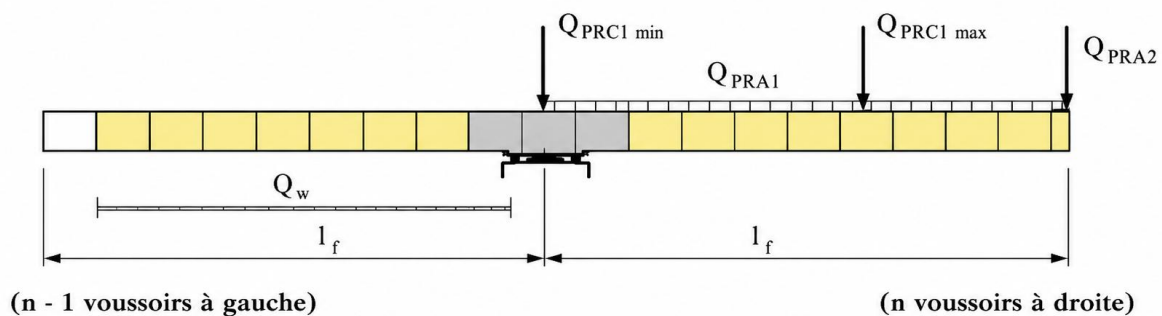


Figure V.1 : Situation temporaire de construction à considérer

V.4.2. Combinaison accidentelle de construction (type B)

Combinaison B1 : $1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}) + F_a$

Combinaison B2 : $0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}) + F_a$

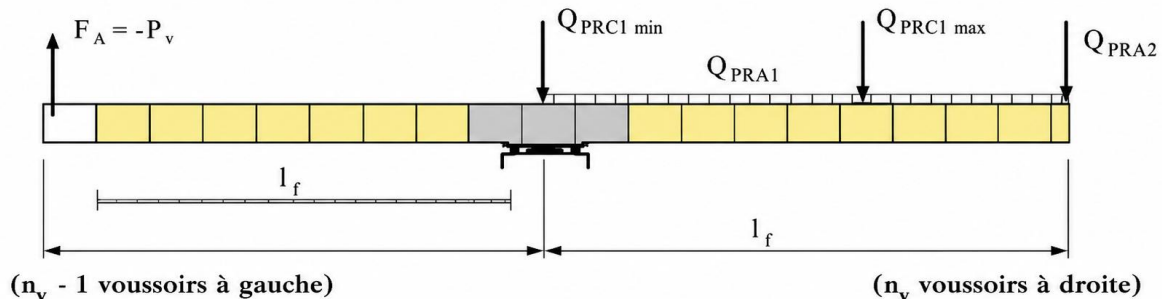


Figure V.2 : Situation accidentelle de construction à considérer.

V.4.3. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis [MIDAS CIVIL], dans ce modèle on considère que le tablier travaille comme un porte- a- faux (bi-console) Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Evaluation Des efforts max.

Réactions	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B2	Combinaison B2
M (KN.m)	-157007.3	-133437.2	-151533.0	-127962.9
N (KN)	19397.7	16178.5	17904.1	14684.8

V.5. STABILISATION DU FLÉAU PAR CLOUAGE PRÉCONTRAINT

On choisit de vérifier la stabilité du fléau en utilisant la méthode des organes d'ancrage. Celle-ci repose sur la mise en place de deux files de cales temporaires, avec un ancrage à la pile assuré par deux câbles. On suppose que le voussoir situé sur la pile se comporte comme un élément rigide.

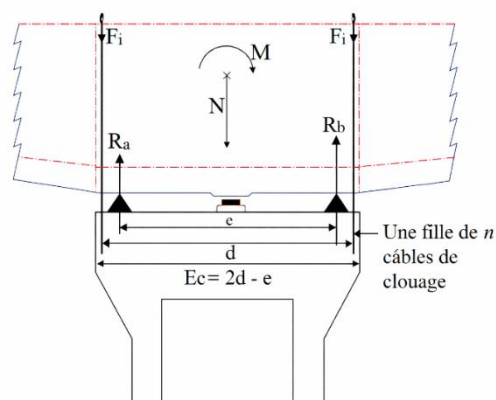


Figure V.3 : Géométrie du système de clouage.

- **M et N** : sollicitations résultantes issues des combinaisons A et B.
- **Ra et Rb** : réactions d'appui.
- **Fi** : effort exercé par les n câbles d'une file.
- **e** : entraxe des cales.
- **d** : entraxe entre une cale et un câble.

La valeur $E/2$ correspond à l'excentricité maximale admissible de la résultante par rapport au centre des appuis, donc :

- Dans **le cas où $M/N < E/2$** , résultante reste comprise entre les deux appuis et l'équilibre du fléau est assuré ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.
- Dans **le cas où $M/N > E/2$** , la résultante sort de la zone d'appui, entraînant un risque de soulèvement nécessitant l'intervention des câbles de clouage.

L'aménagement de la tête de pile donne : $E = 3 \text{ m}$, $E/2 = 1.5 \text{ m}$ et $D = 4,35 \text{ m}$.

Nous résumons les résultats de calcul M/N dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Résultats de calcul M/N

Combinaison	$\Delta M_{\max}$ (KN.m)	$\Delta N_{\max}$ (KN)	$\Delta M/\Delta N$ (m)	$E/2$	Remarque
A1	32014.4	19397.74	1.65	1.5	Risque !
A2	31170.3	16178.5	1.923	1.5	Risque !
B1	59786.8	17904.1	3.34	1.5	Risque !
B2	58942.6	14684.8	4.014	1.5	Risque !

Selon les résultats précédents il est indispensable et obligatoire d'utiliser des câbles verticaux de précontrainte pour assurer la stabilité de la structure.

V.5.1. Calcul du nombre de câbles de clouage

Le nombre de câbles « n » est donné par la formule suivant :

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

$$\sigma_{ut} = (1 - p) \times \sigma_{p0}$$

$$K = \sigma_{ut} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_s} \times [d^2 + (d - e)^2]$$

- $\gamma_s = 1,15$ (Fondamentale).
- $\gamma_s = 1,00$ (Accidentelle).
- Pertes estimées à 25%

Pour le cas le plus défavorable « B1 », on trouve : $n = 3.76$ câbles de 12T15s.

Donc on opte pour 4 câbles de 12T15s avec une disposition de 2 câbles dans chaque côté.

V.5.2. Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale R_b . Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée.

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left(1 + 2 \times \rho_t \times \frac{f_e}{f_{cj}} \right)$$

ρ_t : Est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté, borné supérieurement à 4%.

Avec 2% de frettage, ce qui correspond à une valeur courante $f_e = f_{e28} + 20 \text{ MPa}$

$$f_{cf} = 55 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant présente les valeurs limites obtenues selon la résistance du béton et le type de vérification à réaliser :

➤ Les valeurs limites issues de ce calcul

Tableau V.7 : Valeurs limites de contrainte de compression

Type de combinaisons à l'ELU	f_{clim}
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0.61 à 0.65 f_{cj}
Combinaison fondamentale avec actions variables	0.72 à 0.75 f_{cj}
Combinaisons accidentelles	0.94 à 0.98 f_{cj}

Supposant qu'on a deux cales de dimensions $a \times b$ par ligne d'appui, la surface totale des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{cmax}}$$

Avec :

$$R_b = \Delta N/2 + \Delta M/e + F_i$$

$$F_i = (1 - \rho) \times n \times F_{p0}$$

$$f_{cmax} = \min(f_{clim}; f_{cf})$$

➤ Application numérique

$\Delta M_{\max} = 59786.8 \text{ KN.m}$, $\Delta N_{\max} \text{ (KN)} = 17904.1 \text{ KN}$, Pertes estimées à 25%

Contraintes du béton

$$\begin{aligned}f_{clim} &= 0,72 \times f_{cj} = 0,72 \times 35 = 25,2 \text{ MPa} \\f_{cf} &= f_{c28} + 20 = 35 + 20 = 55 \text{ MPa} \\f_{c,\max} &= \min(f_{clim}; f_{cf}) = 25,2 \text{ MPa} = 25200 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Effort de précontrainte initial

$$\begin{aligned}F_i &= (1 - \rho) n F_{p0} = (1 - 0,25) \times 4 \times 2\,678,4 \\F_i &= 8\,035,2 \text{ KN}\end{aligned}$$

Réaction maximale

$$\begin{aligned}R_b &= \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i \\R_b &= \frac{17904.1}{2} + \frac{59786.8}{3} + 8\,035,2 \\R_b &= 36\,916,18 \text{ KN}\end{aligned}$$

Surface nécessaire

$$\begin{aligned}S &= \frac{R_b}{f_{c,\max}} = \frac{36\,916,18 \text{ KN}}{25\,200} = 1,465 \text{ m}^2 \\S &= 4 \times a \times b = 4 \times 0,75 \times 1,5 = 4,50 \text{ m}^2\end{aligned}$$

On adopte 4 cales de dimensions $(0,75 \times 1,5) \text{ m}^2$, la surface étant suffisante pour reprendre les efforts.

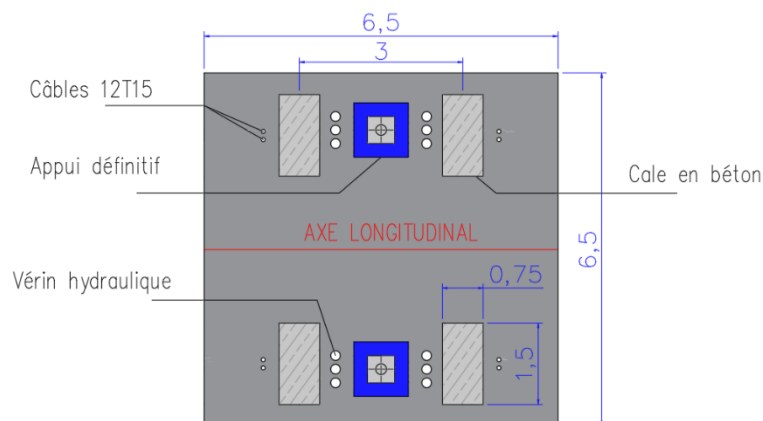


Figure V.4 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.

V.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons expliqué que l'étude du tablier d'un pont à voussoirs construit par encorbellements successifs se fait en deux étapes principales.

La première étape a lieu avant la réalisation complète des fléaux. On vérifie alors leur stabilité. À ce stade, la structure est isostatique, et les moments les plus importants se situent au niveau de l'encastrement sur les piles.

La deuxième étape correspond à la situation après le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. La structure devient alors hyperstatique.

Une fois les efforts déterminés à partir des différentes combinaisons d'actions, on peut ensuite dimensionner la précontrainte afin d'assurer la résistance et le bon comportement du tablier.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

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

VI.1.1. Câbles de fléau

- Disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson.
- Mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Permettent l'assemblage progressif des voussoirs reprennent les moments négatifs dus au poids propre et aux surcharges de chantier.
- Assurent la stabilité des demi-fléaux durant la construction.

VI.1.2. Câbles de continuité

- Placés au voisinage de la clé des travées.
- Mis en tension après la fermeture des fléaux.
- Assurent la continuité du tablier et la liaison avec les sections de rive réalisées sur cintres.
- Situés principalement dans la membrure inférieure du caisson.
- Reprennent les moments fléchissant positifs dus aux charges d'exploitation.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

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

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

Avec :

- P : la force de précontrainte.
- n : nombre de câbles.
- P_0 : effort de précontrainte limite créé par un câble 19T15s, classe 1770.
- ΔP : le pourcentage des pertes estime à 25 %.

VI.2.1. Evaluation de l'effort de précontrainte P_0

La tension d'origine $\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1488 \text{ MPa}$.

Tels que : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ et $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$.

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{19T15s}, \quad S_{19T15s} = 2850 \text{ mm}^2 \rightarrow P_0 = 4240,8 \text{ KN}.$$

VI.2.2. Evaluation de l'effort de précontrainte P

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

Avec :

- P : La force de précontrainte.
- σ_{adm} : contrainte admissible.
- v : La distance du centre de gravité de la section considérée la fibre supérieure.
- I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : moment maximal dû au poids propre et surcharge.
- S : La section du voussoir sur l'axe de pile.

➤ Application numérique

M = 157 007.3 KN.m (Combinaison de charge A1 – Axe VSP).

I = 27.71 m⁴ ; S = 13,6552 m².

v = 1,865 m ; d = 0.15 m, e = 1,715 m ; P0 = 4240,8 KN ; ΔP = 25%.

Donc : P = 56012.16384 KN

D'où : n ≥ 17,6106698 câbles. On prend 18 câbles 19T15

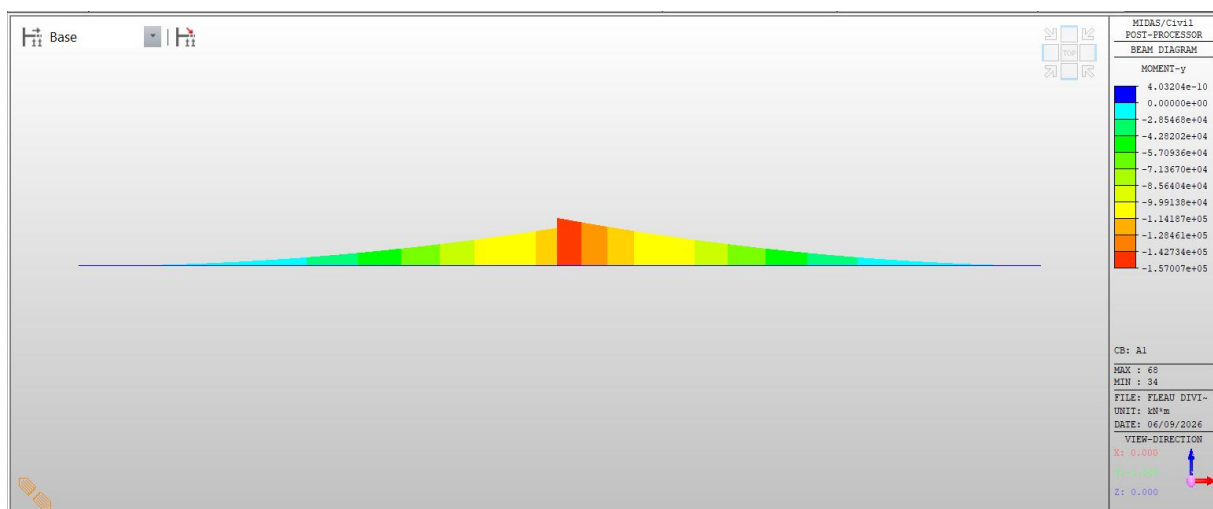


Figure VI.1 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1 (KN.m)

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

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

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

	X (m)	M (KN.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	ν (m)	e (m)	P (KN)	Nbr calculé	Nbr retenu
AXE VSP	0	157007,34	27,71	13,6552	1,865	1,715	56012,4966	17,6106699	18
FIN VSP	3.25	126173,81	27,71	13,6552	1,865	1,715	45012,6096	14,1522384	16
FIN V1	7.5	90830,13	24,173	10,8736	1,6703	1,5203	31856,2155	10,0157881	12
FIN V2	11.75	61216,98	24,173	10,8736	1,6703	1,5203	21470,2028	6,75036244	8
FIN V3	16	37329,84	24,173	10,8736	1,6703	1,5203	13092,4334	4,11634076	6
FIN V4	20.25	19162,65	24,173	10,8736	1,6703	1,5203	6720,78207	2,11305479	4
FIN V5	24.5	6718,15	24,173	10,8736	1,6703	1,5203	2356,20971	0,74080668	2
FIN V6	28.75	0	24,173	10,8736	1,6703	1,5203	0	0	0

VI.2.3. Disposition et enrobage des câbles

Afin de faciliter le coulage du béton (chemin de bétonnage) et de prévenir toute interférence entre les paquets de gaines lors de la mise en tension, il est impératif de maintenir une distance minimale entre les conduits et garantir le respect de l'enrobage.

- L'espacement horizontal entre les deux bords : $eh \geq 1.5 \varnothing g \rightarrow eh \geq 15$ cm,
- L'espacement vertical entre les deux bords : $ev \geq 1.2 \varnothing g \rightarrow ev \geq 12$ cm,
- L'enrobage $C = \max \left(\frac{3}{4} a ; \varnothing g ; d \right)$, avec $d = 5$ cm, $a = \varnothing g = 10$ cm. $\rightarrow C \geq 10$ cm.

On prend $eh = 20$ cm ; $ev = 20$ cm et $C = 10$ cm.

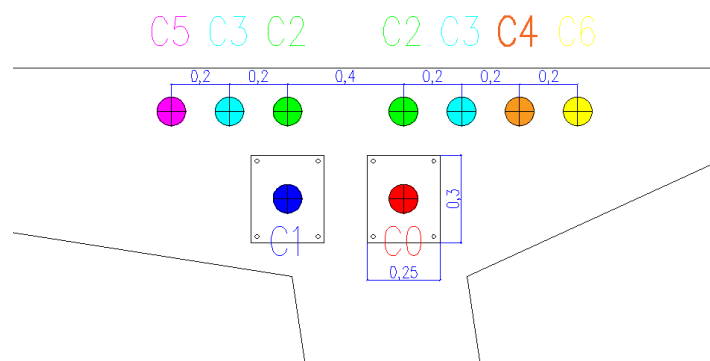


Figure VI.2 : : Disposition des câbles et ancrages de fléau

VI.2.4. Disposition des enclages

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.

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30$ (mm)
- $y > B + 30$ (mm)
- $x \times y \geq a \times b$
- $x \geq 0.85 \times a$
- $y \geq 0.85 \times b$
- $x' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10$ (mm)
- $y' \geq 0.5 \times y + \text{enrobage de béton} - 10$ (mm)

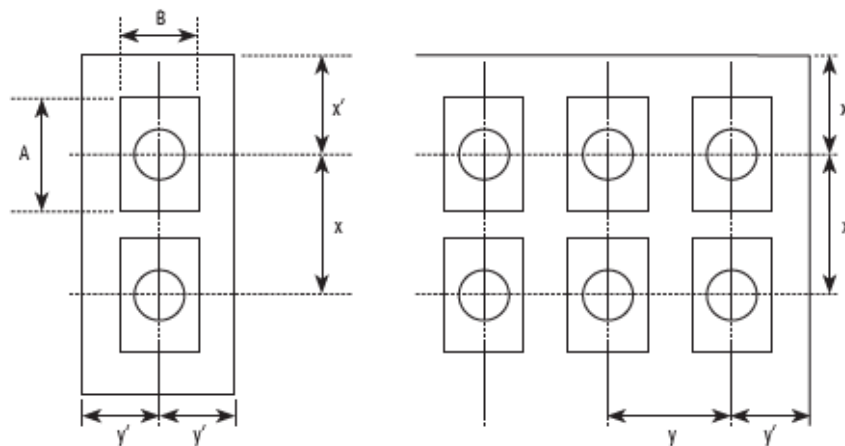


Figure VI.3 : Disposition des ancrages selon Freyssinet

Avec :

- A, B : dimensions en plan de la tromplaque ($A \geq B$).
- a, b : dimensions du prisme d'essai ($a \geq b$).
- x, y : la distance d'axe en axe des ancrages de la structure dans les directions x et y .
- x', y' : la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x et y .
- $f_{cm,0}$: la résistance moyenne à la compression mesurée sur cylindre avant tension.

Les dimensions du (a, b) dans le tableau ci-dessous à partir de class de résistance du béton f_{cm0} :

$$f_{cm0} = f_{c28} + 8 \text{ MPa}$$

- $f_{cj} = f_{c2}$ (Pour ancrage des câbles de fléau)
- $f_{cj} = f_{c28}$ (Pour ancrage des câbles de continuité)

Tableau VI.2 : Valeurs caractéristiques des dimensions a et b

Unités	a=b (mm)		
	$f_{cm.o}$ (MPa)		
	24	44	60
19 C 14	530	400	380

➤ Application numérique

- $f_{c2} = 27.27 \text{ Mpa}$
- $f_{cm0} = f_{c28} + 8 \text{ MPa} = 35.27 \text{ Mpa}$

Donc on détermine a et b de tableau : $a = b = 450 \text{ mm}$.

- $x \geq 300 + 30 \rightarrow x \geq 330 \text{ mm}$
- $y \geq 250 + 30 \rightarrow y \geq 280 \text{ mm}$
- $x \times y \geq 430 \times 430 = 202\,500 \text{ mm}^2$
- $x \geq 0.85 a = 382.5 \text{ mm} \rightarrow x = 500 \text{ mm}$
- $y \geq 0.85 b = 382.5 \text{ mm} \rightarrow y = 400 \text{ mm}$
- $x' \geq 0.5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)} \rightarrow x' \geq 280 \text{ mm} \rightarrow x' = 300 \text{ mm}$
- $y' \geq 0.5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)} \rightarrow y' \geq 230 \text{ mm} \rightarrow y' = 240 \text{ mm}$

VI.2.5. Tracé des câbles en plan

Dans le plan, les câbles de précontrainte suivant une trace parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Pour s'ancrer, ils adoptent une trajectoire en forme de 'S' jusqu'à l'ancrage.

Cependant, les câbles appartenant au même axe vertical de leurs ancrages conservent une trace longitudinale dans le plan (C0 et C1).

Allure en plan des câbles du fléau :

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\left(\frac{x}{L}\right)^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{x_i^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{x_{i+1}^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{(x_i)}$

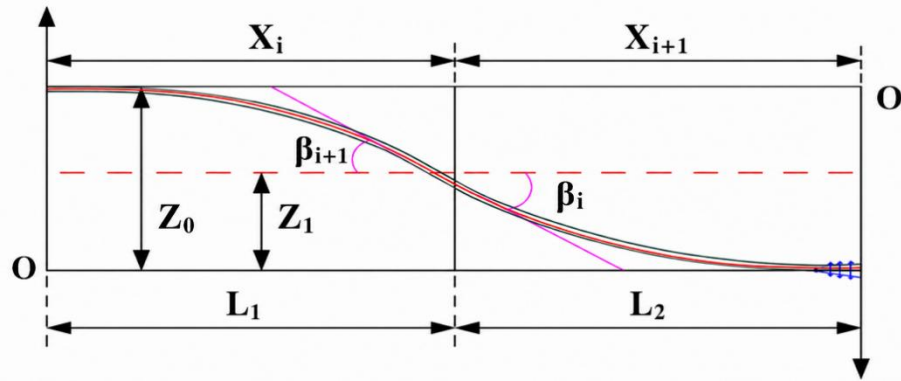


Figure VI.4 : Tracée en plan des câbles de fléau

Dans notre cas, les deux courbes auront une allure identique mais dans direction opposées :

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

VI.2.6. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut éviter les contraintes des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Les câbles dont l'ancrage est au même niveau (C0) ne subisse aucune déviation en élévation.

Allure en élévation des câbles du fléau :

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2$
- Les rayons de courbure : $R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$
- L'angle de la courbe au point d'ancrage est : $\alpha_n = \text{Arctg}\left(2 \times (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right)\right)$

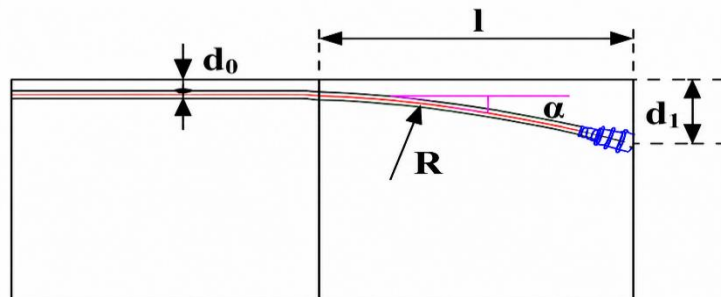


Figure VI.5 : Tracé en élévation des câbles de fléau

- d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
- d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
- l : longueur d'un voussoir sur laquelle s'effectue la courbure.
- R_{min} : rayon minimal de câbles 19T15 ($R_{min} = 10 \times \Phi_g = 10 \text{ m}$).

➤ Application numérique

Dans cet exemple on va étudier le tracé de câble C 3 :

$$L = 4.25 \text{ m} ; X_0 = X_1 = 2.125 \text{ m} ; Z_0 = 0.2 \text{ m} ; Z_1 = 0.1 \text{ m}.$$

$$d_0 = 0.1375 ; d_1 = 0.4375 \text{ m}.$$

• En plan

$$Z = 0.2 + (0.1 - 0.2) \left(\frac{x}{4.25} \right)^2 \quad Z \rightarrow 0.2 - 0.00554 x^2$$

$$R_i(x) = \frac{2.125^2}{2 \times (0.2 - 0.1)} = 22.58 \text{ m}.$$

$$\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (0.1)}{(2.125)} = 0.094 \text{ rad}$$

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

Câbles	$Z_i \text{ (m)}$	$Z_{i+1} \text{ (m)}$	$X_i = X_{i+1} \text{ (m)}$	$R \text{ (m)}$	$\beta_i = \beta_{i+1} \text{ (rad)}$	$Z(x)$
C0-C1-C2	Rectiligne					
C3	0.2	0.1	2.125	22.58	0.094	$0.2 - 0.00554 x^2$
C4-C5	0.4	0.2	4.25	45.15625	0.094	$0.4 - 0.01107 x^2$
C6	0.6	0.3	4.25	30.10416	0.1402	$0.6 - 0.01661 x^2$

• En élévation

$$y = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l} \right)^2 \quad y \rightarrow 0.1375 + 0.0166 x^2$$

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} = 30.104 \text{ m} \geq R_{min}$$

$$\alpha_n = \text{Arctg} \left(2 \times (0.4375 - 0.1375) \left(\frac{1}{4.25} \right) \right) = 0.14 \text{ rad}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.4 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau

Câble	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R(m)	Alpha(rad)	Y(x)
C0	Rectiligne					
C1-C2-C3- C4-C5-C6	4.25	0.1375	0.4375	30.104	0.14	$0.1375 + 0.0166 x^2$



Figure VI.6 : Tracé en plan de câbles de fléau

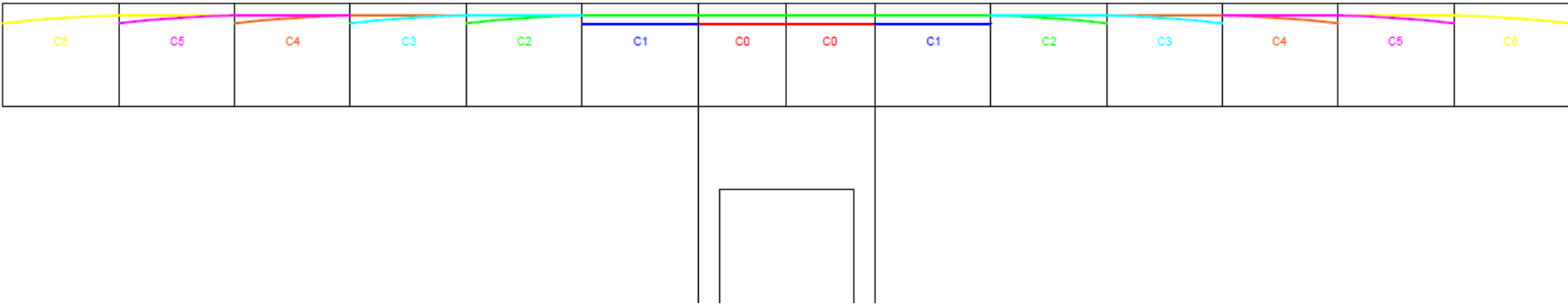


Figure VI.7 : Tracé en élévation de câbles de fléau

VI.3. ÉTUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

De manière générale, les câbles de continuité ont pour rôle de reprendre les efforts additionnels appliqués à la structure après la réalisation des fléaux. Ces câbles, qui s'opposent aux moments positifs, sont disposés dans les goussets inférieurs et ancrés dans des bossages situés à la jonction entre l'âme et l'hourdis inférieur.

VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les efforts de précontrainte dans les câbles de continuité, destinés à reprendre les moments positifs en travée principale, sont évalués à partir du moment fléchissant maximal en utilisant les relations suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \cdot v'}{I}}{\left(\frac{e \cdot v'}{I} + \frac{1}{S}\right)}$$
$$n \geq \frac{P}{P_0(1 - \Delta P)}$$

Avec :

- M : moment fléchissant issu de la combinaison de charges la plus défavorable.
- v' : distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.
- ΔP : pertes de précontrainte, estimées à 25 %.
- I : moment d'inertie de la section.
- S : aire de la section droite du voussoir.
- e : excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section ($e = v' - d$).
- d : distance du câble à la fibre inférieure.
- n : nombre de câbles nécessaires.
- P_0 : effort initial dans un câble.

➤ Application numérique

$$v' = 2,1297 \text{ m}; e = 1.9797 \text{ m}; I = 24.173 \text{ m}^4; S = 10,8736 \text{ m}^2;$$

$$M = 94829.25 \text{ kN.m}; P_0 = 3348 \text{ kN}; \Delta P = 25\%$$

$$P = \frac{\frac{94829.25 \times 2,1297}{24.173}}{\left(\frac{1.9797 \times 2,1297}{24.173} + \frac{1}{10,8736}\right)}$$

$$P \approx 31363,5129 \text{ KN} \Rightarrow n = \text{câbles } 10 \text{ de } 19\text{T}15$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale

Section	M (kN.m)	V (m)	V' (m)	I (m ⁴)	e (m)	S (m ²)	P (MN)	N	N retenu
Fin V2	-40605.16	1.6703	2.1297	106.9997	1.9797	10.8736	-13429.624	-4.2223554	0
Fin V3	35414.71	1.6703	2.1297	106.9997	1.9797	10.8736	11712.9504	3.68262289	4
Fin V4	67639.69	1.6703	2.1297	106.9997	1.9797	10.8736	22370.9394	7.03355952	8
Fin V5	87413.15	1.6703	2.1297	106.9997	1.9797	10.8736	28910.7517	9.08971631	10
Fin V6	94755.76	1.6703	2.1297	106.9997	1.9797	10.8736	31339.2235	9.85324264	10
AXE VSC	94829.25	1.6703	2.1297	106.9997	1.9797	10.8736	31363.5294	9.86088455	10

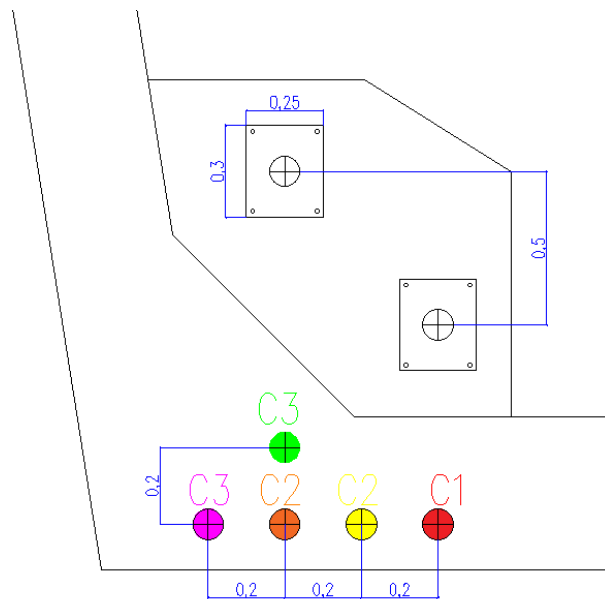


Figure VI.8 : Disposition des câbles et ancrages de continuité

VI.3.1.1. Tracé des câbles en plan

Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	$X_i = X_{i+1}$ (m)	R(m)	$\beta_i = \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C1-C2'	Rectiligne					
C2	0.2	0.1	4.25	90.3225	0.047	$0.2 - 0.00554 x^2$
C3	0.4	0.2	4.25	45.1563	0.093	$0.4 - 0.01107 x^2$
C3'	0.6	0.3	4.25	30.1042	0.14	$0.6 - 0.01661 x^2$

VI.3.1.2. Tracé des câbles en élévation

Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale

Câble	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	R(m)	Alpha(rad)	Y(x)
C1-C2	4.25	0.15	0.8	13.89	0.29	$0.15 + 0.03589 x^2$
C3	4.25	0.35	1.3	9.51	0.42	$0.35 + 0.0526 x^2$
C2'-C3'	4.25	0.15	0.8	13.89	0.29	$0.15 + 0.153 x^2$

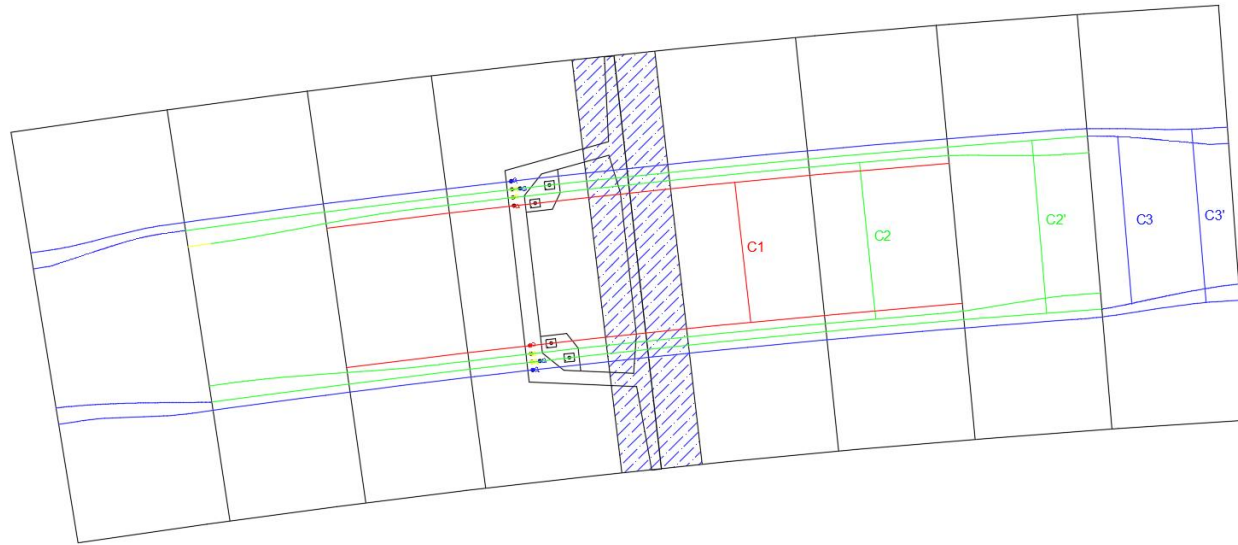


Figure VI.9 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée principale

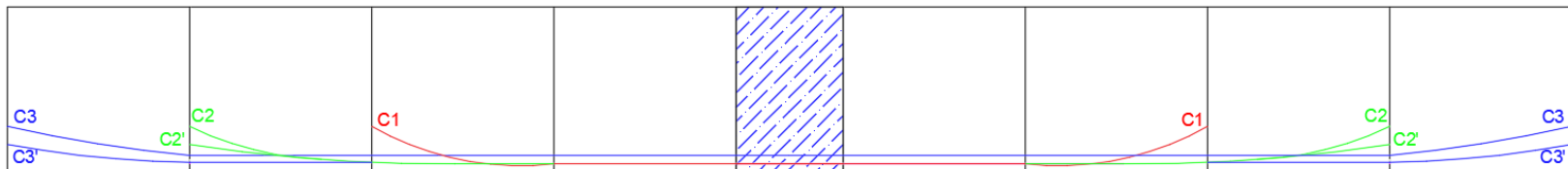


Figure VI.10 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée principale

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

Pour relier les parties construites sur cintre des travées de rive aux fléaux, l'utilisation de câbles de continuité est indispensable. Leur rôle, ainsi que leur mode de calcul, est identique à celui des câbles de la travée principale.

➤ Application numérique

- $M = 118607,7 \text{ KN.m}$
- $I = 24,173 \text{ m}^4$; $S = 10,8736 \text{ m}^2$.
- $V' = 2,1297 \text{ m}$; $e = 1,9797 \text{ m}$; $P0 = 4240,8 \text{ KN}$; $\Delta P = 25\%$.

Donc : $P = 39227,9395 \text{ KN} \Rightarrow n \geq 12,333503 \text{ câbles}$.

On prend 14 câbles 19T15

Tableau VI.8 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive

Position	M (KN.m)	v' (m)	I (m4)	e (m)	S (m²)	P (MN)	N	N retenus
FIN VSC4	0	2,1297	24,173	1,9797	10,8736	0	0	0
FIN VSC3	47894,4	2,1297	24,173	1,9797	10,8736	15840,444	3,98033201	4
FIN VSC2	83020,1	2,1297	24,173	1,9797	10,8736	27457,8081	5,63290199	6
FIN VSC1	105513,4	2,1297	24,173	1,9797	10,8736	34897,1717	9,9718832	10
FIN VSC	115367,5	2,1297	24,173	1,9797	10,8736	38156,2859	11,9965685	12
FIN V6	118607,7	2,1297	24,173	1,9797	10,8736	39227,9395	12,333503	14

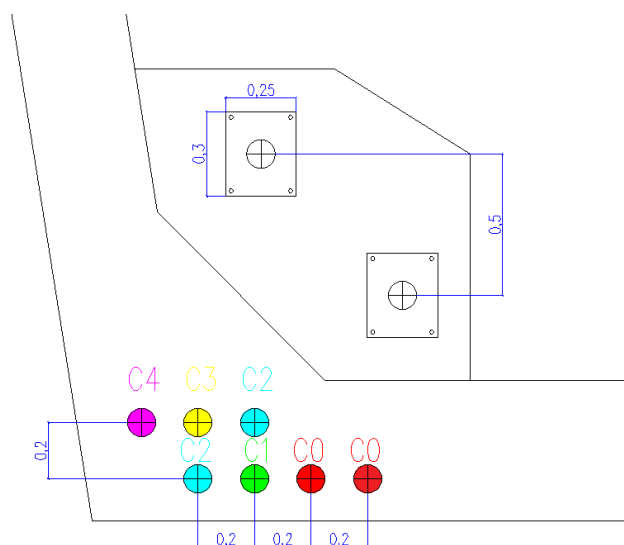


Figure VI.11 : Disposition des câbles et ancrages de rive

VI.3.2.1. Tracé des câbles en plan

Les équations et les paramètres du tracé en plan et tracé en élévation sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive

Câbles	$Z_i (m)$	$Z_{i+1} (m)$	$X_i = X_{i+1} (m)$	R(m)	$\beta_i = \beta_{i+1} (rad)$	Z(x)
C1	Rectiligne					
C2	0.2	0.1	2.125	22.58	0.094	$0.2 - 0.02215 x^2$
C2-C3	0.52	0.26	4.25	45.15625	0.094	$0.4 - 0.01107 x^2$
C4	0.72	0.36	4.25	30.10416	0.1402	$0.6 - 0.01661 x^2$

VI.3.2.1. Tracé des câbles en élévation

Tableau VI.10 : : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée de rive

Câble	L (m)	d0(m)	d1(m)	R(m)	Alpha(rad)	Y(x)
C1	4.25	0.15	1.15	9.031	0.44	$0.15 + 0.05536 x^2$
C1'-C2-C3	4.25	0.15	0.65	18.062	0.231	$0.15 + 0.02768 x^2$
C3'	4.25	0.35	1.15	11.289	0.36	$0.35 + 0.04429 x^2$
C4	4.25	0.15	1.3	7.853	0.496	$0.15 + 0.06367 x^2$
C5	4.25	0.35	1.3	9.507	0.42	$0.35 + 0.0526 x^2$

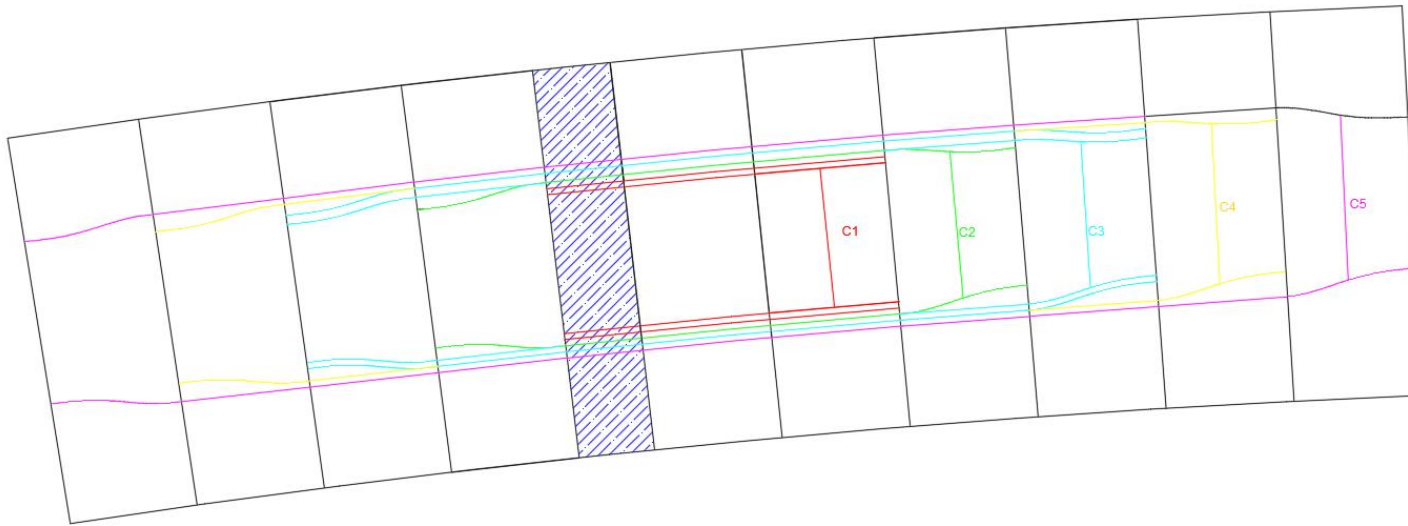


Figure VI.12 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée de rive

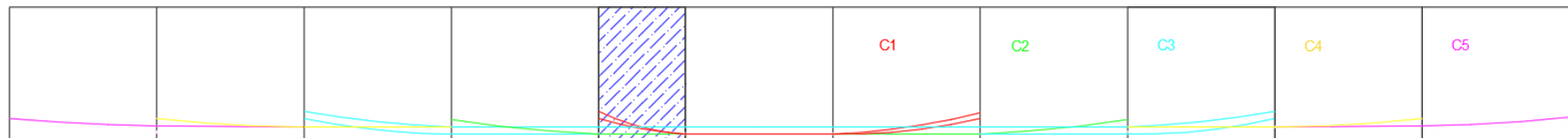


Figure VI.13 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive

VI.4. ÉVALUATION DES PERTES DE PRECONTRAINTE

Les conditions de sécurité de l'ouvrage à l'état de service permettent de déterminer la tension permanente nécessaire, appelée tension de service.

L'ingénieur doit ensuite prendre en compte les différentes pertes et diminutions de tension qui apparaissent entre la mise en tension des câbles et la phase d'exploitation de l'ouvrage, afin de déterminer la tension initiale à appliquer lors du précontraint.

La diminution de l'effort dans les câbles de précontrainte provient de plusieurs phénomènes, instantanés ou différés, liés :

- Au comportement des matériaux.
- Au procédé de précontrainte utilisé.
- Aux conditions de mise en tension.

On distingue deux familles de pertes :

- Les pertes de tension instantanées (immédiatement après la mise en tension).
- Les pertes de tension différées (qui se produisent progressivement).

VI.4.1. Perte de tension instantanées

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

- Pertes de tension par frottements $\Delta \sigma_f$.
- Pertes de tension par recule de l'ancrage $\Delta \sigma_g$.
- Pertes de tension par déformation instantané de béton $\Delta \sigma_e$.

VI.4.1.1. Perte de tension par frottement

Ce type de perte est dû au frottement des câbles contre la gaine pendant la mise en tension. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est ralenti par les courbures du tracé lorsqu'il n'est pas rectiligne, ainsi que par les déviations parasites présentes même dans les parties droites. Ces pertes sont exprimées par la relation suivante :

$$\Delta \sigma(x) = \sigma p_0 \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)})$$

- σp_0 : la tension à l'origine.
- e : la base des logarithmes népériens.
- ν : 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).

Pendant la phase de construction, le câble peut subir des déviations angulaires (α) en élévation et en plan (β), entraînant une variation angulaire total(θ).

- Lorsque les déviations se produisent successivement : $\theta = \alpha + \beta$
- Lorsque les déviations ont lieu simultanément : $\tan(\theta) = \sqrt{\tan(\alpha)^2 + \tan(\beta)^2}$

VI.4.1.2. Perte de tension par recule de l'ancrage

Après la mise en tension, le verrouillage des ancrages ainsi que la déformation élastique de leurs composants provoquent un léger glissement du câble. Lors du transfert de l'effort du vérin vers l'ancrage, le câble se raccourcit, entraînant une perte de tension. Cette perte est maximale au niveau de l'ancrage puis diminue progressivement jusqu'à s'annuler à une distance (d). Elle est exprimée par la relation suivante :

- **Cas d'une seule pente avec $d < \text{longueur de câble}$**

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x)$$

$$\text{Avec : } k = f \times \left(\frac{\beta}{l}\right) + \varphi \text{ et } d = \left(\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}\right)^{1/2}$$

k : fonction croissante.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

g : glissement à l'ancrage.

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

- **Cas d'une seule pente avec $d > \text{longueur de câble}$**

$$\Delta\sigma_g(x) = \frac{g \times E_p}{L} + \sigma_{p0} \times k(l - 2x)$$

$$\text{Avec : } k = f \times \left(\frac{\beta}{l}\right) + \varphi \text{ et } d = \left(\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}\right)^{1/2}$$

- **Cas de 2 pentes avec $l_1 = l_2$ et $d < (l_1 + l_2)$**

$$- \quad d = \sqrt{\frac{g \times E_p + l \times \Delta\sigma_f(B)}{\Delta\sigma_f(C) - \Delta\sigma_f(B)}} \times l + l^2$$

$$- \quad \Delta\sigma_g = 2(\sigma_p(x) - \sigma_m)$$

$$- \quad \sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f(x)$$

$$- \quad \sigma_m = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f(B) - (\Delta\sigma_f(C) - \Delta\sigma_f(B)) - \frac{d-l}{l}$$

VI.4.1.3. Perte de tension par déformation instantanée de béton

La mise en tension des câbles s'effectue progressivement, câble par câble. Ainsi, chaque nouveau câble mis en tension provoque un raccourcissement de la pièce ainsi que des câbles déjà tendus.

Dans une pièce comportant n câbles, le premier câble subit $(n-1)$ effets de raccourcissement, tandis que le dernier n'en subit aucun.

La valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané est donnée par :

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

Le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b(x) \quad \text{avec} \quad \frac{E_p}{E_{bi}} = 4.85$$

$$\text{Donc, } \Delta\sigma_e(x) = 2.425 \times \sigma_b(x) \quad \text{Avec :} \quad \sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_G \times e}{I}$$

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

VI.4.1.4. Pertes instantanées totales

La formule suivante est utilisée pour calculer la valeur des pertes instantanées pour une même abscisse x : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

Les résultats sont représentés dans l'annexe B.

VI.4.2. Pertes de tension différées

Les pertes différées correspondent à la diminution progressive de la précontrainte au cours du temps. Elles résultent principalement du retrait et du fluage du béton, ainsi que de la relaxation des armatures de précontrainte. Ces pertes doivent être prises en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage.

Les pertes différées comprennent :

- Les pertes dues au retrait du béton ($\Delta\sigma_r$).
- Les pertes dues au fluage du béton ($\Delta\sigma_{fl}$).
- Les pertes dues à la relaxation des aciers ($\Delta\sigma_p$).

VI.4.2.1. Perte par retrait

Le retrait du béton correspond à son raccourcissement progressif provoqué par l'évaporation de l'eau excédentaire ainsi que par les réactions chimiques d'hydratation. Ce phénomène se développe principalement durant les premiers mois suivant le coulage du béton.

La part du retrait restant à développer à l'âge t_0 , correspondant au moment de la mise en tension du câble, est donnée par : $\varepsilon_r[1 - r(t_0)]$

➤ La perte finale de contrainte due au retrait du béton s'écrit alors : $\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r[1 - r(t_0)]$

Dans la pratique, le terme $r(t_0)$ est souvent négligé devant 1. La formule simplifiée devient donc : $\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$

Avec :

- ε_r : retrait final du béton, généralement estimé à (2×10^{-4}) pour une région tempérée et humide.
- $r(t)$: fonction représentant l'évolution du retrait en fonction du temps.

VI.4.2.2. Perte par fluage

Le fluage du béton correspond à une déformation différée apparaissant sous l'effet d'une contrainte maintenue constante. Contrairement au retrait, ce phénomène débute dès l'application des charges et évolue progressivement au cours du temps.

La perte de contrainte due au fluage du béton est donnée par : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

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

Avec :

- σ_M : la contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen après les pertes instantanées.
- σ_b : la contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

D'après le règlement BPEL : $\sigma_M = 1.5 \times \sigma_b$, Alors : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

VI.4.2.3. Perte par relaxations

La relaxation de l'acier correspond à une diminution progressive de la tension dans les armatures soumises à une déformation constante. Son importance dépend principalement des caractéristiques mécaniques et du traitement de l'acier de précontrainte.

La perte finale de contrainte due à la relaxation est estimée par :

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

Avec : $\mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$

ρ_{1000} : coefficient de relaxation garanti à 1000 h.

μ_0 : coefficient égal à 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature à l'abscisse x.

VI.4.3. Pertes différées totales

Les pertes différées totales tiennent compte simultanément des effets du retrait, du fluage et de la relaxation des armatures. Elles sont évaluées par la relation suivante :

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

Les résultats sont représentés dans l'annexe B.

Tableau VI.11 : Récapitulatif des pertes de précontrainte au niveau de l'axe du VSP.

	Frott	Recul	Racc	Totale i	Retrait	Fluage	Relaxation	Totale d	TOT
Axe VSP	5.86	0.84	0.83	7.54	2.55	4.13	4.30	10.29	17.83

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette phase regroupe l'ensemble des résultats antérieurs pour justifier chaque section du tablier. Les vérifications effectrices englobent l'évaluation des contraintes normales tant dans les fibres supérieures que dans les fibres inférieures, que ce soit pendant la phase de construction ou en service. Ceci nous amené à garantir que les contraintes normales demeurent en ça des valeurs limites acceptables pour chaque section.

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

$$\sigma(y) = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times y}{I} + \frac{M \times y}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times y}{I} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times y}{I} + \frac{M \times v'}{I}$$

Avec :

- 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 : la distance de son centre de gravité à la fibre extérieure.
- v' : la distance de son centre de gravité à la fibre intérieure.

VI.5.1. Vérification des contraintes en phase de construction

VI.5.1.1. Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3.3 = -4.95 \text{ MPa (Hors section d'enrobage).}$$

$$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -0.7 \times 3.3 = -2.31 \text{ MPa (Section d'enrobage).}$$

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

- A $t = 0$, on fait la vérification sous $g + P$
- A $t = \infty$, on fait la vérification sous $g + P_{\infty}$

Tableau VI.12 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction

	S (m ²)	V (m)	V' (m)	e_0 (m)	M(KN.m)	P (KN)	P_{∞} (KN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Vérification
AXE VSP	13,6552	1,865	1,935	1,575	157007,3	76334,4	57250,8	2,467	5,983	Vérifié
FIN VSP	13,6552	1,865	1,935	1,575	126173,81	67852,8	50889,6	2,538	4,96	Vérifié
FIN V1	10,8736	1,6703	2,1297	1,3803	90825,11	50889,6	38167,2	2,552	4,731	Vérifié
FIN V2	10,8736	1,6703	2,1297	1,3803	61216,81	33926,4	25444,8	1,685	3,176	Vérifié
FIN V3	10,8736	1,6703	2,1297	1,3803	37327,82	25444,8	19083,6	1,479	2,107	Vérifié
FIN V4	10,8736	1,6703	2,1297	1,3803	19162,45	16963,2	12722,4	1,130	1,221	Vérifié
FIN V5	10,8736	1,6703	2,1297	1,3803	6718,04	8481,6	6361,2	0,637	0,519	Vérifié
FIN V6	10,8736	1,6703	2,1297	1,3803	0	0	0	0	0	Vérifié

VI.5.1.2. Vérification à l'ELU

$$M_d \leq M_R$$

M_d : Moment sollicitant à l'ELU.

M_R : Moment résistant.

$$M_R = A_p f_{yp} z_p$$

$$M_R = 18 \times 19 \times 150 \times 10^{-5} \times 1860 \times 1.865$$

$$M_R = 1779.546 \text{ MN.m}$$

On obtient : $M_d = 157 \text{ MN.m} \leq M_R = 1779.546 \text{ MN.m}$

La condition de vérification est donc satisfaite.

VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérification :

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

$$\begin{aligned}\overline{\sigma_{bc}} &= 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27 \text{ MPa.} \\ \overline{\sigma_{bt1}} &= -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3.3 = -4.95 \text{ MPa.} \\ \overline{\sigma_{bt2}} &= -1 \times f_{t28} = -0.7 \times 3.3 = -3.3 \text{ MPa.}\end{aligned}$$

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

VI.5.3. Vérification pendant le bétonnage du clavage

Lors de la phase de bétonnage du clavage central, il est nécessaire de vérifier que les câbles de fléau sont capables de reprendre les charges appliquées durant cette étape de construction.

Pour cette vérification, deux forces verticales dirigées vers le bas sont appliquées aux extrémités des fléaux. Ces forces représentent l'effet combiné du poids de l'équipage mobile ainsi que du poids du béton frais du clavage.

À ce stade, les deux demi-tabliers ne sont pas encore reliés ; ils se comportent donc comme deux structures indépendantes et isostatiques.

$$\frac{Q}{2} + \frac{V_c}{2} = \frac{577.66}{2} + \frac{679.6}{2} = 628.63 \text{ Kn}$$

Avec :

Q : poids de l'équipage mobile.

V_c : poids du clavage.

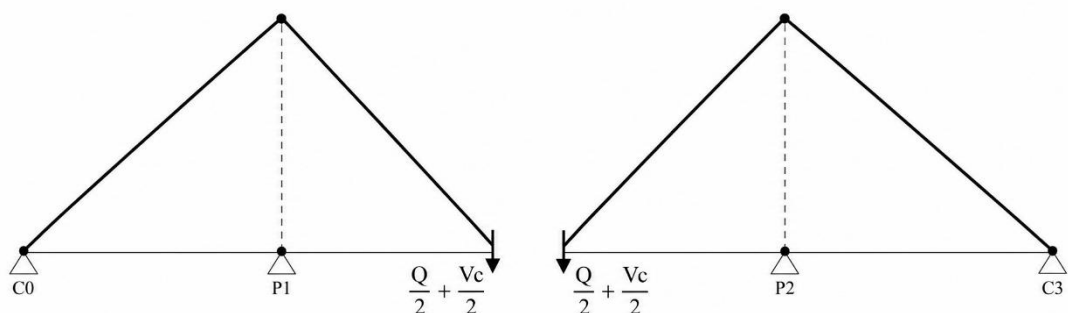


Figure VI.14 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage

Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage :

- Moment dû au poids propre de fléau : $M_g = -113.600 \text{ MN.m}$
- $M = M_g + M\left(\frac{Q}{2}\right) + M\left(\frac{Q}{2} + \frac{V_c}{2}\right) = -113.600 - 8.2962 - 18.0564 = -139.9526 \text{ MN.m}$
- $N_{fléau} = n \times P_0 \times (1 - \Delta P) = 18 \times 4.241 \times (1 - 0.1783) = 62.712 \text{ MN}$
- $M_{iso fléau} = N_{fléau} \times e_0 = 62.712 \times 1.715 = 107.5513 \text{ MN.m}$

Dans cette phase, la contrainte en fibre supérieure au droit des piles s'écrit :

$$\sigma_s = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = \frac{62.712}{13.6552} + \frac{-139.9526 \times 1.865}{27.71} = -4.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = -4.83 \text{ MPa} > \sigma_t = -4.95 \text{ MPa}$$

Le dimensionnement adopté est donc vérifié

VI.5.4. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

VI.5.4.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'effort tranchant est principalement repris par l'âme, tandis que les membrures supérieure et inférieure, en raison de leur forte inertie, assurent la résistance à la flexion.

- **Détermination de l'effort tranchant**

L'effort tranchant donnée par la relation suivante : $V = V_g + V_q$

V_g : Relative aux charges permanentes.

V_q : Relative aux charges variables.

- **Effort tranchant dû à la précontrainte**

La poutre isostatique est précontrainte par des câbles appliquant une force P , inclinée selon un angle α par rapport à la fibre moyenne : $V_p = P \sin(\alpha)$.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier les conditions suivantes : $\tau_{max} < \min(\tau_1 ; \tau_2)$, avec : $\tau = \frac{V_{red}}{z \times b_n}$

Les contraintes limites sont définies comme suit :

- Condition de non-rupture par fissuration : $\tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$
- Condition de compression-cisaillement : $\tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \sigma_x)$

Où :

τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale réduite en service ;

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

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

B_n : Section nette obtenue en retranchant les vides des conduites.

V_{red} : Effort tranchant maximal réduit à l'état de service.

z : Bras de levier de la section $z = \frac{I}{S}$, par simplification : $z = \frac{1+\rho}{2} \times h$

Avec : $\rho = \frac{I}{v \times v' \times B}$

Où ρ représente le rendement mécanique de la section.

b_n : Épaisseur nette de l'âme, égale à l'épaisseur totale diminuée du demi-diamètre des gaines traversant l'âme sur une même horizontale.

$$b_n = 2 \times (b_0 - nK\phi)$$

Avec :

b_0 : épaisseur brute de l'âme ;

n : nombre de câbles ;

$K=0.5$: coefficient correspondant à l'injection de coulis de ciment ;

ϕ : diamètre de la gaine.

➤ Application numérique (l'épaisseur de l'âme = 0.6 m)

$$P_0 = 4.24 \text{ MN} ; \Delta P = 17.83.73\% ; 2 \text{ câbles} \Rightarrow P = 6.97 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{moy} = 0 \text{ rad} \Rightarrow V_P = P \sin(\alpha) = 0 \text{ MN}$$

$$h = 1.9 \text{ m} ; V_{ELS}(1.9 \text{ m}) = 14.09 \text{ MN} \Rightarrow V_{red} = V_{ELS} - V_P = 14.09 \text{ MN}$$

$$n = 18 \text{ câbles} \Rightarrow P = 62.71 \text{ MN}$$

$$B_n = 13.552 \text{ m}^2 \Rightarrow \sigma_x = 4.626 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 45 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_1 = 3.235 \text{ MPa} \text{ et } \tau_2 = 5.01 \text{ MPa}$$

$$I_n = 27.71 \text{ m}^4 ; z = 2.97 \text{ m} ; b_n = 1.2 \text{ m} \Rightarrow \tau_{max} = 6.94 \text{ MPa}$$

On obtient alors :

$$\tau_{max} = 6.94 \text{ MPa} > \min(\tau_1; \tau_2) = 3.235 \text{ MPa}$$

Les contraintes de cisaillement ne sont donc pas vérifiées au voisinage de la section étudiée.

Afin d'améliorer la résistance au cisaillement, une solution consiste à augmenter les armatures transversales ou la hauteur de l'âme. Dans cette étude, l'épaisseur de l'âme a été augmentée jusqu'à 80 cm.

➤ **Application numérique (l'épaisseur de l'âme = 0.8 m)**

$$B_n = 14.598 \text{ m}^2 \Rightarrow \sigma_x = 4.29 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 45 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_1 = 3.17 \text{ MPa et } \tau_2 = 5.02 \text{ MPa}$$

$$I_n = 100.75 \text{ m}^4 ; z = 2.91 \text{ m} ; b_n = 1.6 \text{ m} \Rightarrow \tau_{max} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = 3.02 \text{ MPa} < \min(\tau_1; \tau_2) = 3.17 \text{ MPa}$$

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

VI.5.4.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU

La vérification des éléments d'une poutre à l'état limite ultime consiste à contrôler simultanément la résistance des armatures transversales ainsi que celle des bielles de béton comprimées.

• **Les bielles comprimées**

L'angle β_u , qui représente l'inclinaison des bielles de béton par rapport à la fibre moyenne de la poutre.

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ Avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

$$\sigma_x : \text{Contrainte normale au niveau de CDG suivante x} \quad \sigma_x = \frac{P \cos(\alpha)}{B_n}$$

$$\sigma_y : \text{Contrainte normale au niveau de CDG suivante y} \quad \sigma_y = 0$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ red}}}{z \times b_n}$$

$V_{u \text{ red}}$: est l'effort tranchant réduit maximal à ELU dans la section La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{3 \times \gamma_b} \sin(2\beta_u)$$

➤ **Application numérique**

$$V_u = 19.32 \text{ MN} ; V_{u \text{ red}} = 19.32 \text{ MN} ;$$

$$\rho = 0.562 ; z = 2.97 \text{ m} ; b_n = 1.1 \text{ m} \Rightarrow \tau_u = 5.91 \text{ MPa}$$

$$B_n = 13.514 \text{ m}^2 ; P = 62.71 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_x = 4.64 \text{ MPa} ; \sigma_y = 0 \text{ MPa} ; \beta_u = 34.3^\circ$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

- **La résistance des armatures transversales**

Consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{t28}}{3} \right) \times \text{tg}(\beta_u)$$

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

S_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$

➤ **Application numérique**

$$\tau_u = 5.91 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3.3 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b_n = 1.1 \text{ m} ; \beta_u = 34.3^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 15.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ à vérifier dans l'étude transversale.}$$

VI.5.5. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche d'un pont consiste à évaluer les déformations verticales de l'ouvrage sous l'effet des charges appliquées à l'aide d'un logiciel de calcul tel que MIDAS Civil. Les valeurs obtenues sont ensuite comparées aux limites admissibles afin de garantir la sécurité, le confort des usagers et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

VI.5.5.1. Valeurs limites de la flèche verticale maximale

La flèche verticale maximale (δ), mesurée suivant l'axe de la voie ferrée, dépend principalement des paramètres suivants :

- La portée de la travée (L)[m].
- La vitesse de circulation du train (V)[km/h].
- Le nombre de travées de l'ouvrage.
- Le type de structure (travée indépendante ou poutre continue).

Pour les poutres continues comportant trois travées ou plus, les valeurs du rapport (L/δ) indiquées dans la figure doivent être affectées d'un coefficient de réduction égal à 0.9.

➤ **Application numérique**

$$V = 120 \text{ km/h} ; L = 60 \text{ m} ; L/\delta = 900 \Rightarrow \delta = 6.67 \text{ cm}$$

La Valeurs limites de la flèche verticale maximale est : $\delta_{adm} = 0.9 \times \delta = 6 \text{ cm}$

VI.5.5.2. La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

Les flèches verticales δ avec le Modèle de Charge 71, multiplié par le coefficient Φ , et en considérant $\alpha=1$, conformément aux Critères de flèche pour vérifier le confort des passagers de l'EN 1990 :2002/A1 :2005

On obtient une flèche $\delta = 4.284 \text{ cm} < \delta_{\text{adm}} = 6 \text{ cm}$ donc la flèche est vérifiée

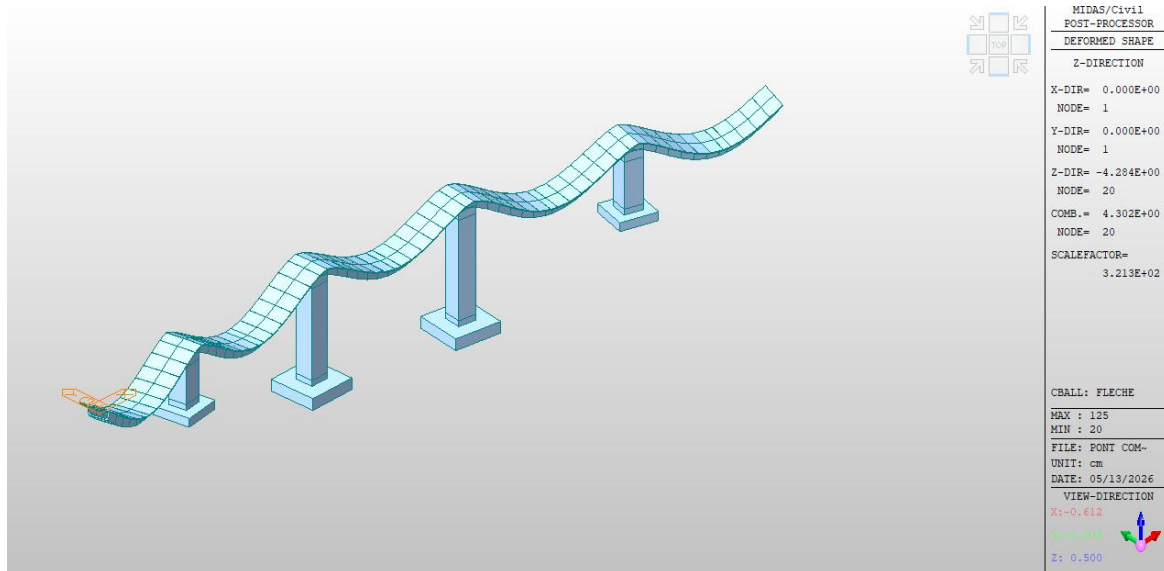


Figure VI.15 : La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

VI.5.5.3. La valeur de la flèche à l'infini δ_{∞}

Afin d'évaluer le comportement différé de l'ouvrage, le module d'élasticité du béton a été remplacé par sa valeur à long terme, en tenant compte des effets du fluage et des autres phénomènes rhéologiques.

Une nouvelle analyse a ensuite été réalisée avec le logiciel MIDAS CIVIL afin de déterminer la flèche finale de la structure. On obtient une flèche $\delta_{\infty} = 11,16 \text{ cm}$

Les résultats obtenus montrent que la flèche à l'infini est égale à 2,6 fois la flèche instantanée (à court terme), ce qui met en évidence l'influence significative des déformations différées du béton sur le comportement de l'ouvrage au cours de sa durée de service.

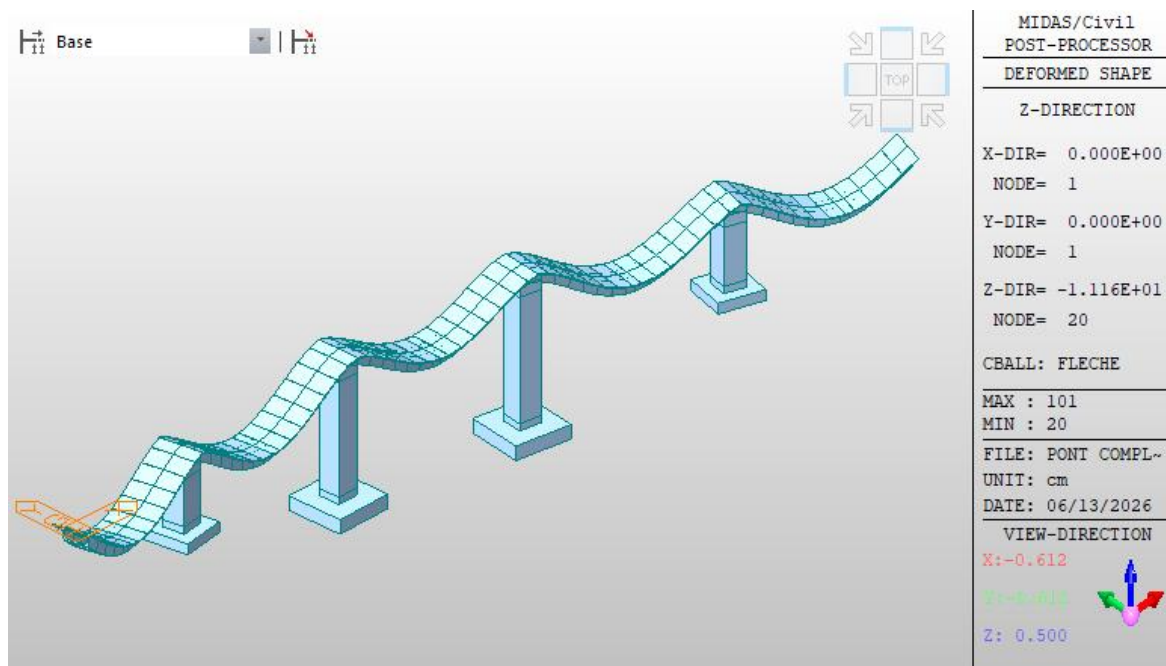


Figure VI.16 : La valeur de la flèche à long terme par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

CHAPITRE VII :

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, il sera procédé au dimensionnement des armatures passives des âmes ainsi que des hourdis inférieur et supérieur. Étant donné que le viaduc présente une hauteur constante, les calculs de flexion transversale sont effectués sur la section courante des voussoirs.

Au niveau de la section transversale du voussoir, le poids propre et les différentes charges d'exploitation engendrent des efforts extérieurs qui sont repris par les efforts de cisaillement dus à l'effort tranchant.

VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation

La modélisation de l'ouvrage est effectuée à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis MIDAS Civil. Le caisson est assimilé à un portique fermé reposant, à la base de chaque âme, sur deux types d'appuis situés à leurs extrémités (simple-double).

Chaque voussoir est représenté par un élément de longueur unitaire égale à 1m. Les différentes sections sont remplacées par des sections équivalentes permettant de conserver une équivalence en termes de poids propre et d'inertie.

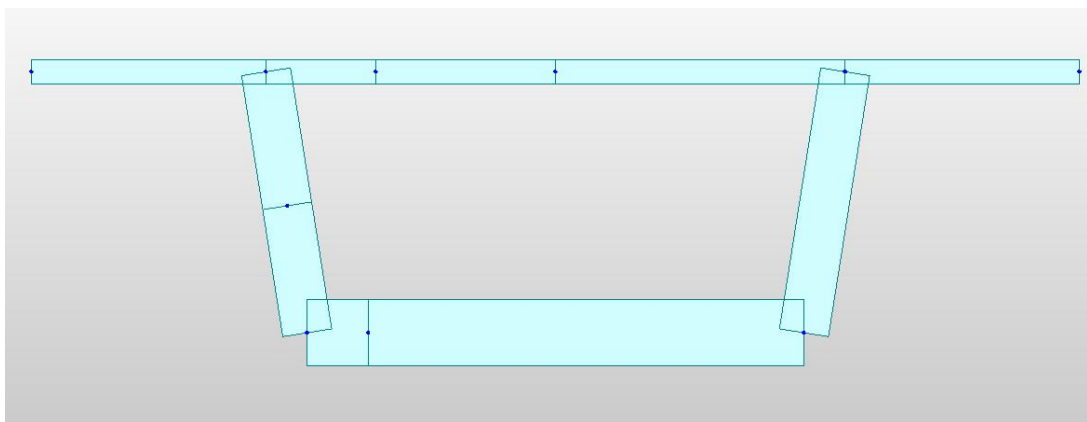


Figure VII.1 : Modèle de Calcul du VSP

Remarque : Les combinaisons de charges utilisées sont identiques à celles appliquées pour l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

VII.2.3. Ferrailage

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

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

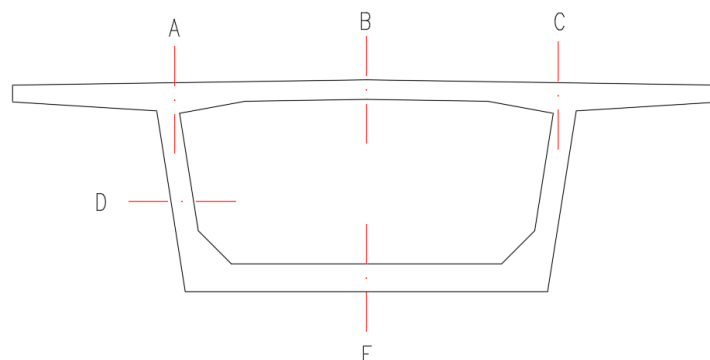


Figure VII.2 : Sections à justifier

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales dans VSP

VSP	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis supérieur	A	-790.7	-584.3	/	/
	B	-355.5	-264.8	/	/
	C	435.2	319.5	/	/
Ames	D	-190.73	-138.4	-717.2	-554.22
Hourdis inférieur	E	-81.5	-28.76	/	/

Tableau VII.2 : Sollicitations maximales dans VSC

VSC	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis supérieur	A	-605.3	-497.9	/	/
	B	-228.4	-185.2	/	/
	C	376.9	312.7	/	/
Ame	D	-201.3	-170.4	-514.24	-429.53
Hourdis inférieur	E	-53.6	-22.78	/	/

VII.2.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur de VSP

- Les fissurations sont préjudiciables.
- Le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

➤ Application numérique (Section S3)

$$b = 1 \text{ m} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 0.9h = 22.5 \text{ cm}$$

$$M_{ser} = 294.42 \text{ kN.m} ; \overline{\sigma}_{bc} = 27 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_s = 252.8 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \times d = \frac{15}{15 + \frac{\overline{\sigma}_s}{\overline{\sigma}_{bc}}} \times d =$$

$$Z = d - \frac{X}{3}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z$$

$$\overline{M}_1 = 0.5 \times 1 \times 0.1385 \times 27 \times 0.1788 = 334.43 \text{ kN.m}$$

$$\overline{M}_1 \geq M_{ser}$$

La section est donc considérée comme une section sans armature comprimée (SSAC).

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_s} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_s} =$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_{eb}} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{3.3}{500} \times 1 \times 0.225 = 3.24 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} > A_{min}$: La condition de non-fragilité (CNF) est donc vérifiée.

➤ Ferrailage longitudinal

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{65.13}{3} = 21.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_{eb}} \times b \times d$$

$A_{ser} > A_{min}$: La condition de non-fragilité (CNF) reste vérifiée.

VII.2.3.2. Ferrailage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferrailage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les tableaux et détaillés dans l'**Annexe C**

Tableau VII.3 : Ferrailage passif du VSP

Élément	Section	h (cm)	Longitudinal			Transversal		
			As (cm ²)	Φ (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Φ (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	A	72	38.3	HA32	15	12.77	HA16	15
	B	72	16.7	HA25		9.48	HA14	
	C	35	58.2	HA32		19.4	HA16	
Ames	D	60	28.8	HA25	15	8.2	HA14	10
Hourdis inférieur	E	80	10.3	HA25	15	10.92	HA16	15

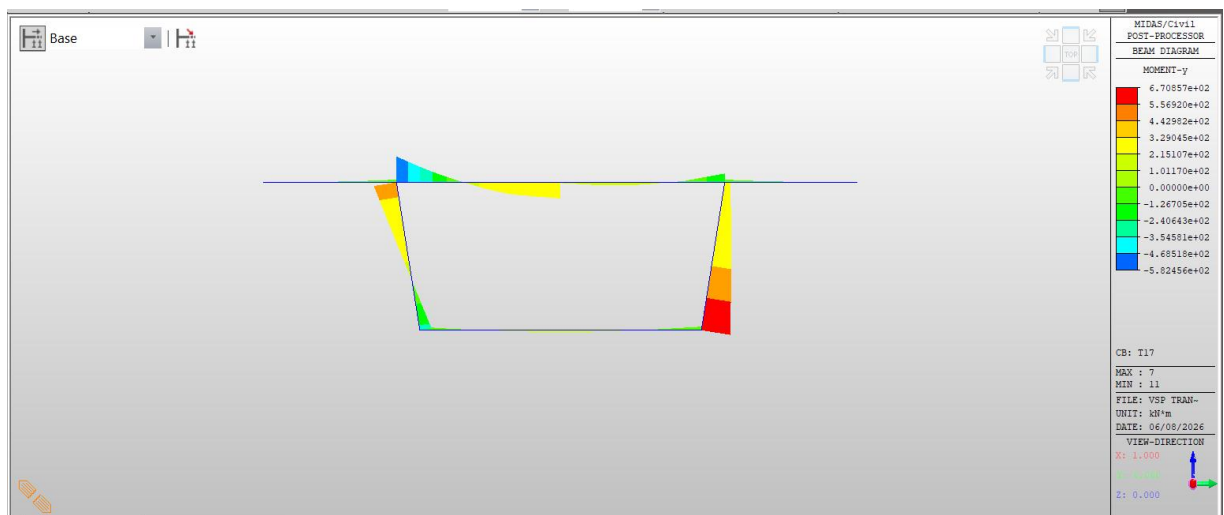


Figure VII.4 : Moment fléchissant transversale du VSP à ELU (KN.m)

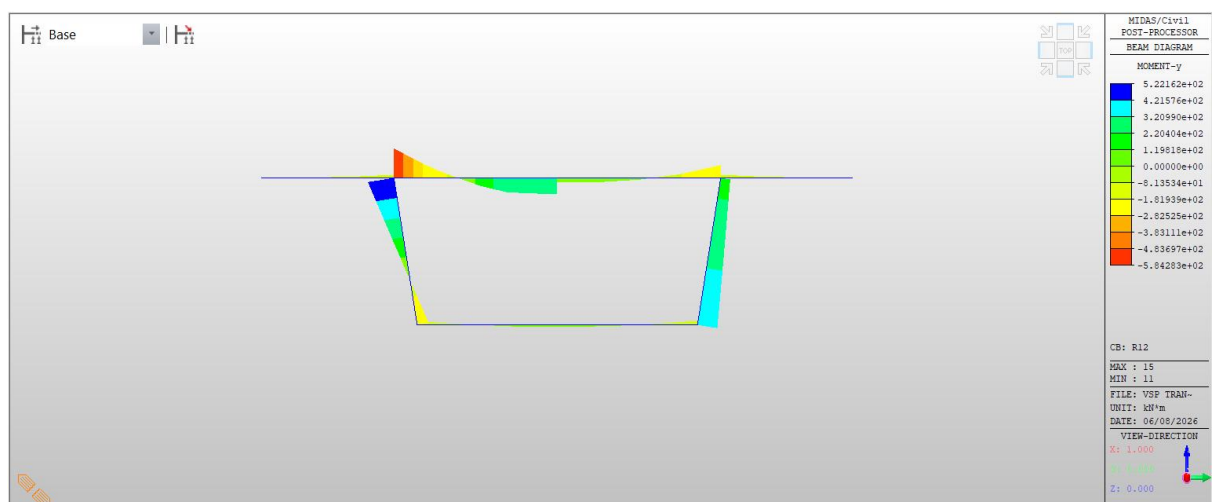


Figure VII.3 : Moment fléchissant transversale du VSP à ELS (KN.m)

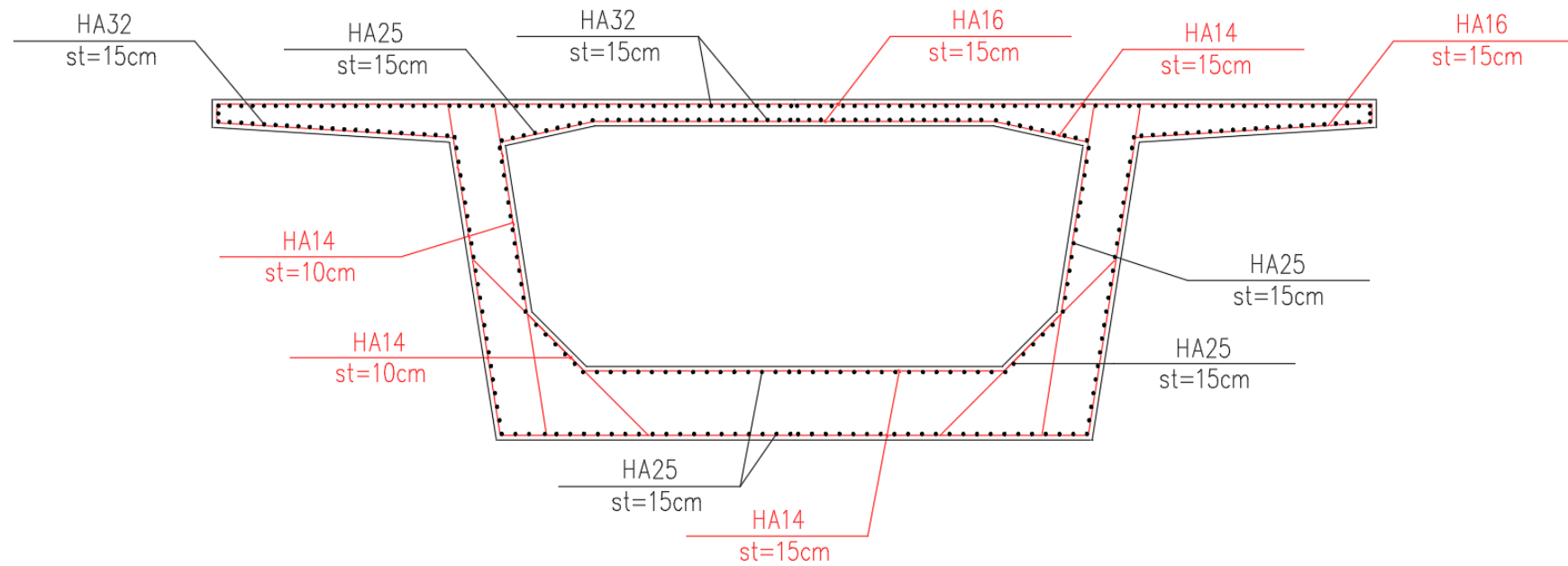


Figure VII.5 : Ferrailage passif du VSP

Tableau VII.4 : Ferrailage passif du VSC

Élément	Section	h (cm)	Longitudinal			Transversal		
			As (cm ²)	Φ (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Φ (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	A	72	50.0	HA32	15	16.67	HA16	15
	B	72	17.6	HA25		6.831	HA14	
	C	35	47.6	HA32		15.87	HA16	
Ames	D	40	29.2	HA25	15	9.73	HA14	10
Hourdis inférieur	E	50	6.6	HA25	15	6.831	HA16	15

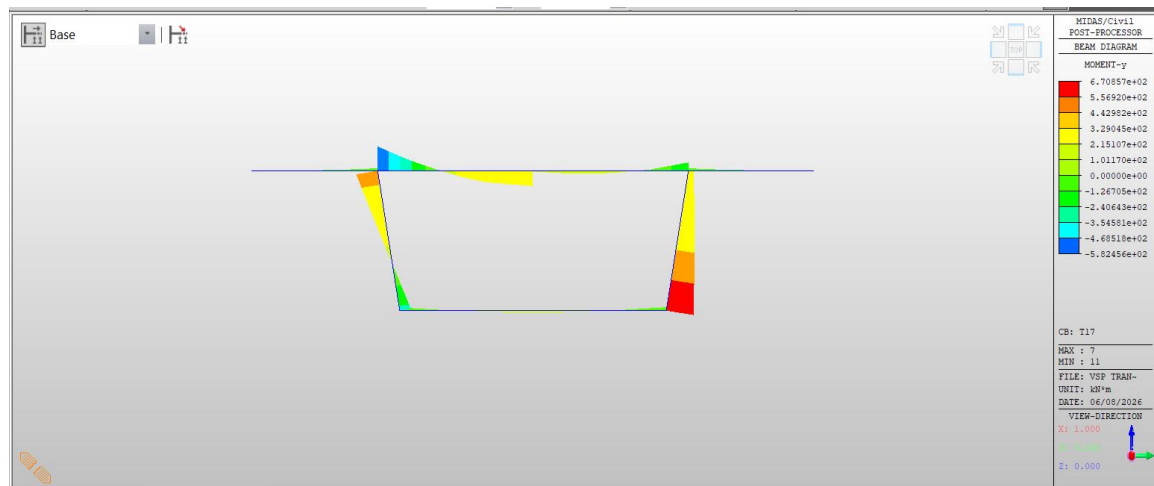


Figure VII.7 : : Moment fléchissant transversale du VSC à ELU (KN.m)

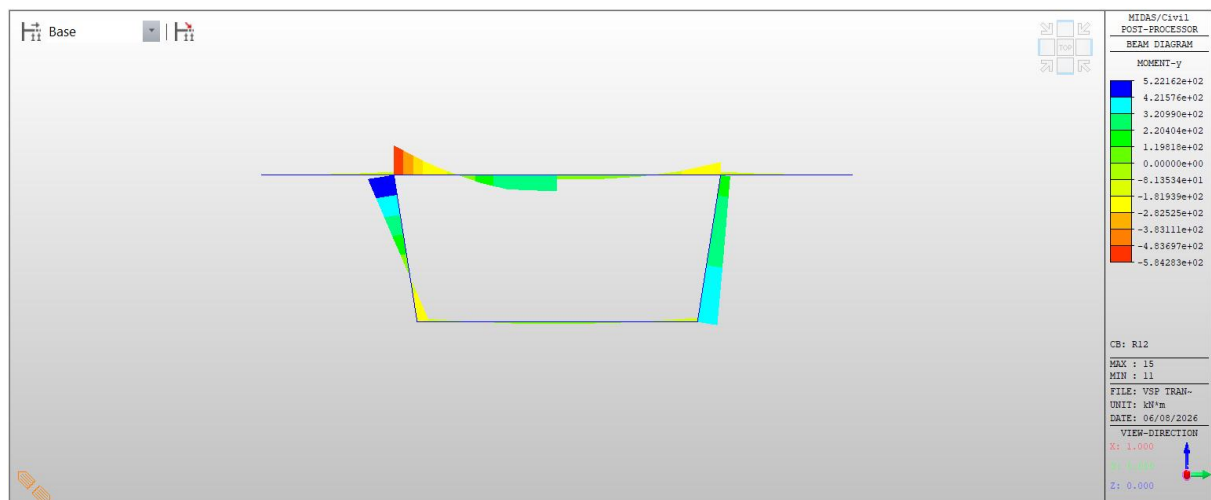


Figure VII.6 : Moment fléchissant transversale du VSC à ELS (KN.m)

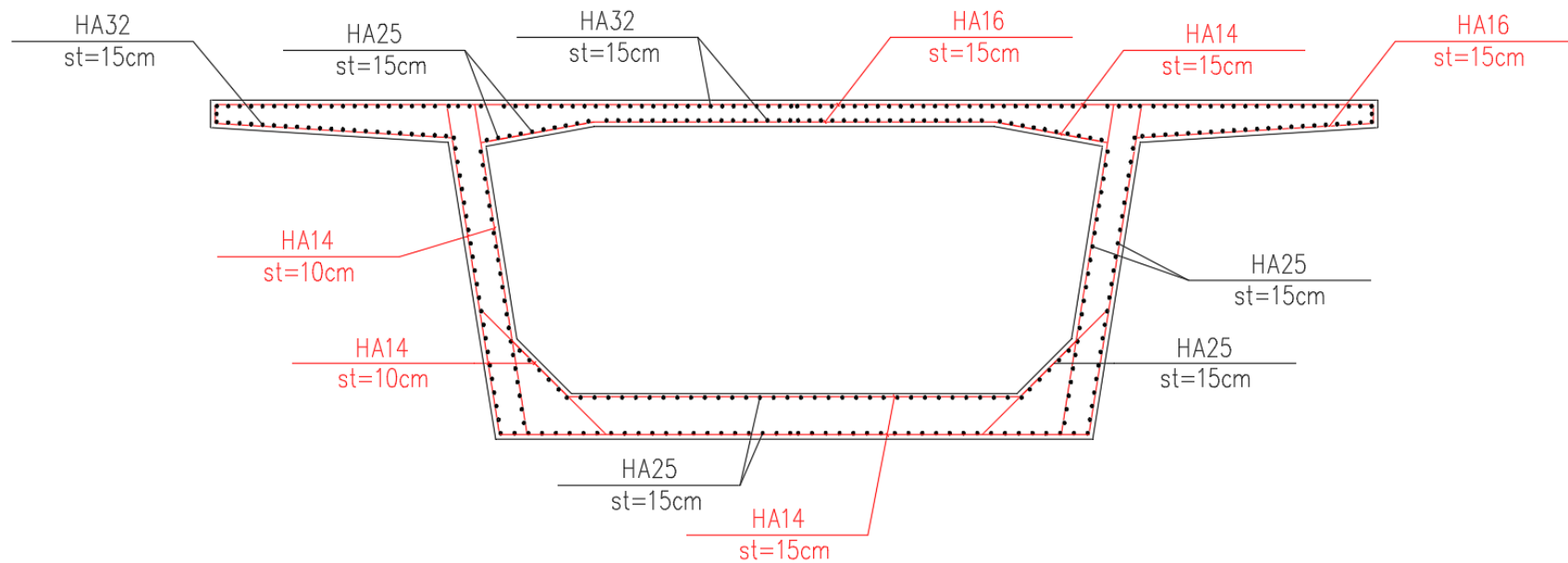


Figure VII.8 : Ferrailage passif du VSC

CHAPITRE VIII :
ETUDE SISMIQUE ET
EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1. INTRODUCTION

L'analyse dynamique des ponts représente une étape fondamentale dans la conception des ouvrages d'art, puisqu'elle permet d'évaluer leur comportement face aux sollicitations vibratoires. À travers l'étude modale, il est possible d'identifier les caractéristiques dynamiques de la structure, telles que ses modes propres et ses fréquences naturelles, afin de mieux comprendre sa réponse sous différentes actions extérieures.

Dans le cadre de cette étude, une attention particulière est portée aux sollicitations sismiques, susceptibles d'engendrer des phénomènes d'amplification dynamique pouvant affecter la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Ces effets peuvent entraîner des déformations importantes et provoquer des dommages structuraux. Il est donc indispensable de vérifier la capacité du pont à résister aux actions sismiques prévues afin de garantir la sécurité des usagers et la fiabilité de l'ouvrage.

VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

Le RPOA 2008 établit une série de classifications essentielles pour définir la situation sismique de l'ouvrage étudié. Cette étape préalable est indispensable pour sélectionner le modèle approprié, déterminer la méthode de calcul et définir les paramètres à utiliser.

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 1 pont stratégique.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique I de faible sismicité. (RPOA, figure 3.1).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.15 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme). (RPOA, tableau 3.3).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis en béton armé, $\xi = 5 \%$. (Selon article 4.2.4 RPOA).

VIII.3. SPECTRE DE REPONSE

Pour effectuer le calcul multimodal, l'utilisation d'un logiciel de calcul est nécessaire. Pour cela, le modèle longitudinal est repris en intégrant les piles et les appareils d'appui, puis une analyse modale spectrale est appliquée.

L'analyse des modes propres prend en compte la masse du tablier, des piles ainsi que des équipements de l'ouvrage. Les calculs sont réalisés à partir des spectres de réponse suivants :

- **Spectre de réponse horizontal**

Pour les directions longitudinale et transversale, nous utilisons le spectre illustré dans la figure ci-après :

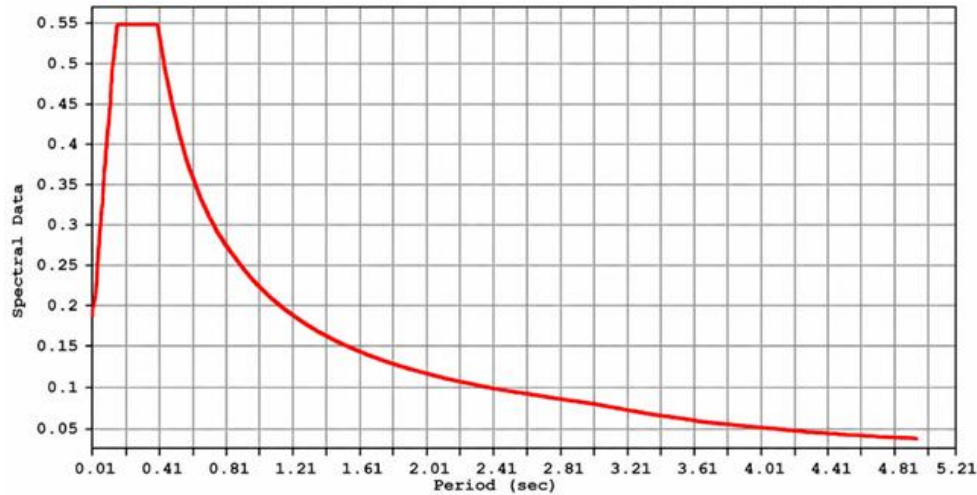


Figure VIII.1 : Spectre de réponse horizontale

- **Spectre de réponse de la composante verticale**

Pour la composante verticale du séisme :

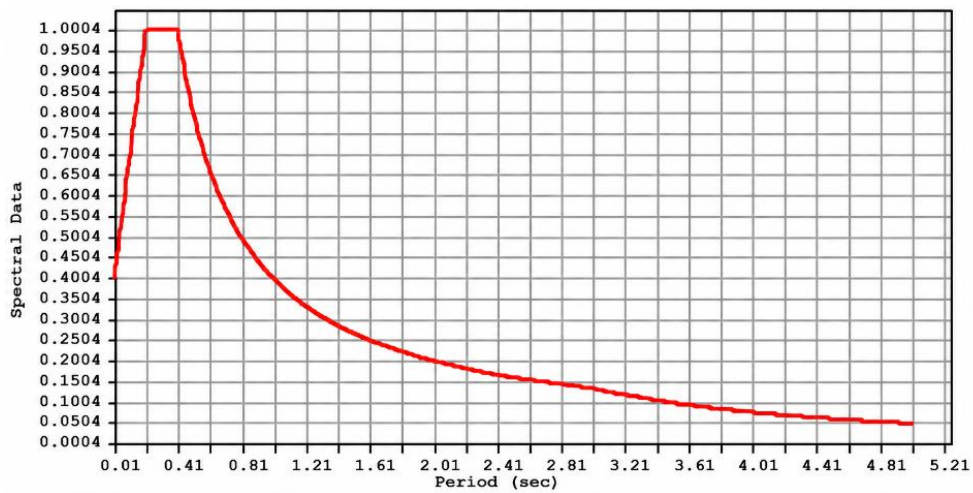


Figure VIII.2 : Spectre de réponse Verticale

VIII.4. MODES SIGNIFICATIFS

Nous considérons les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives, $\Sigma(M_i)$, atteint au moins 90 % de la masse totale du pont, MT.

Les résultats du calcul des modes propres obtenus avec l'analyse multimodale sont donnés en **Annexe B**.

La période fondamentale est 1.25 s.

VIII.5. EFFORTS ET DEPLACEMENTS DES PILES « COMBINAISON ELAY2 »

ELAY2: G+0.3 (UIC71+SW2) +E+0.4T+D

Avec :

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

Tableau VIII.1 : Sollicitations des piles

Pile	N (kN)	Moment y (KN.m)	Moment z (kN.m)
P1	-34362.51	34618.81	79220.21
P2	-45317.49	21183.87	80352.87
P3	-46729.09	14941.02	94814.16
P4	67587.84	47228.40	96383.81

Tableau VIII.2 : Déplacements en tête des piles

Pile	DX (cm)	DY (cm)	DZ (cm)
P1	0.122822	2.373741	-0.197722
P2	0.256949	2.738463	-0.219946
P3	0.115915	0.299325	-0.071476
P4	0.087526	0.488032	-0.088617

VIII.6. EQUIPEMENT DU PONT

VIII.6.1. Appareil d'appui

Un appareil d'appui est un dispositif structural disposé entre le tablier et les appuis d'un pont. Son rôle principal est d'assurer la transmission des efforts verticaux issus des charges permanentes ainsi que des charges d'exploitation, qu'elles soient routières ou ferroviaires, tout en permettant certains déplacements et rotations de la structure.

Parmi les différents types d'appareils d'appui utilisés dans les ouvrages d'art, les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) sont les plus répandus, représentant plus de 90 % des solutions adoptées dans la construction des ponts.

VIII.6.2. Limite d'utilisation

Pour des réactions d'appui inférieures à 12 MN, déterminées à l'État Limite Ultime (ELU), l'emploi d'appareils d'appui en élastomère fretté est généralement recommandé en raison de leur simplicité et de leur efficacité. En revanche, lorsque les charges transmises dépassent les 20 MN, les appareils d'appui à pot sont davantage adaptés, puisqu'ils permettent de reprendre des efforts plus importants tout en limitant l'encombrement du système d'appui.

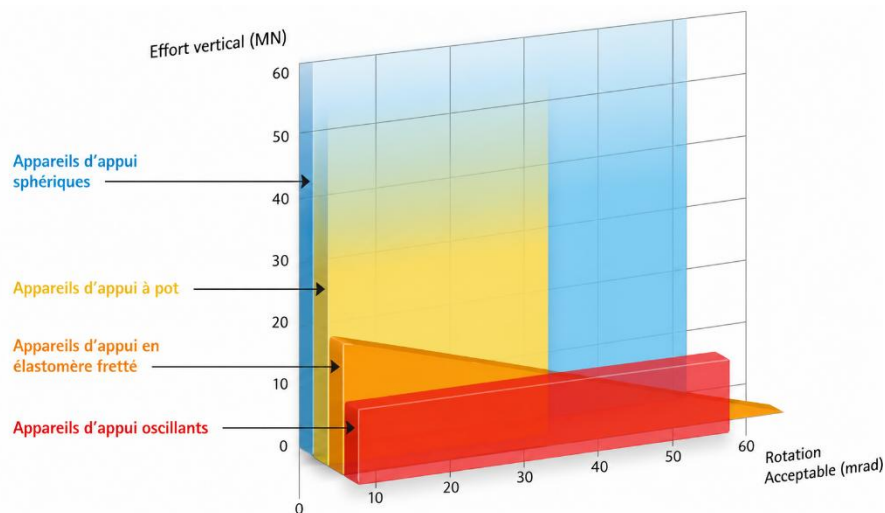


Figure VIII.3 Le Domaine d'utilisation des différents appareils d'appuis

VIII.6.3. Appareil d'appui à pot

Le principe d'un appareil d'appui à pot repose sur un coussin cylindrique en élastomère confiné dans un pot, recevant la charge par l'intermédiaire d'un piston faisant office de couvercle. L'élastomère, contraint à un volume constant, ne peut se déformer librement, ce qui lui permet de transmettre des charges élevées tout en autorisant les rotations induites par la structure.

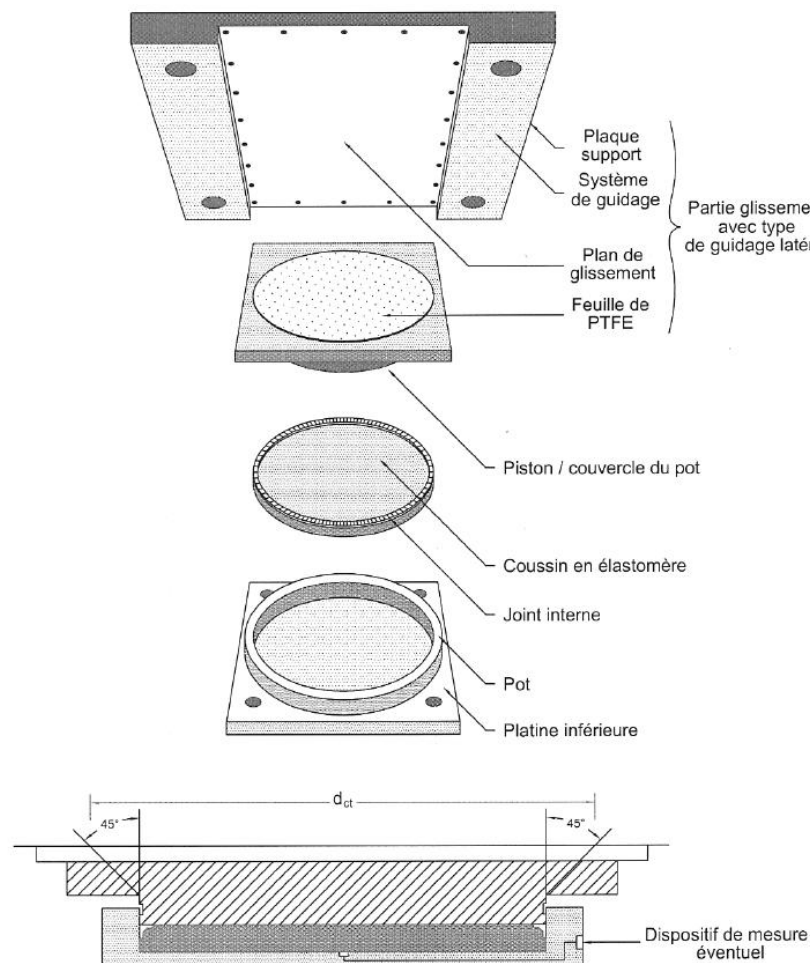


Figure VIII.4 Schéma illustratif d'un appareil d'appui à pot

Classement sur le critère de fonctionnement :

- **Fixes** : ils permettent les rotations sur appui mais ne permettent pas les déplacements
- **Mobiles unidirectionnels** : ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans une seule direction.
- **Mobiles multidirectionnels** : ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans toutes les directions.

VIII.6.3.1. Le dimensionnement des appareils d'appuis à pot

Selon les normes NF EN 1337-2 et NF EN 1337-5, le calcul des appareils d'appui s'effectue exclusivement à l'État Limite Ultime (ELU). Les combinaisons de charges à considérer sont donc des combinaisons fondamentales, intégrant non seulement les actions permanentes, mais aussi les charges routières, les effets thermiques (température uniforme et gradient thermique) ainsi que l'action du vent.

VIII.6.3.2. Conditions d'appuis

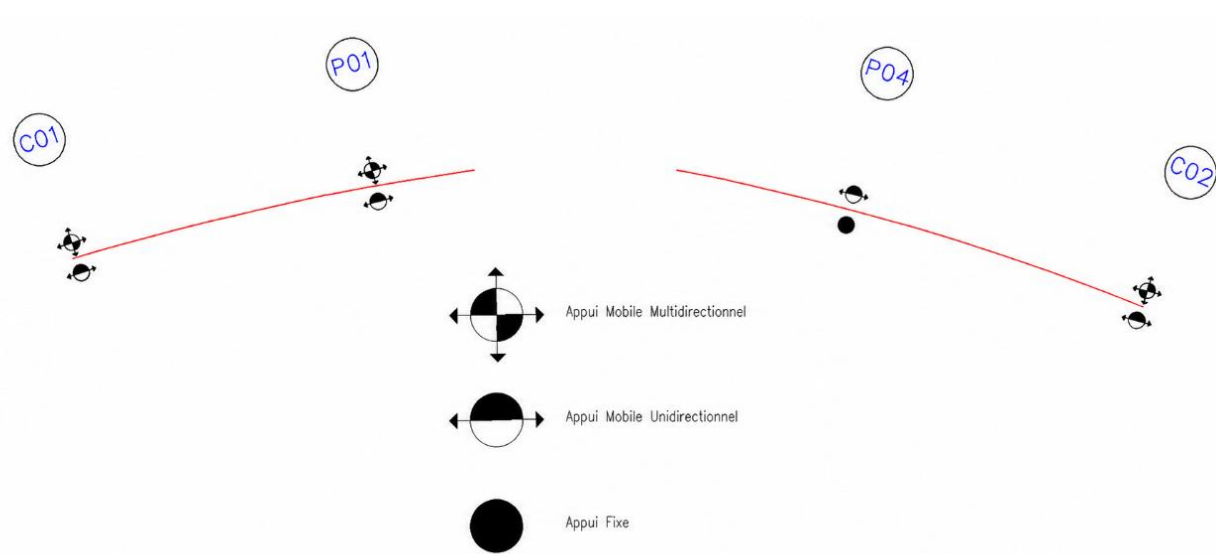


Figure VIII.5 : Conditions d'appuis

VIII.6.3.3. Descente des charges du tablier

Tableau VIII.3: Descente de charge du tablier sur l'appareil d'appui

Descente des charges en KN	C0	P1	P4	C1
ELU combinaison permanente	7405.9	25297.3	25406.2	9064.9
ELU combinaison fondamentale (Réaction maximale)	13508.1	40849.1	40989	15699.9

En tenant compte du tableau précédent ainsi que de la symétrie de l'ouvrage, les efforts verticaux à considérer à l'État Limite Ultime (ELU) pour un appareil d'appui sont déterminés comme suit

Tableau VIII.4 : Les efforts verticaux pour un appareil d'appui à pot

Les efforts verticaux pour un appareil d'appui à pot en KN	C0/ C1	P1/ P4
ELU combinaison permanente	4532,45	12703,1
ELU combinaison fondamentale (Réaction maximale)	7849,95	20494,5

VIII.6.3.4. Efforts verticaux pour les appareils d'appui à pot

- Pression dans le PTFE**

La norme limite la pression moyenne sous combinaisons fondamentales

$$f_{e,d \text{ moy}} = 40 \text{ MPa}$$

On peut donc en déduire la surface minimale S_p du pot pour chaque appui :

$$S_p = \frac{R_{max}}{f_{e,d \text{ moy}}}$$

Tableau VIII.5 : Surface S_p du pot

Appui	C0/ C1	P1/ P4
Surface S_p du pot en m ²	0,196	0,512

- Pression dans l'élastomère**

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin est limitée à $\frac{f_u}{\gamma_M}$ sous combinaisons fondamentales.

$$f_{e,d} \leq \frac{f_u}{\gamma_M} \text{ avec } f_u = 60 \text{ MPa} ; \gamma_M = 1.3$$

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

$$S_c = \frac{R_{max}}{f_{e,d}}$$

Tableau VIII.6 : Surface S_c du coussin

Appui	C0/ C1	P1/ P4
Surface S_c du pot en m ²	0,170	0,444

VIII.6.3.5. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissant

Selon le guide SETRA les efforts horizontaux dans les appuis à pot glissant se calcule comme suit :

$$H = (u_{max} + P_p) \times V$$

- u_{max} : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui ($u_{max} = 3.2 \%$)
- P_p : la précision de pose de l'appareil ($P_p = 0.30\%$)
- V : la charge verticale appliquée à l'appareil d'appui.

On obtient les résultats suivants :

Tableau VIII.7 : charge horizontale dans les appuis glissants

	Piles	Culée
V (KN)	20494,5	7849,95
H(KN)	717.3075	274.75

VIII.6.3.6. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot fixe

On calcule le coefficient de frottement maximum et minimum u_a , u_r

$$u_a = 0,5 u_{max} (1 + \alpha)$$

$$u_r = 0,5 u_{max} (1 - \alpha)$$

u_a : Coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable.

u_r : Coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable.

α : Coefficient de dégressivité dépendant de n.

n : nombre d'appareil d'appui glissante.

Tableau VIII.8 : Coefficient α selon le guide SETRA

n	α
≤ 4	1
$4 \leq n < 10$	$(16 - n) / 12$
≥ 10	0,5

$$4 \leq n = 7 < 10$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{16-7}{12} = 0.75$$

$$u_a = 0,5 u_{max} (1 + \alpha) = 2.8 \%$$

$$u_r = 0,5 u_{max} (1 - \alpha) = 0.4 \%$$

$$H_{p2} = [u_a \times (V_{C1} + V_{P1})] - [u_r \times V_{C2}]$$

$$\Rightarrow H_{p2} = [2,8 \% \times (20494,5 + 7849,95)] - [0,67\% \times (7849,95)] + 1200$$

$$H_{p2} = 741.05 + 1200 \text{ KN}$$

$$H_{p2} = 1941.05 \text{ KN}$$

VIII.6.3.7. Choix du modèle

Le choix des appareils d'appuis doit respecter les exigences mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.9 : Exigences a respecter pour le choix des appareils d'Appius

	Effort vertical (KN)	Effort horizontale (KN)
C1/ C2	20494,5	274.75
P1	7849,95	717.3075
P4	7849,95	1941.05

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

• Choix des appareils d'appui glissant

➤ Pour C1/ C2 on prend : TE 6.5i (appareil d'appui mono)

Type	N _{rd}	V _{rd}	D	Without anchor plates					With anchor plates						
				N _{d,min}	H	Bx	By	Weight	N _{d,min}	Anchor plates*				H**	Weight
										Bu	Lu	Bo	Lo		
	[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
TE 1a	620	192	200	356	91	390	270	50	356	330	220	290	410	125	70
TE 1.5a	1,113	240	240	477	90	430	300	60	422	375	255	320	440	130	93
TE 2a	1,486	329	270	488	102	450	330	80	488	420	290	350	470	135	115
TE 2.5a	2,231	418	315	714	101	490	360	95	685	465	335	395	505	142	155
TE 3a	2,772	542	360	887	113	520	420	135	881	510	380	440	540	148	195
TE 3.5a	3,577	662	400	1,145	125	560	450	175	958	555	425	485	575	160	258
TE 4a	4,395	897	450	1,425	140	590	510	245	1,034	600	470	530	610	172	320
TE 4.5a	5,267	982	490	1,620	139	640	540	280	1,230	650	510	540	640	177	358
TE 5i	4,780	1,071	525	1,785	144	650	530	290	1,425	700	550	550	670	181	395
TE 5.5i	6,288	1,150	570	1,968	149	660	575	335	1,567	740	590	595	705	186	463
TE 6i	7,011	1,248	610	2,158	154	710	615	390	1,708	780	630	640	740	191	530
TE 6.5i	8,838	1,336	650	2,356	155	740	655	440	2,076	820	670	675	775	194	603
TE 7i	9,627	1,422	685	2,527	159	790	690	500	2,076	860	710	710	810	197	675
TE 7.5i	11,146	1,508	730	2,621	160	820	735	580	2,264	900	750	755	850	199	758
TE 8i	12,678	1,599	770	2,687	163	870	775	645	2,451	940	790	800	890	201	840
TE 8.5i	14,402	1,671	810	2,847	164	900	815	695	2,638	995	830	840	930	203	935
TE 9i	16,128	1,775	850	3,062	167	950	855	780	2,825	1,050	870	880	970	205	1,030
TE 9.5i	18,011	1,846	895	3,258	169	980	900	850	3,012	1,090	910	920	1,010	210	1,145
TE 10i	19,917	1,950	930	3,435	174	1,030	935	950	3,199	1,130	950	960	1,050	214	1,260
TE 10.5i	22,034	2,028	990	3,623	183	1,060	995	1,110	3,387	1,180	1,000	1,005	1,100	221	1,440
TE 11i	24,169	2,126	1,025	3,812	188	1,130	1,030	1,230	3,575	1,230	1,050	1,050	1,150	228	1,620
TE 12i	28,820	2,303	1,105	4,196	202	1,210	1,110	1,520	3,954	1,310	1,130	1,130	1,230	242	1,970
TE 13i	33,771	2,477	1,175	4,566	216	1,280	1,180	1,830	4,335	1,380	1,200	1,200	1,300	262	2,410
TE 14i	38,782	2,654	1,255	4,947	225	1,360	1,260	2,140	4,708	1,460	1,280	1,280	1,380	271	2,810
TE 15i	44,098	2,831	1,340	5,329	238	1,440	1,345	2,570	5,090	1,540	1,360	1,370	1,460	285	3,340
TE 16i	49,671	3,757	1,450	7,266	250	1,550	1,455	3,180	7,028	1,670	1,480	1,480	1,570	302	4,180
TE 17i	55,665	3,978	1,525	7,741	266	1,630	1,530	3,730	7,504	1,750	1,550	1,550	1,650	318	4,780
TE 18i	62,000	4,199	1,600	8,218	280	1,700	1,605	4,300	7,979	1,890	1,620	1,630	1,720	335	5,620
TE 19i	68,577	4,461	1,680	8,687	294	1,780	1,685	4,980	8,676	1,970	1,700	1,710	1,800	349	6,420
TE 20i	75,590	4,637	1,755	9,164	302	1,860	1,760	5,540	9,295	2,050	1,780	1,780	1,880	357	7,120

Figure VIII.6 : Catalogue des appareils d'appui glissant MONO

➤ Pour C1/ C2 on prend : TA 6 (appareil d'appui multiple)

Type	N _{rd}	D	Without anchor plates				With anchor plates					Weight
			H	Bx	By	Weight	H*	Anchor plates**				
								Bu	Lu	Bo	Lo	
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	
TA 1	714	200	86	300	260	30	120	270	270	270	320	55
TA 1.5	1,193	240	85	380	300	45	120	295	295	300	355	68
TA 2	1,595	270	86	370	320	50	120	320	320	330	390	80
TA 2.5	2,231	310	86	440	350	65	124	350	350	370	430	105
TA 3	2,913	350	95	450	390	85	128	380	380	410	470	130
TA 3.5	3,577	390	95	510	430	105	133	415	415	445	505	160
TA 4	4,496	420	105	520	460	130	138	450	450	480	540	190
TA 4.5	5,267	460	105	580	500	155	147	485	485	520	580	240
TA 5	6,388	500	119	600	540	200	155	520	520	560	620	290
TA 5.5	7,315	540	119	640	580	225	158	560	560	595	655	335
TA 6	8,647	570	123	670	610	260	161	600	600	630	690	380
TA 6.5	9,661	625	129	730	650	355	168	635	635	670	730	448
TA 7	11,207	650	136	750	690	365	175	670	670	710	770	515
TA 7.5	12,375	690	142	790	730	425	180	705	705	745	805	583
TA 8	14,143	720	146	820	760	470	184	740	740	780	840	650
TA 8.5	15,425	760	150	860	800	530	192	780	780	820	880	753
TA 9	17,422	800	161	900	840	630	199	820	820	860	920	855
TA 9.5	18,758	840	164	940	880	700	207	860	860	900	960	980
TA 10	20,986	880	174	980	920	820	215	900	900	940	1,000	1,105
TA 10.5	22,933	930	175	1,030	970	905	219	940	940	980	1,040	1,230
TA 11	24,942	960	183	1,060	1,000	1,010	223	980	980	1,020	1,080	1,355
TA 12	29,239	1,040	192	1,140	1,080	1,235	233	1,060	1,060	1,100	1,160	1,645
TA 13	33,807	1,130	211	1,230	1,170	1,595	257	1,150	1,150	1,190	1,250	2,130
TA 14	38,782	1,210	226	1,310	1,250	1,950	272	1,230	1,230	1,270	1,330	2,560
TA 15	44,098	1,300	335	1,400	1,340	2,325	281	1,320	1,320	1,360	1,420	3,025
TA 16	49,671	1,380	249	1,480	1,420	2,775	300	1,400	1,400	1,440	1,500	3,650
TA 17	55,665	1,460	262	1,560	1,500	3,270	314	1,480	1,480	1,520	1,580	4,260
TA 18	62,000	1,540	271	1,640	1,580	3,730	326	1,560	1,560	1,600	1,660	4,885
TA 19	68,577	1,620	281	1,720	1,660	4,245	336	1,640	1,640	1,680	1,740	5,520
TA 20	75,590	1,710	300	1,810	1,750	5,105	355	1,730	1,730	1,770	1,830	6,520

Figure VIII.7 : Catalogue des appareils d'appui glissant MULTIPLE

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

- Pour P1/ P2 on prend : TE 10.5i (appareil d'appui mono)

Type	N _{Rd}	V _{Rd}	D	Without anchor plates					With anchor plates						
				N _{d,min}	H	Bx	By	Weight	N _{d,min}	Anchor plates*				H**	Weight
										Bu	Lu	Bo	Lo		
	[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
TE 1a	620	192	200	356	91	390	270	50	356	330	220	290	410	125	70
TE 1.5a	1,113	240	240	477	90	430	300	60	422	375	255	320	440	130	93
TE 2a	1,486	329	270	488	102	450	330	80	488	420	290	350	470	135	115
TE 2.5a	2,231	418	315	714	101	490	360	95	685	465	335	395	505	142	155
TE 3a	2,772	542	360	887	113	520	420	135	881	510	380	440	540	148	195
TE 3.5a	3,577	662	400	1,145	125	560	450	175	958	555	425	485	575	160	258
TE 4a	4,395	897	450	1,425	140	590	510	245	1,034	600	470	530	610	172	320
TE 4.5a	5,267	982	490	1,620	139	640	540	280	1,230	650	510	540	640	177	358
TE 5i	4,780	1,071	525	1,785	144	650	530	290	1,425	700	550	550	670	181	395
TE 5.5i	6,288	1,150	570	1,968	149	660	575	335	1,567	740	590	595	705	186	463
TE 6i	7,011	1,248	610	2,158	154	710	615	390	1,708	780	630	640	740	191	530
TE 6.5i	8,838	1,336	650	2,356	155	740	655	440	2,076	820	670	675	775	194	603
TE 7i	9,627	1,422	685	2,527	159	790	690	500	2,076	860	710	710	810	197	675
TE 7.5i	11,146	1,508	730	2,621	160	820	735	580	2,264	900	750	755	850	199	758
TE 8i	12,678	1,599	770	2,687	163	870	775	645	2,451	940	790	800	890	201	840
TE 8.5i	14,402	1,671	810	2,847	164	900	815	695	2,638	995	830	840	930	203	935
TE 9i	16,128	1,775	850	3,062	167	950	855	780	2,825	1,050	870	880	970	205	1,030
TE 9.5i	18,011	1,846	895	3,258	169	980	900	850	3,012	1,090	910	920	1,010	210	1,145
TE 10i	19,917	1,950	930	3,435	174	1,030	935	950	3,199	1,130	950	960	1,050	214	1,260
TE 10.5i	22,034	2,028	990	3,623	183	1,060	995	1,110	3,387	1,180	1,000	1,005	1,100	221	1,440
TE 11i	24,169	2,126	1,025	3,812	188	1,130	1,030	1,230	3,575	1,230	1,050	1,050	1,150	228	1,620
TE 12i	28,820	2,303	1,105	4,196	202	1,210	1,110	1,520	3,954	1,310	1,130	1,130	1,230	242	1,970
TE 13i	33,771	2,477	1,175	4,566	216	1,280	1,180	1,830	4,335	1,380	1,200	1,200	1,300	262	2,410
TE 14i	38,782	2,654	1,255	4,947	225	1,360	1,260	2,140	4,708	1,460	1,280	1,280	1,380	271	2,810
TE 15i	44,098	2,831	1,340	5,329	238	1,440	1,345	2,570	5,090	1,540	1,360	1,370	1,460	285	3,340
TE 16i	49,671	3,757	1,450	7,266	250	1,550	1,455	3,180	7,028	1,670	1,480	1,480	1,570	302	4,180
TE 17i	55,665	3,978	1,525	7,741	266	1,630	1,530	3,730	7,504	1,750	1,550	1,550	1,650	318	4,780
TE 18i	62,000	4,199	1,600	8,218	280	1,700	1,605	4,300	7,979	1,890	1,620	1,630	1,720	335	5,620
TE 19i	68,577	4,461	1,680	8,687	294	1,780	1,685	4,980	8,676	1,970	1,700	1,710	1,800	349	6,420
TE 20i	75,590	4,637	1,755	9,164	302	1,860	1,760	5,540	9,295	2,050	1,780	1,780	1,880	357	7,120

Figure VIII.8 : Catalogue des appareils d'appui glissant MONO

- Pour P1 on prend : TA 10 (appareil d'appui multiple)

Type	N _{Rd}	D	Without anchor plates				With anchor plates					
			H	Bx	By	Weight	H*	Anchor plates**				Weight
								Bu	Lu	Bo	Lo	
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	
TA 1	714	200	86	300	260	30	120	270	270	270	320	55
TA 1.5	1,195	240	85	380	300	45	120	295	295	300	355	68
TA 2	1,595	270	86	370	320	50	120	320	320	330	390	80
TA 2.5	2,231	310	86	440	350	65	124	350	350	370	430	105
TA 3	2,913	350	95	450	390	85	128	380	380	410	470	130
TA 3.5	3,577	390	95	510	430	105	133	415	415	445	505	160
TA 4	4,496	420	105	520	460	130	138	450	450	480	540	190
TA 4.5	5,267	460	105	580	500	155	147	485	485	520	580	240
TA 5	6,388	500	119	600	540	200	155	520	520	560	620	290
TA 5.5	7,315	540	119	640	580	225	158	560	660	595	655	335
TA 6	8,647	570	123	670	610	260	161	600	600	630	690	380
TA 6.5	9,661	625	129	730	650	325	168	635	635	670	730	448
TA 7	11,207	650	136	750	690	365	175	670	670	710	770	515
TA 7.5	12,375	690	142	790	730	425	180	705	705	745	805	583
TA 8	14,143	720	146	820	760	470	184	740	740	780	840	650
TA 8.5	15,425	760	150	860	800	530	192	780	780	820	880	753
TA 9	17,422	800	161	900	840	630	199	820	820	860	920	855
TA 9.5	18,758	840	164	940	880	700	207	860	860	900	960	980
TA 10	20,986	880	174	980	920	820	215	900	900	940	1,000	1,105
TA 10.5	22,933	930	175	1,030	970	905	219	940	940	980	1,040	1,230
TA 11	24,942	960	183	1,060	1,000	1,010	223	980	980	1,020	1,080	1,355
TA 12	29,239	1,040	192	1,140	1,080	1,235	233	1,060	1,060	1,100	1,160	1,645
TA 13	33,807	1,130	211	1,230	1,170	1,595	257	1,150	1,150	1,190	1,250	2,130
TA 14	38,782	1,210	226	1,310	1,250	1,950	272	1,230	1,230	1,270	1,330	2,560
TA 15	44,098	1,300	235	1,400	1,340	2,325	281	1,320	1,320	1,360	1,420	3,025
TA 16	49,671	1,380	249	1,480	1,420	2,775	300	1,400	1,400	1,440	1,500	3,650
TA 17	55,665	1,460	262	1,560	1,500	3,270	314	1,480	1,480	1,520	1,580	4,260
TA 18	62,000	1,540	271	1,640	1,580	3,730	326	1,560	1,560	1,600	1,660	4,885
TA 19	68,577	1,620	281	1,720	1,660	4,245	336	1,640	1,640	1,680	1,740	5,520
TA 20	75,590	1,710	300	1,810	1,750	5,105	355	1,730	1,730	1,770	1,830	6,520

Figure VIII.9 : : Catalogue des appareils d'appui glissant MULTIPLE

• Choix des appareils d'appui fixe

➤ Pour P1 on prend : TF 10

Type	N _{Rd}	V _{Rd}	D	Without anchor plates			With anchor plates				
				N _{d,min}	H	Weight	N _{d,min}	Anchor plates*		H**	Weight
								Bo, Lu	Bu, Lo		
	[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kg]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
TF 1	852	280	200	323	80	30	315	220	310	112	45
TF 1.5	1,193	370	240	503	79	40	494	260	350	112	60
TF 2	1,706	460	280	683	79	50	672	300	390	112	75
TF 2.5	2,229	582	325	830	82	75	775	345	450	116	103
TF 3	2,935	705	365	976	87	90	878	390	510	119	130
TF 3.5	3,574	865	410	1,296	90	105	1,094	435	555	124	165
TF 4	4,496	1,034	455	1,634	95	130	1,310	480	600	128	200
TF 4.5	5,261	1,139	495	1,846	98	155	1,511	520	650	132	245
TF 5	6,388	1,247	540	2,060	100	180	1,711	560	700	136	290
TF 5.5	7,307	1,398	585	2,370	103	210	1,972	605	745	149	350
TF 6	8,647	1,556	665	2,678	111	250	2,232	650	790	149	410
TF 6.5	9,651	1,748	665	3,064	112	280	2,632	690	850	155	483
TF 7	11,207	1,905	710	3,376	122	345	3,012	730	910	160	555
TF 7.5	12,362	2,075	750	3,620	122	400	3,394	775	935	162	618
TF 8	14,143	2,263	795	3,878	126	450	3,775	820	960	164	680
TF 8.5	15,409	2,394	830	4,142	130	500	3,974	860	1,020	169	773
TF 9	17,422	2,526	875	4,404	136	570	4,172	900	1,080	174	865
TF 9.5	18,739	2,731	920	4,814	139	640	4,584	950	1,130	184	1,023
TF 10	20,986	2,938	975	5,228	151	780	4,996	1,000	1,180	193	1,180
TF 10.5	22,908	3,152	1,020	5,658	150	835	5,425	1,040	1,230	193	1,278
TF 11	24,942	3,367	1,060	6,086	151	890	5,854	1,080	1,280	193	1,375
TF 12	29,239	3,800	1,145	6,952	159	1,080	6,720	1,170	1,370	201	1,650
TF 13	33,807	4,395	1,225	8,142	174	1,345	9,710	1,250	1,510	222	2,120
TF 14	38,782	4,654	1,300	8,660	188	1,625	8,612	1,320	1,580	236	2,475
TF 15	44,098	4,850	1,380	9,052	188	1,800	8,820	1,400	1,660	237	2,770
TF 16	49,671	4,967	1,455	9,286	202	2,140	9,054	1,480	1,740	250	3,205
TF 17	55,665	5,010	1,530	9,372	216	2,525	9,140	1,550	1,810	262	3,715
TF 18	62,000	5,270	1,600	9,892	223	2,800	9,600	1,620	1,880	273	4,090
TF 19	68,577	5,486	1,680	10,324	223	3,055	10,092	1,700	1,960	273	4,460
TF 20	75,590	5,670	1,760	10,692	242	3,660	10,460	1,780	2,040	292	5,190

Figure VIII.10 : Catalogue des appareils d'appui fixe

Le choix des appareils d'appui est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10: Choix des appareils d'appuis commerciaux

Appuis	Appareil d'appuis 1	Appareil d'appuis 2	Type d'appuis 1	Type d'appuis 2
C1/ C2	MULTI	MONO	TA 6	TE 6.5i
P1	MULTI	MONO	TA 10	TE 10.5i
P4	MONO	FIXE	TE 10.5i	TF 10

VIII.6.4. Des d'appuis

Le dé d'appui a pour rôle de répartir les charges concentrées transmises directement par le tablier vers l'élément porteur, tout en compensant le dévers éventuel du tablier.

VIII.6.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

$$A = b + 200$$

$$B = a + 200$$

$$h \geq 2 \times \frac{S}{P}$$

$$\text{Avec: } S = A \times B; P = 2(A + B)$$

Tableau VIII.11 : Dimensions des appareils d'appui

Pour les culées	Pour les piles
$A = 655 + 200 \rightarrow A = 855 \text{ mm}$	$A = 995 + 200 \rightarrow A = 1195 \text{ mm}$
$B = 740 + 200 \rightarrow B = 940 \text{ mm}$	$B = 1060 + 200 \rightarrow B = 1260 \text{ mm}$
$S = 0.94 \times 0.855 = 0.8037 \text{ m}^2$	$S = 1.195 \times 1.260 = 1.5057 \text{ m}^2$
$P = 2 \times (0.94 + 0.855) = 3.59 \text{ m}$	$P = 2 \times (1.195 + 1.260) = 4.91 \text{ m}$
$h \geq 0,448 \text{ m. Prenons : } h = 0.5 \text{ m}$	$h \geq 0.6133 \text{ m. Prenons : } h = 0.65 \text{ m}$

VIII.6.4.2. Ferrailage dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées conformément au guide SETRA (P.P.73).1.

- **Armatures de chaînage**

La détermination de la section des armatures de chaînage peut être effectuée en appliquant des règles similaires à celles utilisées dans la méthode des bielles ou dans la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

Ces armatures de chaînage sont généralement installées en une seule nappe, ancrée aux extrémités soit par une boucle à plat, soit dans le corps de fût.

$$A_c = 0.25 \times R \quad \text{Tels que: } R = \frac{N}{\sigma_s}$$

N : réaction maximale.

$$\sigma_s: \text{contrainte limite des armatures d'acier. } \sigma_s = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa.}$$

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales situées sous le chaînage devra être dimensionné pour supporter un effort équivalent à **12,5 %** de la descente de charge correspondante.

$$A_h = 0.125 \times R$$

- **Frette supérieure**

Ces armatures croisées sont placées aussi près que possible de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = 0.04 \times R$$

- **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement est placée à une profondeur comprise entre $h/3$ et h depuis la face supérieure de l'appui.

$$A_i = 0.1 \times R$$

Les résultats du calcul du ferrailage des dés d'appuis sont résumés dans ce tableau :

Tableau VIII.12 : Récapitulatif des ferrailages des dés d'appui

	Piles	Culée
N (KN)	20494,5	7849,95
R (KN)	0,047	0,018
$A_c(\text{cm}^2)$	117,78	45,11
	16 HA32	10 HA25
$A_h(\text{cm}^2)$	58,89	22,56
	12 HA25	8 HA20
$A_s(\text{cm}^2)$	18,85	7,22
	10 HA16	6 HA14
$A_i(\text{cm}^2)$	47,11	18,05
	10 HA25	10 HA16

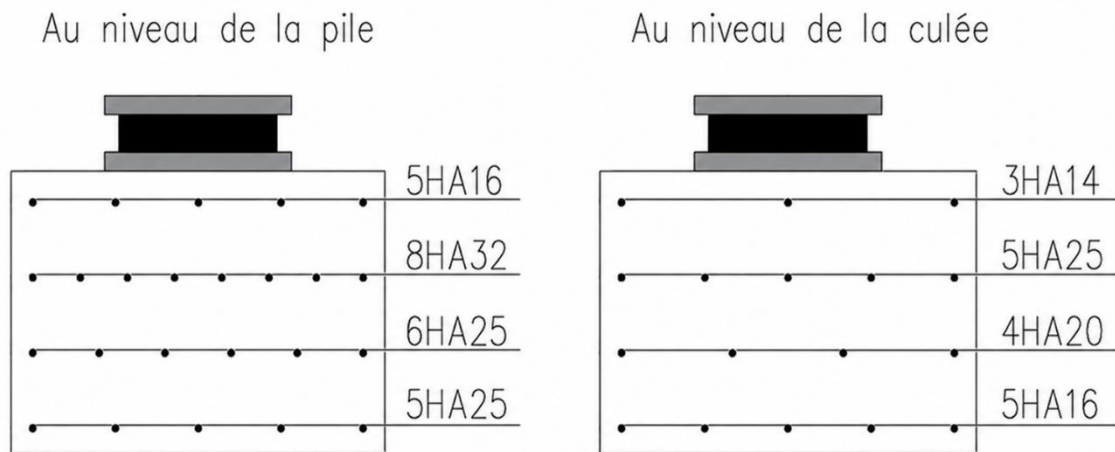


Figure VIII.11 : Ferrailage du dé d'appui

VIII.6.5. JOINTS DE DILATATION

VIII.6.5.1. Calcul du souffle

- Effet thermique

$$\Delta L_{thermique} = L \times \alpha \times \Delta T$$

Avec :

ΔL : variation de la longueur.

L : longueur dilatable.

α : coefficient de dilatation thermique

ΔT : différence de température

➤ Application numérique

$$L = 137.5 \text{ m} ; \Delta T = 28 \text{ }^{\circ}\text{C} ; \text{Structure en béton} : \alpha = 10 \times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$$

$$\Rightarrow \Delta L_{thermique} = 137.5 \times 10 \times 10^{-6} \times 28 = 3.85 \text{ cm}$$

- Retrait

$$\Delta L_{Retrait} = \varepsilon_r \times L$$

L : longueur dilatable.

ε_r : Coefficient de retrait

➤ Application numérique

$$L = 137.5 \text{ m} ; \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \Delta L_{Retrait} = 137.5 \times 2 \times 10^{-4} = 2.75 \text{ cm}$$

- **Fluage**

$$\Delta L_{\text{fluage}} = \varepsilon_f \times L$$

Avec :

L : longueur dilatable.

ε_f : Coefficient de fluage

➤ **Application numérique**

$$L = 137.5 \text{ m} ; \varepsilon_f = 3 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \Delta L_{\text{Retrait}} = 137.5 \times 3 \times 10^{-4} = 4.125 \text{ cm}$$

- **Rotation d'extrémité sous chargement**

$$\Delta L_{\text{rotation}} = h \times \tan \alpha$$

Avec :

α : tolérance de rotation de notre tablier.

h : hauteur du tablier.

On prend en compte la tolérance de rotation de notre tablier mixte à 0,01 rad et la hauteur

➤ **Application numérique**

$$h = 3.8 \text{ m} ; \alpha = 0.01$$

$$\Rightarrow \Delta L_{\text{rotation}} = 3.8 \times \tan 0.01 = 3.8 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{\text{totale}} = \Delta L_{\text{thermique}} + \Delta L_{\text{retrait}} + \Delta L_{\text{fluage}} + \Delta L_{\text{rotation}}$$

$$\Rightarrow \Delta L_{\text{totale}} = 3.85 + 2.75 + 4.125 + 3.8 = 14.525 \text{ cm}$$

D'après « FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES », On choisit **Joint garde ballast**.

VIII.6.5.2. Le joint garde ballast

Il s'agit d'un joint de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur, notamment lorsque la longueur dilatable dépasse 100 mètres.

Les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont :

- Longitudinaux : 0 à 350 mm
- Verticaux : ± 20 mm.

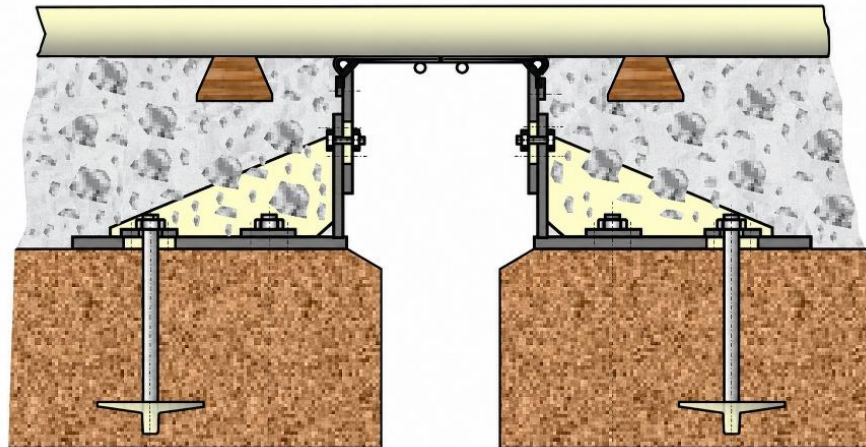


Figure VIII.12: Le joint garde ballast

VIII.6.6. EVACUATION DES EAUX

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est essentielle, non seulement pour préserver la durabilité de la structure, mais également pour assurer la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux de ruissellement sont d'abord collectées sur un ou les deux côtés de la chaussée, puis évacuées au moyen de gargouilles lorsque l'ouvrage n'est pas équipé d'une corniche-caniveau.

La collecte des eaux dans le sens transversal est réalisée par l'aménagement d'une pente transversale unique ou d'une double pente en forme de toit. La pente transversale adoptée est de 1,5 %.

CHAPITRE IX :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une étape essentielle du projet. Elle a pour rôle d'assurer la transmission des charges du tablier et du trafic vers les fondations à travers les différents appuis de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous présenterons l'étude des appuis intermédiaires, représentés par les piles, ainsi que des appuis d'extrémité, représentés par les culées, en tenant compte de leurs caractéristiques géométriques et mécaniques.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire assurant la transmission des charges et surcharges du tablier vers les fondations. Elle participe également à la stabilité et à la résistance globale de l'ouvrage.

Les piles jouent un rôle important dans le comportement mécanique du pont, ce qui nécessite un dimensionnement précis afin de garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

La conception des piles dépend principalement des paramètres suivants :

- La hauteur de la brèche à franchir.
- Le type de tablier et l'importance des efforts transmis.
- Le mode de liaison entre le tablier et les appuis.
- Les contraintes d'implantation au sol.
- Les critères esthétiques.

IX.2.1. Choix de type de pile

Les piles peuvent être classées en deux grandes familles : les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur des piles caissons à section rectangulaire évidée. Ce choix est justifié par la grande hauteur des piles, permettant une réduction importante de la quantité de matériau tout en conservant une bonne rigidité. Malgré le coût supplémentaire lié au coffrage intérieur, cette solution reste la plus avantageuse. Ces piles peuvent être réalisées par la méthode des coffrages glissants ou des coffrages grimpants.

Tableau IX.1 : Caractéristiques des piles

Pile	P1	P2	P3	P4
Hauteur (m)	18.11	37.21	40.34	21.47
Position (PK)	127+974.50	128+034.50	128+094.50	128+154.50

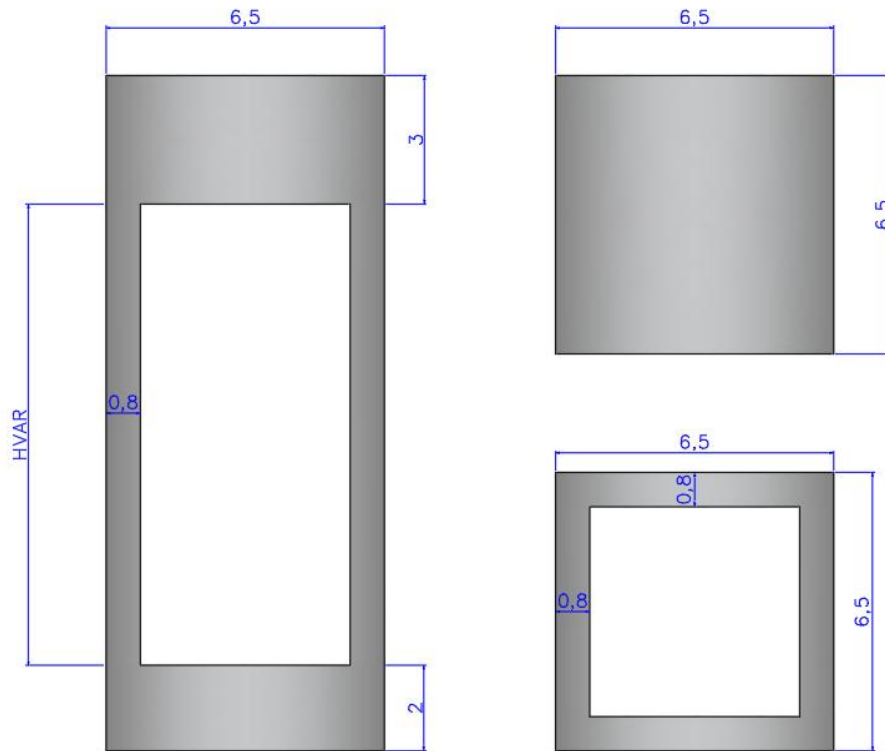


Figure IX.1 : Dimensions de la pile la plus élancé

IX.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (BAEL page 110)

Selon les règles BAEL, la stabilité au flambement d'un élément comprimé est considérée comme vérifiée lorsque son élancement reste inférieur à 70.

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

Avec :

l_f : longueur de flambement de la pile la plus haute, donnée par : $l_f = 0.5 \times l_0$

i : rayon de giration de la section, calculé par :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \text{ (direction transversale)} \quad \text{et} \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \text{ (direction longitudinale)}$$

La vérification au flambement sera réalisée uniquement pour la pile les plus élancée de l'ouvrage P3.

Tableau IX.2 : Vérification du flambement de la pile 3

	P3	
l_f (m)	40.4	
i_y (m)	106.65	
i_x (m)	160.88	
λ_y	9.26	Vérifiée
λ_x	7.09	Vérifiée

Donc il y'a pas de risque de flambement.

IX.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile 04 (la pile la plus sollicitée)

Tableau IX.3 : : Les efforts agissants sur la pile 04.

P4	N(KN)	M_x	M_y
ELU	63222.39	28813.11	-12701.83
ELS	46347.50	23130.25	-7253.52
ELA	67587.84	47228.40	96383.81

IX.2.4. FERRAILLAGE DE LA PILE

IX.2.4.1. Armature longitudinale

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée en deux nappes :

- Une nappe proche de la surface extérieure.
- Une autre proche de la surface intérieure.

La section d'armature est calculée Sous l'effet d'une flexion oblique, la base de la pile est soumise à : un effort normal N et deux moments de flexion M_x , M_y .

Pour calculer la section d'armatures, on utilise les abaques de **Walther**, qui servent au dimensionnement des sections creuses en béton armé.

Dans le calcul, la disposition réelle des armatures est simplifiée en considérant une armature répartie de manière linéaire au milieu des parois en béton.

Cette répartition est caractérisée par un paramètre symétrique β , défini par :

$$\beta = \frac{b}{2(b + h)}$$

b : la largeur de la section.

h : la hauteur de la section.

➤ **Application numérique**

$$\beta = \frac{6.5}{2(6.5 + 6.5)} = 0.25$$

La section doit être orientée de manière à vérifier la condition suivante : $t_y / h \leq t_x / b$

Avec :

t_x : épaisseur de la section dans la direction transversale $t_x = 0.8 \text{ m}$.

t_y : épaisseur de la section dans la direction longitudinale $t_y = 0.8 \text{ m}$.

$$t_y / h \leq t_x / b \Rightarrow 0.12 \leq 0.12$$

⇒ La condition d'orientation est vérifiée.

La méthode basée sur le calcul du rapport des moments relatifs : $\eta = \frac{m_y}{m_x}$, Pour ça il faut calculer les efforts intérieurs relatifs : m_x, m_y et n

$$m_x = \frac{M_x}{b h^2 f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{b^2 h f_{c28}} ; n = \frac{N}{b h f_{c28}}$$

➤ **Application numérique**

$$m_x = \frac{47228.4 \times 10^{-3}}{6.5 \times 6.5^2 \times 35} = 0.006$$

$$m_y = \frac{96383.81 \times 10^{-3}}{6.5^2 \times 6.5 \times 35} = 0.01$$

$$n = \frac{67587.84 \times 10^{-3}}{6.5 \times 6.5 \times 35} = 0.05$$

⇒ $\eta = 1.67$ (compris entre les valeurs $\eta_i = 0$ et $\eta_s = \infty$).

À partir des abaques de Walther, on détermine le degré mécanique d'armature totale ω , défini par la relation :

$$\omega = \mu \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

Or, le coefficient mécanique d'armature (μ) s'écrit :

$$\mu = \frac{F_{a,tot}}{b \times h}$$

D'où :

$$\omega = \frac{F_{a,tot}}{b \times h} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$$\Rightarrow F_{a,tot} = \omega \times \frac{b \cdot h \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

$F_{a,tot}$: aire totale des armatures passives.

b : largeur de la section.

h : hauteur de la section.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

σ_s : contrainte admissible de l'acier.

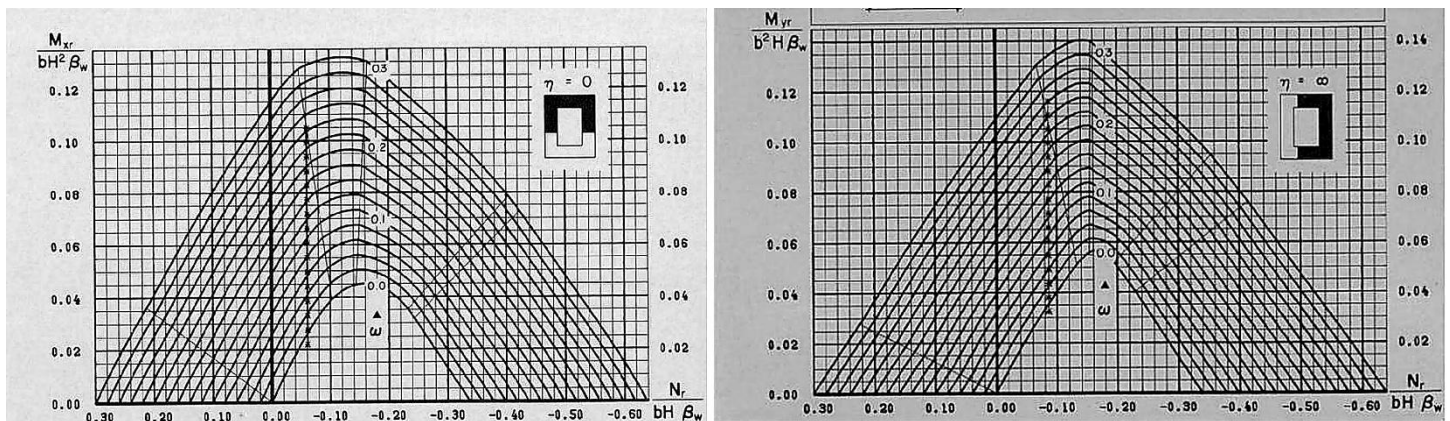


Figure IX.2 : Abaque de WALTHER

Tableau IX.4 : Récapitulatif du ferrailage longitudinal de la section.

ω	0.08
$F_{a,tot} \text{ cm}^2$	2719
F_a (Suivant b) cm^2	679.75
F_a (Suivant h) cm^2	679.75
φ (Suivant b) mm	86HA32 (e=15cm)
φ (Suivant h) mm	86HA32 (e=15cm)

Avec :

$$F_a \text{ (Suivant b)} = 0.25 \times F_{a,tot}$$

$$F_a \text{ (Suivant h)} = 0.25 \times F_{a,tot}$$

➤ Vérification de la condition de non-fragilité

La condition de non-fragilité est vérifiée conformément aux prescriptions du BAEL (page 110) en déterminant la section minimale d'armatures longitudinales.

$$A_{s,min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s,min} = 0.23 \times 6.5 \times 0.9 \times 6.5 \frac{2.7}{500} = 472.27 \text{ cm}^2 \leq A_s = 679.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.N.F vérifiée.}$$

IX.2.4.2. Armature transversale

Les armatures transversales sont disposées de manière à maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferrailage longitudinal et à s'opposer à leur flambement vers l'extérieur.

$$A_t = A_l \times \frac{f_{el}}{16 f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

L'espacement des armatures transversales en zone critique est défini conformément au RPOA par la plus petite des valeurs suivantes : $S_t = \min(24\phi_t; 8\phi_l; 0.25d) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Tableau IX.5 : Ferrailage de la pile

Dimension	Coté b	Coté h
A_l	679.75	679.75
ϕ_l	HA32 (e=15cm)	HA32 (e=15cm)
A_t	85	85
ϕ_t	HA16 (e=25cm)	HA16 (e=25cm)

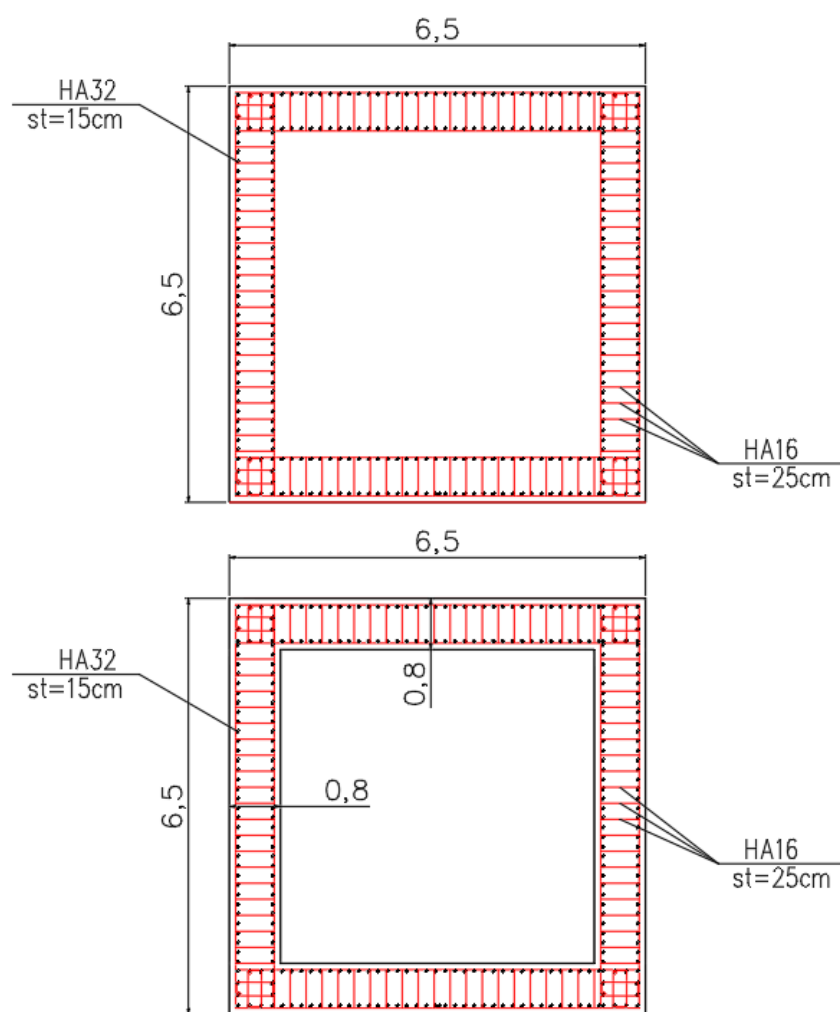


Figure IX.3 : Schéma illustratif du ferrailage de la pile

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément majeur de l'infrastructure du pont. Située aux deux extrémités de l'ouvrage, elle supporte le tablier et assure la transition entre celui-ci et la route d'accès. Elle participe également à la stabilité des remblais adjacents.

IX.3.1. Choix du type de culée

Selon leur conception et leur mode de fonctionnement, les culées peuvent être classées en trois catégories :

- **Culée enterrée** : entièrement intégrée dans le remblai d'accès, elle assure uniquement la fonction d'appui du tablier.
- **Culée remblayée** : constituée de murs ou de voiles en béton armé, elle remplit à la fois le rôle d'appui du tablier et celui d'ouvrage de soutènement des terres.
- **Culée creuse** : formée d'une structure creuse de type caisson, elle permet d'alléger l'ouvrage tout en conservant une rigidité suffisante.

Au regard des caractéristiques du site et des exigences du projet, le choix s'est porté sur une **culée remblayée**.

IX.3.2. Prédimensionnement de la culée

Tableau IX.6 : Prédimensionnement de la culée

Eléments de la culée	Dimensions
Mur de garde grève	$h(MGG) = 4,47 \text{ m}$; $e(MGG) = 0,55 \text{ m}$ $l(MGG) = 12,7 \text{ m}$
Mur frontal	$H(MF) = 6,11 \text{ m}$; $e(MF) = 2,8 \text{ m}$ $L(MF) = 12,7 \text{ m}$
Mur en retour	$H(MR) = 10,85 \text{ m}$; $e(MR) = 0,6 \text{ m}$ $L(MR) = 7,45 \text{ m}$
La semelle	$L = 13,2 \text{ m}$; $e = 2,5 \text{ m}$ $l = 9,6 \text{ m}$

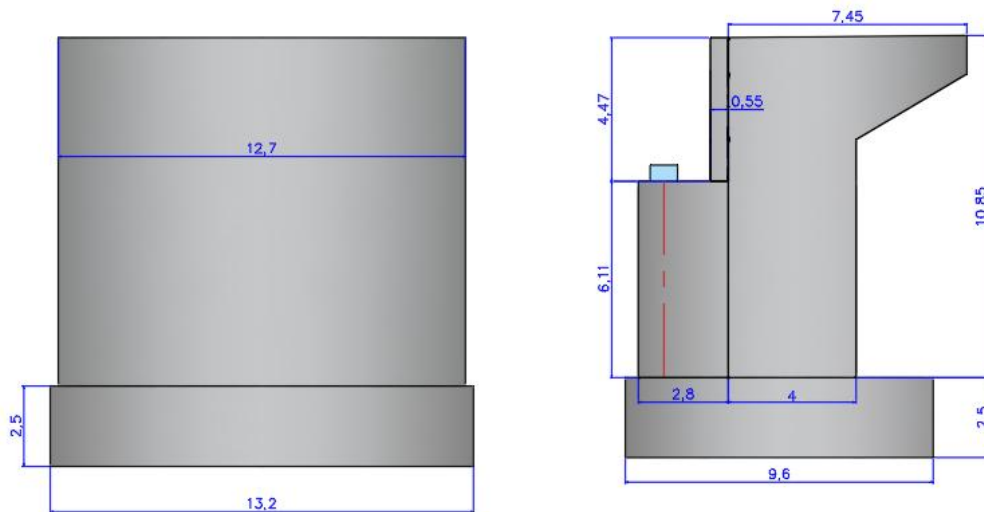


Figure IX.4 : Dimensions de la culée

IX.3.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée

IX.3.3.1. Poids propre

Le poids propre des éléments constitutifs de la culée est calculé par : $P = \gamma_b V$

Avec :

γ_b : le poids volumique de béton pris égale à 25 KN/m³.

V : le volume de chaque élément.

IX.3.3.2. Poids des terres

Le poids des terres sur la semelle est déterminé selon le même principe : $P_t = \gamma_t V_t$

IX.3.3.3. Poussée des surcharges et du remblai

Le coefficient de poussée statique est calculé à l'aide de la relation :

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

$$\theta = 0^\circ$$

φ : l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion $\varphi = 30^\circ$

α : Angle de talus avec l' horizontal $\alpha = 0^\circ$

β : Inclinaison de la culée $\beta = 0^\circ$

δ : Angle de frottement (sol - béton) $\delta = 0^\circ$

Le coefficient de poussée statique obtenu est : $K_a = 0.33$

- **La poussée des terres** : sur une masse de hauteur H et de longueur L, est :

$$F_p = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L \text{ (Triangulaire)}$$

- **La poussée due aux surcharges** : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

$$F_p = K_a \times q \times H \times L \text{ (Rectangulaire)}$$

γ : poids volumique du sol pris égale à 20 KN/m^3 .

K_a : coefficient de poussée des terres.

Le mur garde-grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées des terres et due aux surcharges comme il est montré sur le schéma suivant :

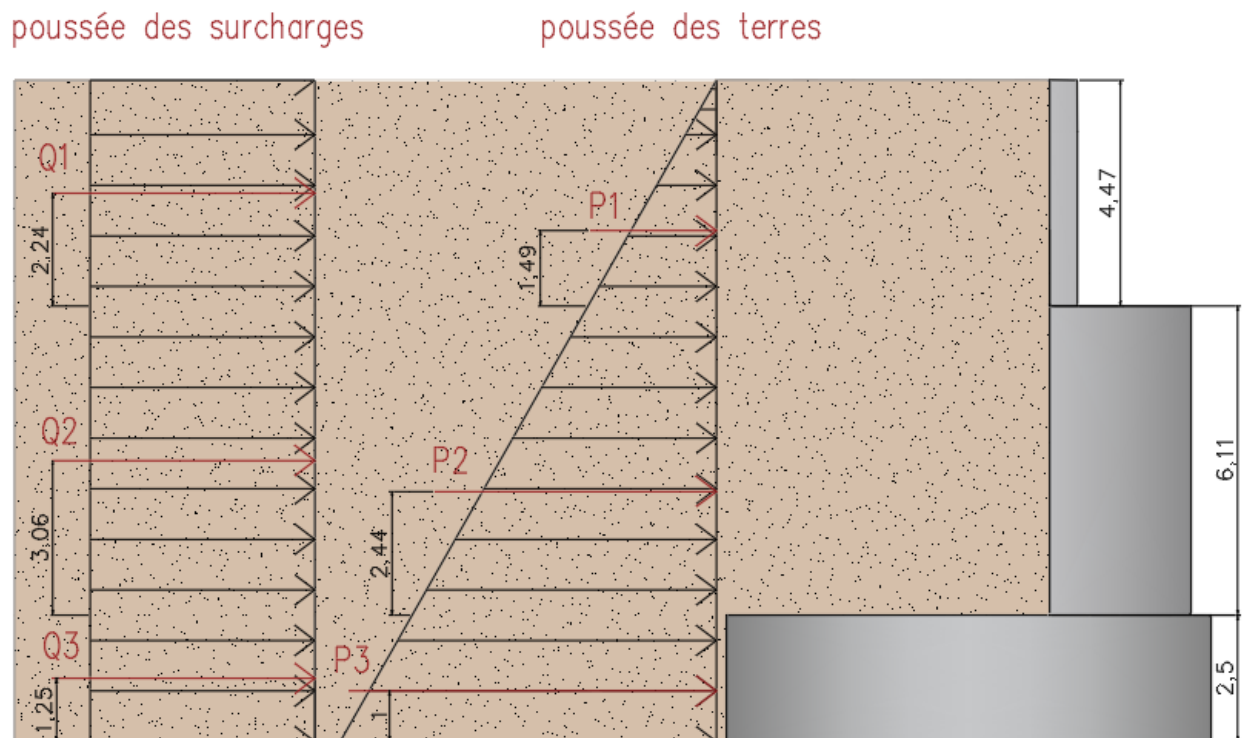


Figure IX.5 : Poussées des terres du au mur garde-grève, mur frontal et la semelle

- **Application numérique**

Exemple :

$$P1 = (20 \times 0.33 \times 4.47^2 \times 11.5) / 2 = 758.28 \text{ KN}$$

$$Q2 = (10 \times 0.33 \times 6.11 \times 11.5) = 231.875 \text{ KN}$$

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX.7 : Evaluations des efforts de la culée

Elément	Surface	N	H	dv(x/o)	dh(y/o)	Mfv/o	Mfh/o
Semelle	24	7920.00	/	/	0.00	0.00	/
Mur F	17.11	5432.425	/	/	3	16279.275	/
Mur en R	50	1250	/	/	-0.93	1162.5	/
MGG	2.459	780.7325	/	/	-1.875	-1463.873	/
Poids des terre	67.8985	14462.381	/	/	-1.6	23139.8096	/
Poussée sur semelle	/	/	2244.77	-1.00	/	/	2244.77
Surcharge	/	551.12	/	/	-2.4	-1322.688	/
Poussée surcharge	/	/	551.12	-6.58	/	/	-3758.6384
Dés d'appui	0.4275	21.375	/	/	3.6	76.95	/
Rg(tablier)	/	6670,00	/	/	1.6	10672,00	/
R(UIC71)	/	3360,00	/	/	1.6	5376,00	/
R(SW/02)	/	3937,50	/	/	1.6	6300,00	/
Poussée T sur Mur F	/	/	3489.675	-4.944	/	/	-
Poussée surcharges MF	/	/	231.875	-5.55	/	/	-1286.9625
Poussée T sur MGG	/	/	758.28	-10.1	/	/	-7658.628
Poussée surcharges MGG	/	/	169.6365	10.845	/	/	-1839.708
Poussée UIC71	/	/	600	-8.61	/	/	-5166
Poussée SW/2	/	/	1050	-8.61	/	/	-9040.5

Remarque : le point O est situé au milieu de la base de la semelle.

IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée

IX.3.4.1. Mur frontal

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués en considérant que celui-ci est encastré dans la semelle. Les détails des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.8 : Sollicitations sur le mur frontal

Elément	N (KN)	H (KN)	dv(x/o) (m)	dh(y/o) (m)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	5432,43	/	/	3	16297,275	0
MGG	780.7325	/	/	-1.875	-1463.873	/
Poussée Mur Frontal	/	3489,66	/	-4,94	/	-17252,86
Poussée Sur 10kN/m ²	/	231,88	/	-5,56	/	-1288,066
Rg(tablier)	6670,00	/	-0,60	/	-4002,00	/
R(UIC71)	3360,00	/	-0,60	/	-2016,00	/
R(SW02)	3937,50	/	-0,60	/	-2362,50	/
Dés d'appui	21,38	0,00	3,60	/	76,95	0,00
Frein UIC71	/	600,00	/	-6,11	/	-3666,00
Frein SW02	/	1050,00	/	-6,11	/	-6415,50

Le mur frontal est un élément qui fonctionne en flexion composée.

$$\text{ELS: } M_{\max} = -1085,30 \text{ KN.m/ml} \quad N = 2176,34 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU: } M_{\max} = -1942,04 \text{ KN.m/ml} \quad N = 2918,01 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage vertical est calculé par ROBOT-Expert en utilisant une section rectangulaire (1 × 2.8) m soumise à une flexion composée, dans le cas de chargement le plus défavorable.

Tableau IX.9 : Ferrailage de mur frontal

Mur frontal		
Section d'acier : A_s	28	6HA25 (e=20cm)
Armature de construction = $A_s/3$	9.33	5HA16 (e=20cm)
Armature transversale = $A_s/4$	7	4HA16 (e=20cm)

IX.3.4.2. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple, on calcule les efforts appliqués en considérant que celui-ci est encastré dans le mur frontal.

Les détails des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.10 : Sollicitations sur le mur garde grève

	P (KN)	M(KN.m)	ELU	ELS
M_G	65,94	98,25	132,63	98,25
M_F	125	/	176,32	121,60
$M_{\text{charge locale}}$	53,1036	118,69	118,69	118,69
$M_{\text{ult}} = 1.35 \times M_G + 1.45 \times M_Q \text{ (KN.m)}$			560,39	/
$M_{\text{ser}} = M_G + M_Q \text{ (KN.m)}$			/	338,53

Tel que :

➤ **Moment dû à la force de freinage**

On considère l'effet de freinage de 2 voies chargées LM71, Donc le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_F = 2 \times \frac{2 \times \mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec:

$\mu=1.2$ (ELS) et $\mu=1.6$ (ELU).

$P=125$ KN.

$h=4.47$ m.

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

La norme relative à l'ouvrage d'art prescrit une surcharge à l'arrière d'une culée de pont rail de 3,6 t/m² pour un essieu de 25 t. Cette charge est répartie sur une largeur de 2,8 m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 0,6 m de ballast.

$$M (\text{charge locale}) = K_a \times q \times h \times \frac{h}{2}$$

Avec:

$K_a = 0.33$.

$q = 36$ KN.

$H = 4.47$ m.

Le ferrailage vertical est calculé par ROBOT-Expert en utilisant une section rectangulaire (1 × 2.8) m soumise à une flexion composée, dans le cas de chargement le plus défavorable.

Tableau IX.11 : Ferrailage de mur garde grève

Mur garde grève		
Section d'acier : A_s	27.4	6HA25 (e=20cm)
Armature de construction = $A_s/3$	9.13	6HA14 (e=20cm)
Armature transversale = $A_s/4$	6.85	5HA14 (e=20cm)

IX.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. On utilise le logiciel ROBOT on trouve les résultats suivants :

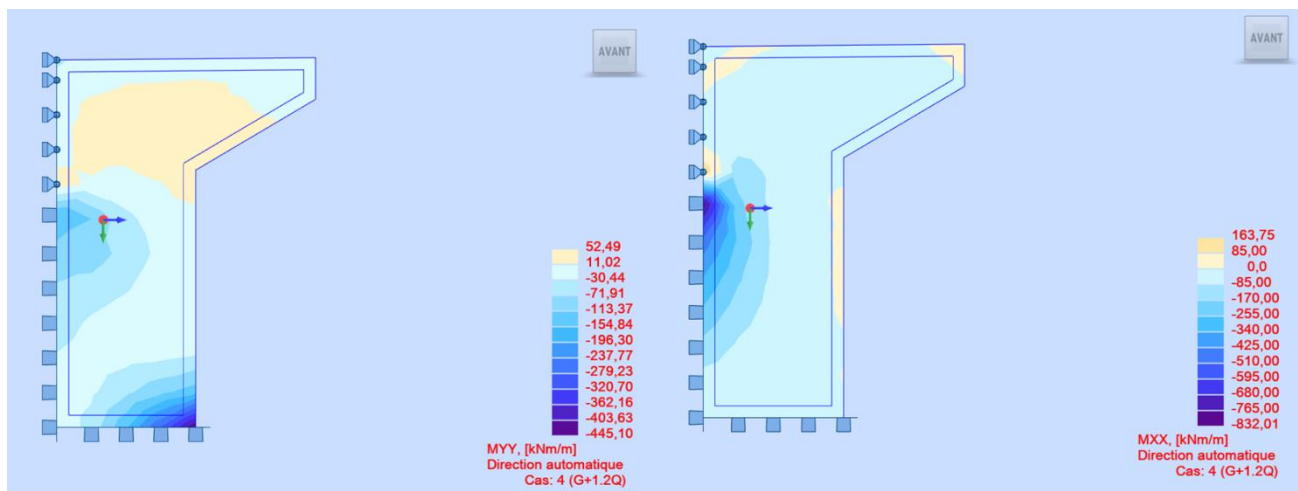


Figure IX.6 : Modélisation de mur en retour avec logiciel ROBOT

Le ferrailage du mur dans les deux directions, à la fois du côté intérieur (remblai) et extérieur, est calculée à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cela prend en compte une section rectangulaire de dimensions (1 × 0.6) m en flexion simple. Sachant que :

Les résultats à l'ELS :

$$M_{xx} = -425 \text{ KN.m (Moment horizontal).}$$

$$M_{yy} = -320.70 \text{ KN.m (Moment vertical).}$$

Tableau IX.12 : Ferrailage de mur en retour

Mur en retour		
A_s en cm^2	Horizontale	Verticale
Section d'acier : A_s	35	26
	8HA25 (e=20cm)	9HA20 (e=20cm)
Armature de construction = $A_s/3$	11.67	8.76
	6HA16 (e=20cm)	6HA14 (e=20cm)

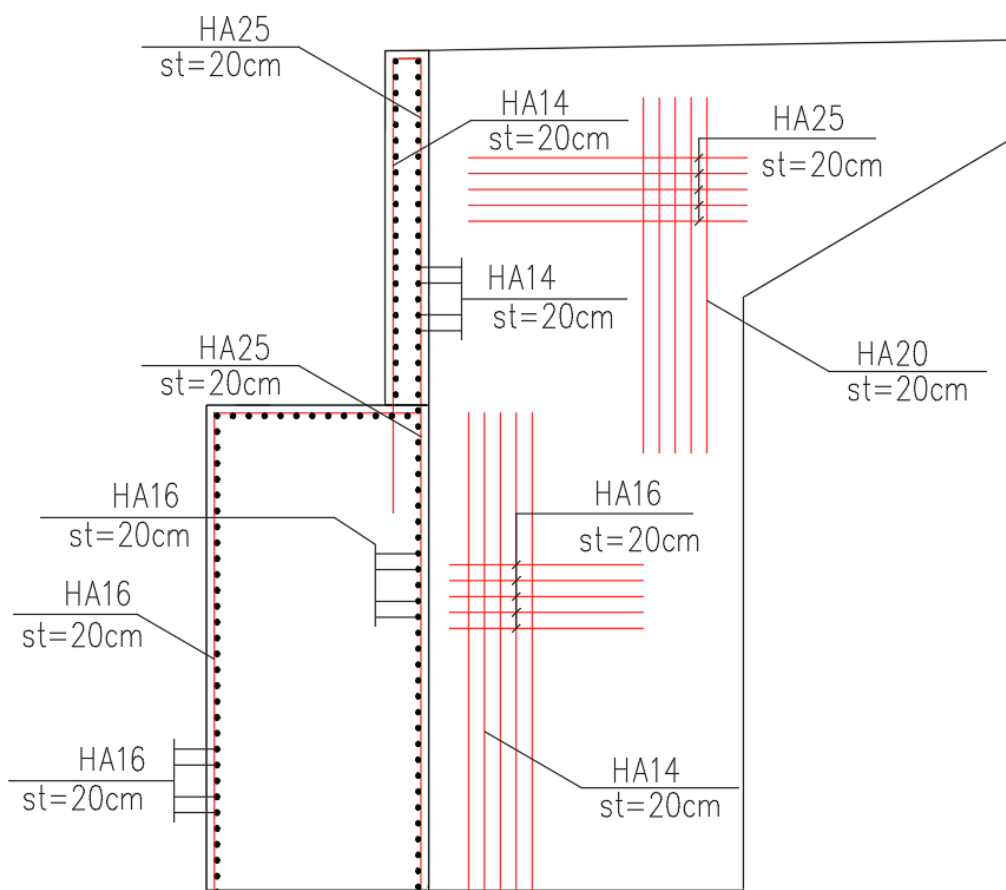


Figure IX.7 : Ferrailage de la culée

IX.4. ETUDE DES FONDATIONS

IX.4.1. Prédimensionnement des fondations

Après avoir opté pour le choix des fondations profondes nous avons choisi une conception de groupe de pieux de diamètre $D=1,2\text{m}$ de nombre N différent d'une fondation à une autre, avec un entraxe de $3,6\text{ m}$.

IX.4.2. Principe de calcul de profondeur des pieux

Les pieux travaillent en mobilisant des résistances du sol par deux mécanismes principaux : la résistance de frottement latéral (Q_s) et la résistance en pointe (Q_p), Par effet la résistance limite du pieu s'écrit comme suit : $Q_l = Q_s + Q_p$

Avec :

$$Q_s = q_s \times A_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p$$

A_s : Surface latérale du pieux.

A_p : Surface de pointe du pieu.

q_s : Résistance due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu.

q_p : Résistance unitaire du sol sous la pointe.

Afin de déterminer la profondeur des pieux pour chaque fondation nous allons calculer les résistances q_s et q_p puis la charge limite totale du groupe de pieux en tenant compte de l'effet du groupe (coefficient d'efficacité), On s'arrêtera à la profondeur qui nous permet d'atteindre une résistance qui vérifie.

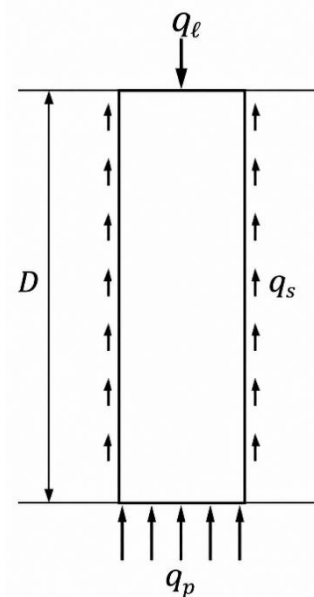


Figure IX.8 : Différentes charges constituant la résistance ultime du pieux

IX.4.3. Calcul des résistances q_p et q_s à partir des essais au pressiomètre menard

Cette étude s'appuiera sur les données du rapport géotechnique fourni par le bureau d'études, en particulier sur les résultats des essais pressiométriques ainsi que des sondages carottés (résultats présentés en annexe B).

Les emplacements des essais ne coïncident pas exactement avec ceux des fondations étudiées ; par conséquent, l'analyse sera réalisée à partir des essais situés au plus près des fondations concernées.

Tableau IX.13 : Sondage et essai correspondant à chaque fondation.

		Sondage pressiométrique	Sondage carotté
C1	127+927,00	PSK 127-6	SK 127-5
P1	127+974,5	PSK 127-7	
P2	128+034,50	PSK 128-6	SK 128-5
P3	128+094,5		
P4	128+154,50	PSK 128-7	SK 128-6
C2	128+202,00		SK 128-7

IX.4.3.1. Calcul de la charge limite de pointe Q_p

$$Q_p = A_p \times K_p \times Pl_e^*$$

A_p : Section de la pointe.

K_p : Facteur de portance pressiométrique dépendant du type de sol et du mode de mise en œuvre du pieu.

Pl_e^* : Pression limite nette équivalente à la base du pieu.

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***,*)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES ⁽¹⁾ (***,**)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

Figure IX.9 : Détermination de la valeur de Kp selon le type de sol

- Calcul de Pl_e^*

$$Pl_e^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^* dz$$

Pl^* : Pressions limite nette.

$a = B/2$ si $B > 1m$, Ou $a = 0,5$ si $B < 1m$.

$B = \min(a, h)$ avec h : l'encrage de la fondation dans la couche porteuse.

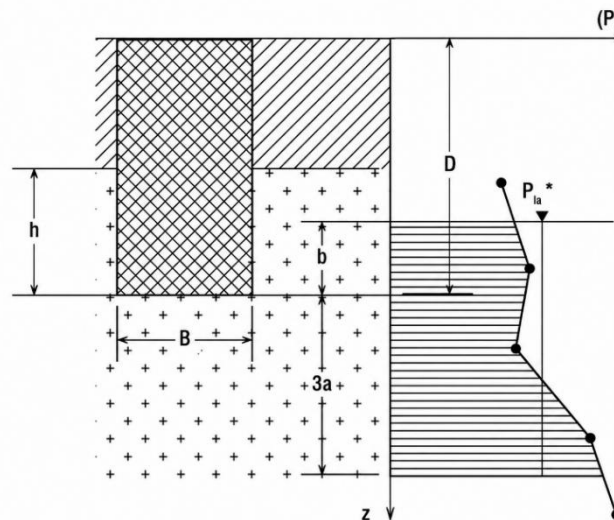


Figure IX.10 : Paramètres de calcul de Pl_e^*

IX.4.3.2. Calcul de la charge limite du au frottement Q_s

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

P : périmètre du pieux.

q_s : le frottement latéral unitaire limite a la cote z lu de l'abaque dépendant du type de sole et de pieux.

h : la hauteur où s'exerce le frottement latéral.

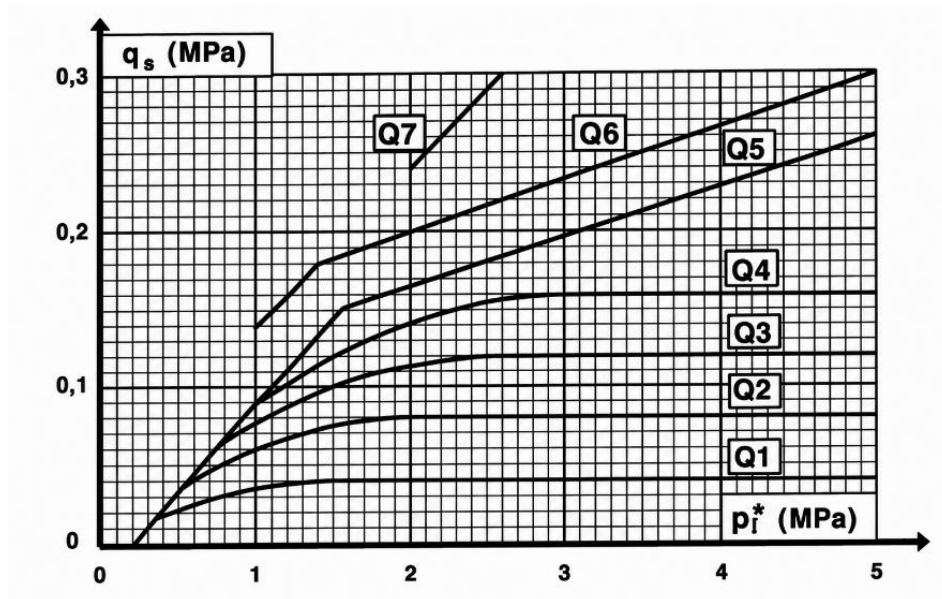


Figure IX.11 : Courbe de q_s en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et le type de pieu

Pour le choix de l'abaque on suit le tableau suivant :

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	-			Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₃ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	-
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	-
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃	-			Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Méral battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	-
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄	-
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₃		-
Injecté haute pression ⁽⁶⁾	-	Q ₄	Q ₅	Q ₃	Q ₆	-	Q ₅	Q ₆		Q ₆		Q ₇ ⁽⁷⁾

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***,**).

Figure IX.12 : Choix de l'abaque pour la détermination de q_s.

IX.4.4. Effet du groupe

La résistance limite d'un groupe de pieux s'écrit comme suit :

$$Q_{u \text{ groupe}} = N \times C_e \times Q_{u \text{ pieu}}$$

Avec :

$Q_{u \text{ groupe}}$: La résistance ultime du groupe,

N : Le nombre de pieux,

$Q_{u \text{ pieu}}$: Résistance d'un pieu isolé,

C_e : Coefficient d'efficacité calculé par la formule de « Converse Labarre » qui prend en compte de diamètre et l'entraxe des pieux et leurs disposition (nombre de lignes et de colonnes)

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan(B/S)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

En utilisant la cette formule, on aura le coefficient d'efficacité de chaque groupe de pieux comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau IX.14 : Coefficient d'efficacité pour chaque groupe de pieux.

	Nombre de Pieux	m	n	C_e
C1	12	4	3	0,7099
P1	16	4	4	0,693
P2	25	5	5	0,672
P3	25	5	5	0,672
P4	16	4	4	0,693
C2	12	4	3	0,7099

IX.4.5. Charge de fluage

La charge de fluage Q_c est la valeur du chargement au-dessus de laquelle l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, même sous charge constante.

Dans notre cas (Pieux forés ne refoulant pas le sol) elle s'écrit par :

$$Q_c = \frac{Q_l}{1,5}$$

IX.4.6. Détermination de la profondeur des pieux

Pour déterminer la profondeur des pieux on a suivi la procédure suivante :

- On calcule pour la capacité portante de la fondation en fonction de la profondeur des pieux.
- On détermine la descente de charge.
- On fixe la profondeur de chaque fondation de tel sorte que sa capacité portante vérifie la descente de charge.

IX.4.6.1. Sollicitation en bas des piles et des culées

Tableau IX.15 : Sollicitations à la base de la semelle

	Descente de charge à l'ELS (MN)	Descente de charge à l'ELU (MN)
C1	24,88795	35,7476
P1	55,8678	75,572
P2	78,9902	109,074
P3	79,2283	111,864
P4	56,4159	78,3261
C2	26,96225	37,6996

IX.4.6.2. Détermination de profondeur des pieux et justification a l'ELS et l'ELU

D'après les résultats des calculs (voir feuille de calcul en ANNEXE ...) nous avons choisi les profondeurs des pieux suivantes :

Tableau IX.16 : Résistance de groupe de pieux selon les profondeurs choisies

	Profondeur choisi	Q_u groupe (MN)	Q_c (MN)
C1	15	45,97	30,647
P1	15	91,056	60,704
P2	17	162,916	108,611
P3	17	162,916	108,611
P4	17	88,725	59,150
C2	15	73,67	49,113

(Selon le fascicule 62-titre v)

$$Q_{ELU} > Q_{adm \ ELU} = \frac{Q_l}{1,4}$$

$$Q_{ELS} > Q_{adm \ ELS} = \frac{Q_c}{1,4}$$

Tableau IX.17 : Chargements admissible à l'ELS et l'ELU.

	$Q_{adm\ ELU}$ (MN)	$Q_{adm\ ELS}$ (MN)
C1	32,836	21,890
P1	65,040	43,360
P2	116,369	77,579
P3	116,369	77,579
P4	63,375	42,250
C2	52,621	35,081

On constate que les chargements appliqués sur les fondations ne dépassent pas les valeurs admissibles assurées par les fondations tels qu'elles sont pré-dimensionnées, Donc nos fondations sont justifiées.

IX.4.7. Ferrailage des pieux

IX.4.7.1. Les sollicitations résultantes

Tableau IX.18 : Sollicitations revenant à chaque pieux

Type de sollicitation	N(MN/Pieu)	M_y (MN.m)	M_x (MN.m)
ELS	3,526	1,78	0,98
ELU	4,895	2,67	1,56
ELA	3,528	1,79	0,99

IX.4.7.2. Armatures longitudinales (Selon R.P.O.A article 7.6.2.2)

Le calcul du ferrailage a été réalisé à l'aide du logiciel ROBOT Expert, Cette analyse prend en compte une section circulaire d'un diamètre de 1,2 m, soumise à une flexion composée déviée, Les résultats obtenus sont les suivants :

$$A_s = 273 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend (17 HA 25) ; } e = 15 \text{ cm}$$

IX.4.7.3. Armatures transversales (Selon R.P.O.A article 7.6.2.2)

Des cerces HA16 espacées de 10 cm, sont mises en œuvre dans la zone critique, Cette zone se définit comme suit :

- Sur une profondeur de $2d$ (deux fois le diamètre caractéristique) à partir de la tête du pieu.
- Ainsi que sur une longueur de $2d$ de part et d'autre de chaque interface entre deux couches de sol présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement supérieur à 6).

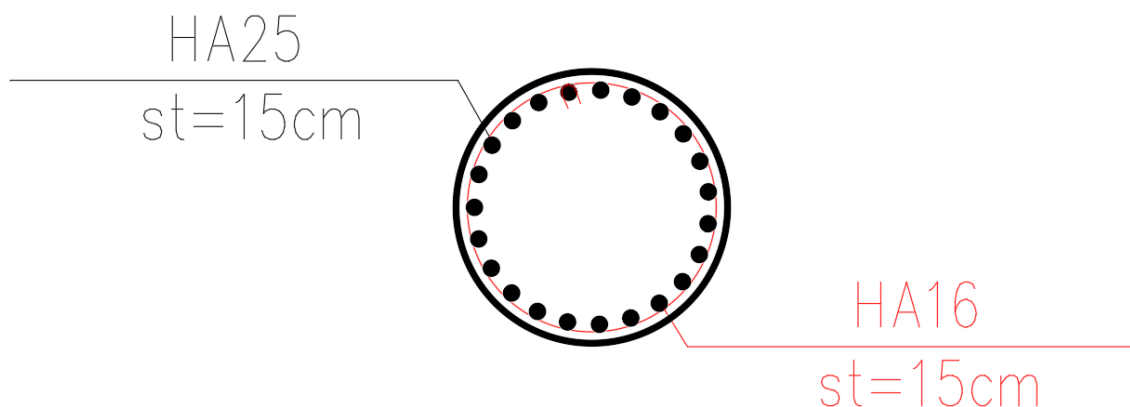


Figure IX.13 : Ferrailage pieux

IX.5. ETUDE DE LA SEMELLE

La semelle sur pieux distribue les charges structurales (forces axiales et moments) au sol via les pieux, Pour une transmission efficace des moments, Ces derniers, notamment s'ils sont forés, doivent être mécaniquement encastres dans la semelle.

IX.5.1. Les dimensions de la semelle

$$\text{La largeur : } B = (N - 1) \times S + 2\varnothing$$

$$\text{La longueur : } L = (N - 1) \times S + 2\varnothing$$

$$\text{La hauteur : } Ht \geq \frac{S}{2,5}$$

Avec :

N : Nombres des files des pieux

S : la distance entre deux files

$\varnothing$: diamètre de pieux

Tableau IX.19 : Les dimensions de la semelle

	Sous C1, C2	Sous P1, P4	Sous P2, P3
N	4 fils	4 fils de chaque coté	5 fils de chaque coté
B	13,2	13,2	16,8
L	9,6	13,2	16,8
Ht	2,5	3	4

IX.5.2. Ferrailage de la semelle sous la pile

Selon le guide SETRA PP 73, pour utiliser la méthode des bielles on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\alpha \geq 45^\circ$$

Tels que : $\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

Avec :

L : entraxe entre deux files de pieux.

b : diamètre de pieux.

h : hauteur utile de la semelle, $h = H - 0,1$.

Tableau IX.20 : Vérification des conditions d'utilisation de la méthode des bielles

	L	b	h	$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	$\alpha \geq 45^\circ$
Sous C1, C2	3,6	1,2	2,4	Vérifié	Vérifié
Sous P1, P4			2,9	Vérifié	Vérifié
Sous P2, P3			3,9	Vérifié	Vérifié

IX.5.2.1. Armatures transversales inférieures

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau IX.21 : Ferrailage transversales de la semelle sous culées

	ELS	ELU	ELA
N_{max}	2,247	3,14	1,846
$\overline{\sigma_a}$	333,33	333,33	500
$A_s(cm^2)$	42,13	58,88	23,08

Tableau IX.22 : Ferrailage transversales de la semelle sous piles 02 et 03

	ELS	ELU	ELA
N_{max}	3,17	4,47	2,035
$\overline{\sigma_a}$	333,33	333,33	500
$A_s(cm^2)$	36,58	51,58	15,65

Tableau IX.23 : Ferrailage transversales de la semelle sous piles 01 et 04

	ELS	ELU	ELA
N_{max}	3,526	4,895	3,528
$\overline{\sigma_a}$	333,33	333,33	500
$A_s(cm^2)$	54,71	75,96	36,50

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L, tels que : $L = h + \emptyset$ pieu.

Tableau IX.24 : Récapitulatif de ferrailage transversales des semelles

	h	L	A_s	A_s / ml	Choix des barres	S_t (cm)
Sous C1, C2	2,5	3,7	58,88	15,91	4 HA 25	25
Sous P1, P4	2,9	4,1	75,96	18,53	4 HA 25	25
Sous P2, P3	3,9	5,1	51,58	12,11	3 HA 25	30

IX.5.2.2. Armatures longitudinales inférieures

Des armatures longitudinales (A_{s1}) sont à disposer dans le sens de la longueur de la semelle, Leur section par mètre de largeur est au moins égale au tiers de celle des armatures des poutres incorporées transversales (A_s).

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3}$$

IX.5.2.3. Armature supérieure

À sa partie supérieure, une armature longitudinale régnant sur toute la longueur de la semelle et dont la section ne doit pas être inférieure à $A/10$ de la section de l'armature inférieure.

- Armatures transversales supérieures : $A_{s2} = \frac{A_s}{3}$
- Armatures longitudinales supérieures : $A_{s3} = \frac{A_s}{4}$

IX.5.2.4. Armature latérale

$$A_{s4} = \frac{A_s}{10}$$

Tableau IX.25 : Récapitulatif de ferrailage des semelles sous culées

	A_s (cm ²)	Choix des barres	S_t (cm)
Armatures longitudinales inférieures	5,3	HA 25	15
Armatures transversales supérieures	5,3	HA 25	15
Armatures longitudinales supérieures	3,978	HA 25	15
Armatures latérales	1,591	HA 16	20

Tableau IX.26 : Récapitulatif de ferrailage des semelles sous piles 01 et 04

	A_s (cm ²)	Choix des barres	S_t (cm)
Armatures longitudinales inférieures	6,17	HA 25	25
Armatures transversales supérieures	6,17	HA 25	25
Armatures longitudinales supérieures	4,63	HA 25	25
Armatures latérales	1,853	HA 16	20

Tableau IX.27 : Récapitulatif de ferrailage des semelles sous culées sous piles 01 et 04

	A_s (cm ²)	Choix des barres	S_t (cm)
Armatures longitudinales inférieures	4,04	HA 25	25
Armatures transversales supérieures	4,04	HA 25	25
Armatures longitudinales supérieures	3,03	HA 25	25
Armatures latérales	1,211	HA 16	20

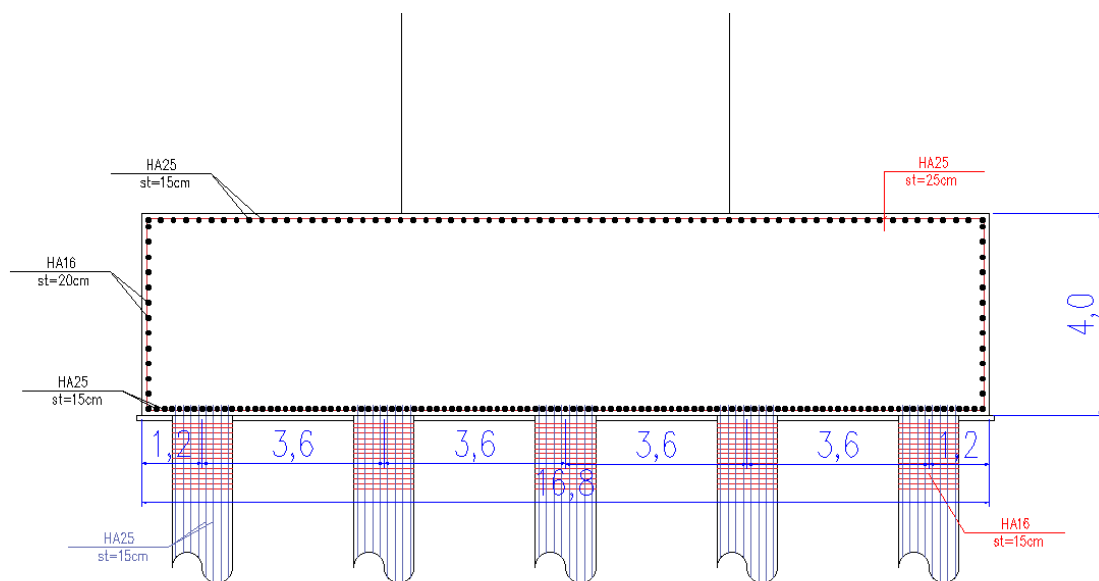


Figure IX.14 : Ferrailage représentatif de la semelle

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce projet de fin d'études, qui constitue l'aboutissement de notre formation d'ingénieur en génie civil, nous avons eu l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques et techniques acquises tout au long de notre cursus à travers l'étude et le dimensionnement d'un ouvrage d'art ferroviaire stratégique.

Ce travail nous a permis d'aborder les différentes étapes de conception d'un pont ferroviaire, depuis l'analyse des contraintes du site jusqu'au dimensionnement détaillé des éléments de la structure. L'étude comparative des solutions envisageables a conduit au choix d'un pont-caisson en béton précontraint, répondant aux exigences techniques, économiques et fonctionnelles du projet. Cette démarche nous a amenés à approfondir nos connaissances dans plusieurs domaines du génie civil, notamment la résistance des matériaux, la mécanique des structures, la précontrainte, la géotechnique, ainsi que la dynamique des ouvrages soumise aux actions sismiques.

La complexité de l'ouvrage étudié a nécessité l'utilisation d'outils numériques performants tels que MIDAS CIVIL et Robot Structural Analysis, qui ont permis de modéliser avec précision le comportement de la structure sous les différentes sollicitations rencontrées durant les phases de construction et d'exploitation. Cette étude a également renforcé notre maîtrise des règlements et normes de calcul en vigueur, tout en développant notre capacité d'analyse, de synthèse et de prise de décision face aux contraintes techniques réelles.

Au-delà de son aspect purement technique, ce projet a constitué une expérience particulièrement enrichissante sur le plan humain et professionnel. Il nous a permis de mieux appréhender les responsabilités de l'ingénieur concepteur, la rigueur nécessaire à la réalisation des grands projets d'infrastructure ainsi que l'importance du travail méthodique dans la recherche de solutions optimales et durables.

En définitive, ce mémoire représente une synthèse des compétences acquises au cours de notre formation et constitue une étape importante vers notre intégration dans le monde professionnel. Nous espérons que ce travail pourra contribuer, à son échelle, au développement des infrastructures ferroviaires nationales et à la modernisation du réseau de transport, au service du développement économique et social du pays.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] 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.
- [2] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [3] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- [4] 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), 2010.
- [5] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- [6] RCPR, Règles Définissant Les Charges a Appliqué Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- [7] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [8] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [9] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
- [10] FREYSSINET, pour la précontrainte, est détenteur de l'Agrément Technique Européen (ATE) sous certificat 1683-CPD-0004.
- [11] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [12] Code UIC 776 -R1 charges à prendre en considération dans le calcul des pont rails.
- [13] Document SETRA, appareils d'appui à pot Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires septembre 2007.
- [14] FREYSSINET, pour les appuis mécaniques-FR-V01
- [15] Document SETRA, appareils d'appui en élastomère fretté Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires septembre 2007.
- [16] FASCICULE N° 62 - Titre V, règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

ANNEXE A :
DIAGRAMMES DES EFFORTS
INTERNES

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

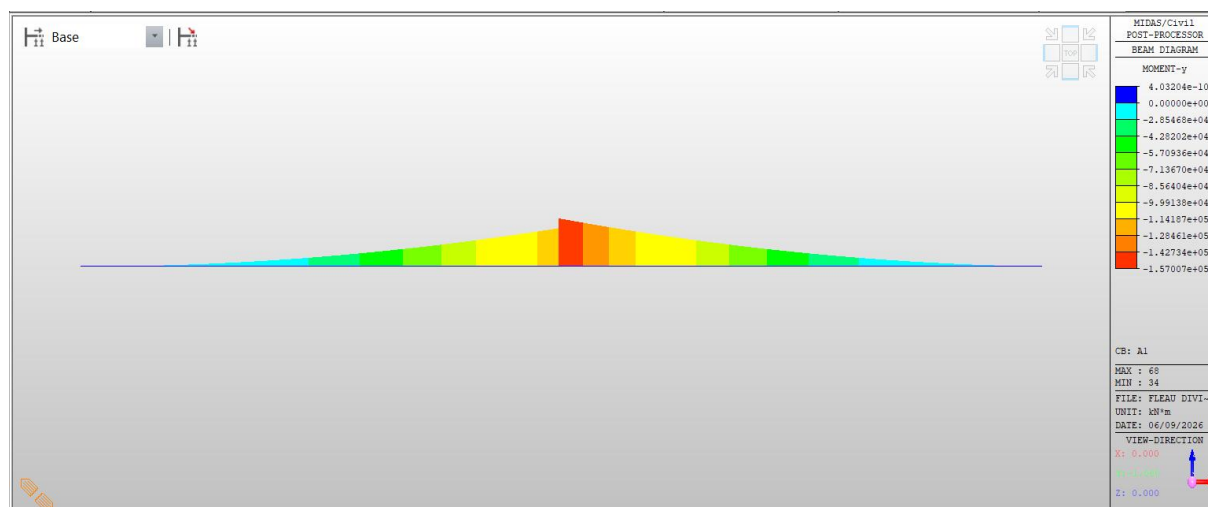


Figure A. 1 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1 (KN.m)

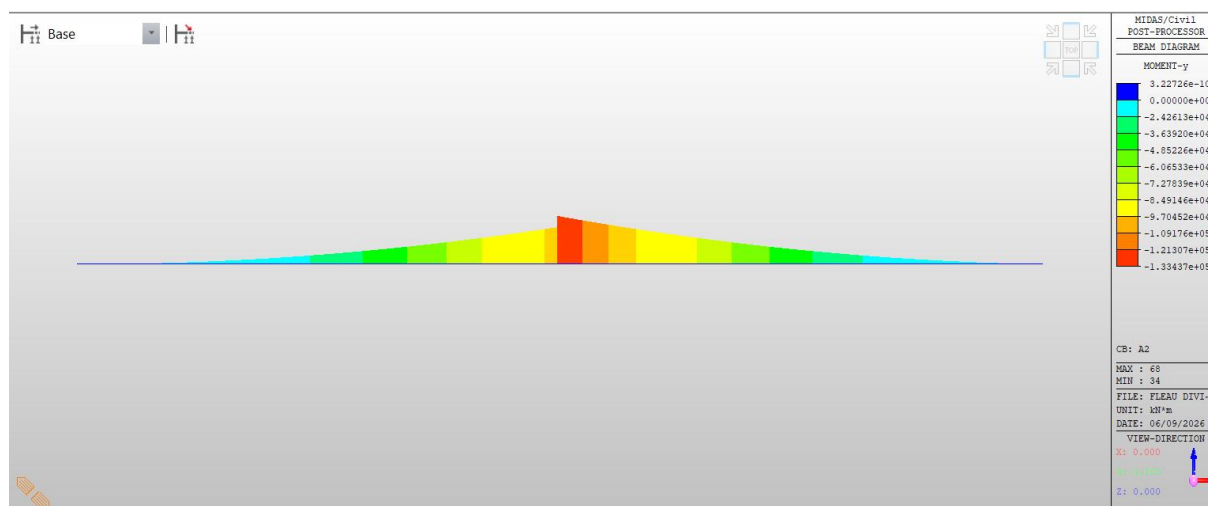


Figure A. 2 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A2 (KN.m)

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

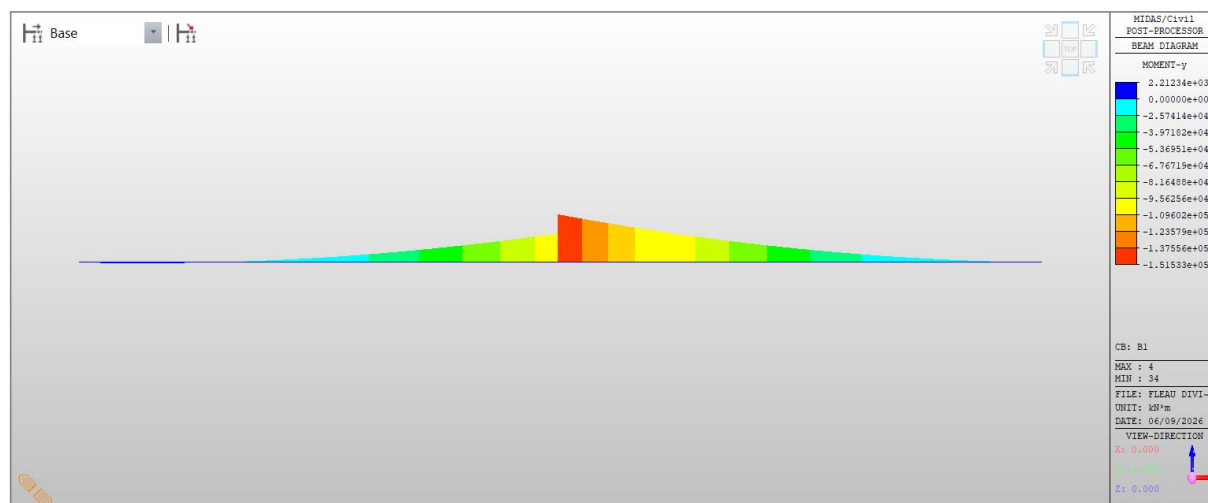


Figure A. 3 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B1 (KN.m)

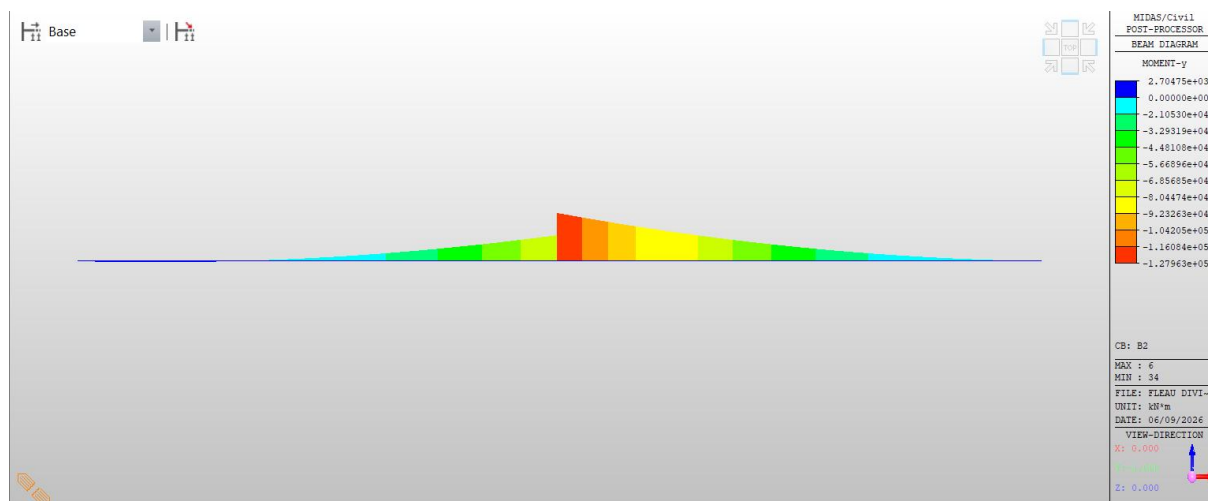


Figure A. 4 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B2 (KN.m)

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

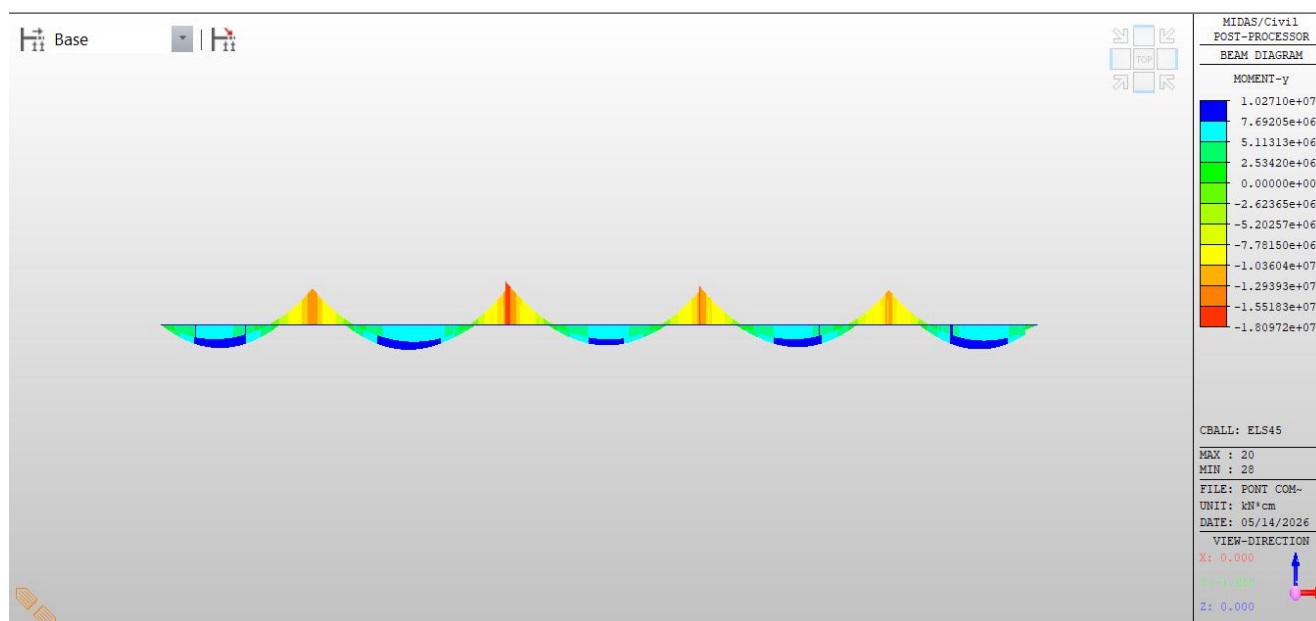


Figure A. 5 : Moment fléchissant maximal sous ELS

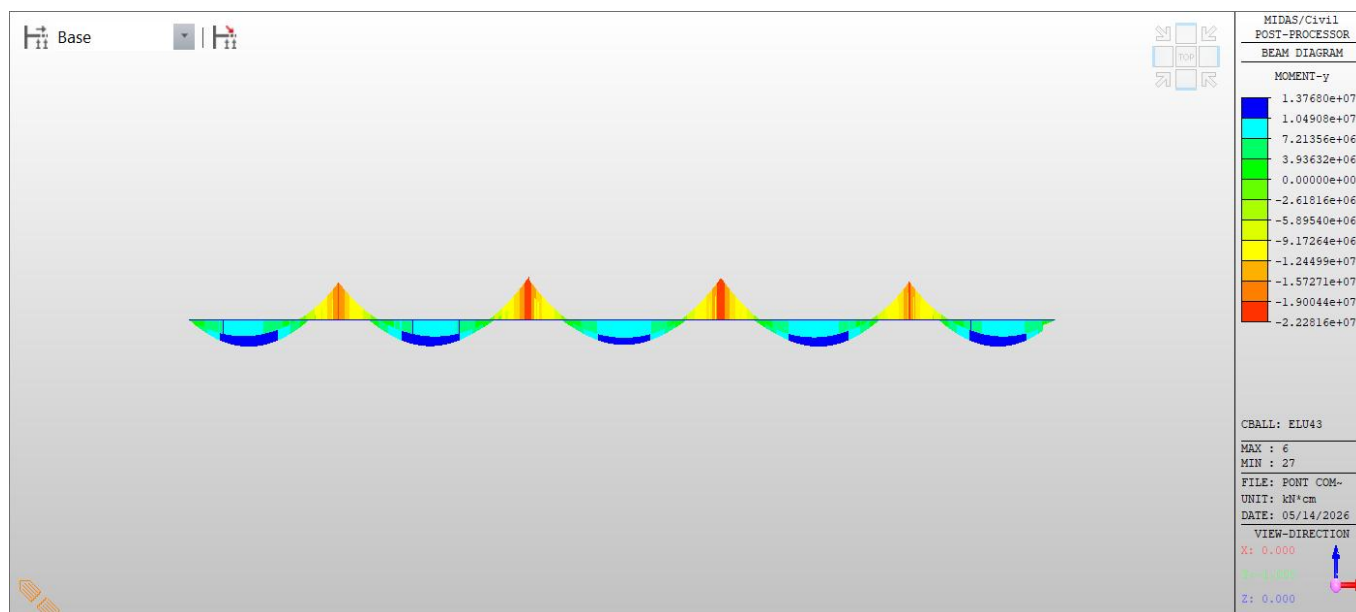


Figure A. 6 : Moment fléchissant maximal sous ELU

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

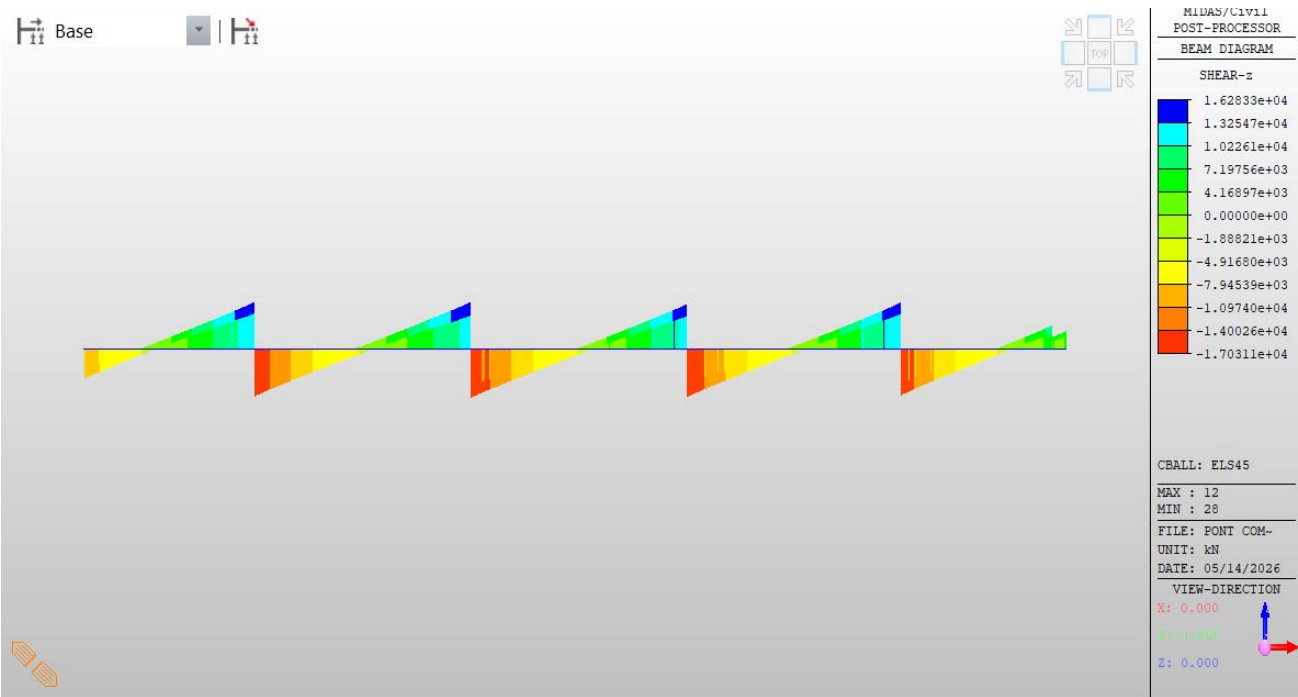


Figure A. 7 : Effort tranchant maximal sous ELS

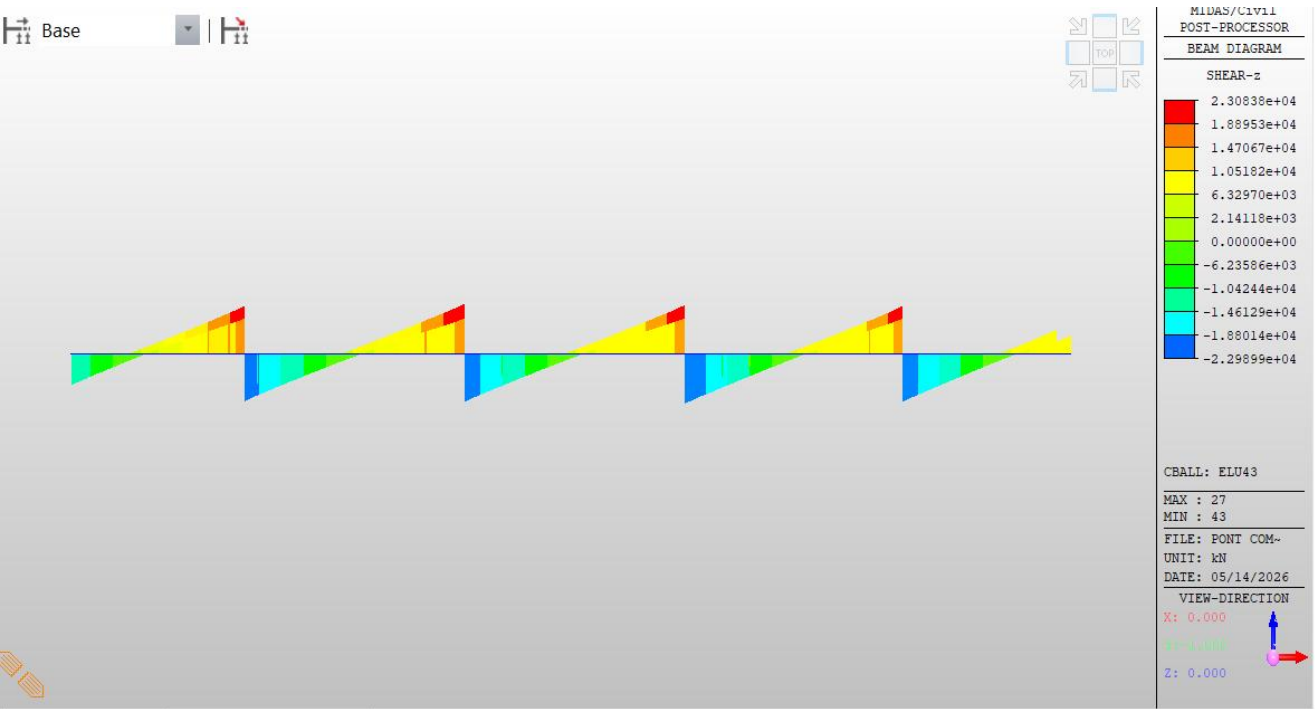


Figure A. 8 : Effort tranchant maximal sous ELU

ANNEXE B :
TABLEAUX DE CALCUL

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 1: Pertes par frottements

X	Câbles	L	β	α	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
3.25	C0	3.25	0	0	9.64	0.00						
7.5	C1	4.25	0	0	22.15	12.59	0.00					
11.75	C2	4.25	0	0.14	70.73	61.49	49.31					
11.75	C2	4.25	0	0.14	70.73	61.49	49.31	0.00				
16	C3	4.25	0.094	0.14	106.30	97.29	85.42	49.31	0.00			
16	C3	4.25	0.094	0.14	106.30	97.29	85.42	49.31	0.00			
20.25	C4	4.25	0.094	0.14	118.00	109.06	97.29	61.49	49.31	0.00		
24.5	C5	4.25	0.094	0.14	129.59	120.73	109.06	73.56	61.49	49.31	0.00	
28.75	C6	4.25	0.1402	0.14	152.24	143.53	132.06	85.53	73.56	61.49	49.31	0.00

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 2: Pertes par recul d'ancrage

X	Câbles	L	θ	k	d	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
3.25	C0	3.25	0	0.003	9.23	95.72	131.43						
7.5	C1	4.25	0	0.003	9.23	17.19	48.43	84.15					
11.75	C2	4.25	0.14	0.010	6.93	0.00	0.00	18.74	148.27				
11.75	C2	4.25	0.14	0.010	6.93	0.00	0.00	18.74	148.27				
16	C3	4.25	0.14	0.010	5.12	0.00	0.00	0.00	22.35	151.88			
16	C3	4.25	0.14	0.010	5.12	0.00	0.00	0.00	22.35	151.88			
20.25	C4	4.25	0.14	0.010	5.12	0.00	0.00	0.00	0.00	22.35	151.88		
24.5	C5	4.25	0.14	0.010	4.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.17	152.70	
28.75	C6	4.25	0.14	0.010	4.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.86	152.39
Moyenne						12.55	19.99	15.20	48.75	65.22	58.35	87.78	152.39
%						0.84	1.34	1.02	3.28	4.38	3.92	5.90	10.24

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 3: Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles

	N câbles	v	d moy	e moy	I	S	M	frott+recul	P	σ_b	Perte	%
Axe VSP	18	1.865	0.3	1.565	27.71	13.6552	114.00	6.709957	3.96	5.07	12.30	0.83
Fin VSP	16	1.865	0.3	1.565	27.71	13.6552	89.40	6.596099	3.96	5.19	12.60	0.85
Fin V1	12	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	62.08	6.128211	3.98	5.21	12.64	0.85
Fin V2	8	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	39.73	6.851349	3.95	3.54	8.57	0.58
Fin V3	6	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	22.35	6.861017	3.95	3.13	7.60	0.51
Fin V4	4	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	9.93	6.403374	3.97	2.43	5.88	0.40
Fin V5	2	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	2.48	7.556145	3.92	1.35	3.29	0.22
Fin V6	0	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	0.00	10.24113	3.81	0.00	0.00	0.00

Tableau B. 4: Pertes par retrait

Zone climatique	ε_r	E_p	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
A	0.0002	190000	38	2.55

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 5: Pertes par fluage

	N câbles	v	d moy	e moy	I	S	M	P	Perte	%
Axe VSP	18	1.865	0.3	1.565	27.71	13.6552	114.00	3.96	61.49	4.13
Fin VSP	16	1.865	0.3	1.565	27.71	13.6552	89.40	3.96	62.98	4.23
Fin V1	12	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	62.08	3.98	63.22	4.25
Fin V2	8	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	39.73	3.95	42.87	2.88
Fin V3	6	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	22.35	3.95	38.00	2.55
Fin V4	4	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	9.93	3.97	29.41	1.98
Fin V5	2	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	2.48	3.92	16.43	1.10
Fin V6	0	1.6703	0.3	1.565	24.173	10.8736	0.00	3.81	0.00	0.00

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 6: Pertes par relaxation

	N câbles	seg pi	u	u0	Perte	%
Axe VSP	18	1375.86	0.74	0.43	63.92	4.30
Fin VSP	16	1377.25	0.74	0.43	64.14	4.31
Fin V1	12	1384.17	0.74	0.43	65.23	4.38
Fin V2	8	1377.48	0.74	0.43	64.17	4.31
Fin V3	6	1378.31	0.74	0.43	64.30	4.32
Fin V4	4	1386.84	0.75	0.43	65.65	4.41
Fin V5	2	1372.28	0.74	0.43	63.35	4.26
Fin V6	0	1335.61	0.72	0.43	57.71	3.88

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 7: Pertes totales

	Frott	Recul	Racc	Totale i	Retrait	Fluage	Relaxation	Totale d	TOT
Axe VSP	5.866874	0.84	0.83	7.54	2.55	4.13	4.30	10.29	17.83
Fin VSP	5.253016	1.34	0.85	7.44	2.55	4.23	4.31	10.39	17.83
Fin V1	5.106466	1.02	0.85	6.98	2.55	4.25	4.38	10.47	17.45
Fin V2	3.575282	3.28	0.58	7.43	2.55	2.88	4.31	9.26	16.69
Fin V3	2.477933	4.38	0.51	7.37	2.55	2.55	4.32	9.00	16.37
Fin V4	2.482015	3.92	0.40	6.80	2.55	1.98	4.41	8.61	15.41
Fin V5	1.656924	5.90	0.22	7.78	2.55	1.10	4.26	7.73	15.50
Fin V6	0	10.24	0.00	10.24	2.55	0.00	3.88	6.43	16.67

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 8: Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à vide)

	v	v'	I	S	Nf	Nc	P F	P C	ef	ec	M	Sigma Sup	Sigma Inf	Verf Sup	Verf inf
Axe VSP 01	1.865	2.1297	27.71	13.6552	18	0	57.24	0	1.715	1.9797	-43.41447	-3.34	2.92	Vérifié	Vérifié
Fin VSP 01	1.865	2.1297	27.71	13.6552	16	0	50.88	0	1.715	1.9797	-37.99712	-2.92	2.56	Vérifié	Vérifié
Fin V 01	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	12	0	38.16	0	1.5203	1.9797	-20.57977	-1.81	1.42	Vérifié	Vérifié
Fin V 02	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	8	0	25.44	0	1.5203	1.9797	-12.9988	-1.15	0.90	Vérifié	Vérifié
Fin V 03	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	6	4	19.08	12.72	1.5203	1.9797	14.5371	0.23	1.91	Vérifié	Vérifié
Fin V 04	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	4	8	12.72	25.44	1.5203	1.9797	28.6445	0.43	3.84	Vérifié	Vérifié
Fin V 05	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	2	10	6.36	31.8	1.5203	1.9797	37.6442	0.69	4.67	Vérifié	Vérifié
Fin V 06	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	0	10	0	31.8	1.5203	1.9797	41.5344	1.04	4.40	Vérifié	Vérifié
Axe VSC	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	0	10	0	31.8	1.5203	1.9797	41.699	1.05	4.39	Vérifié	Vérifié
Fin V 06	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	0	10	0	31.8	1.5203	1.9797	41.5344	1.04	4.40	Vérifié	Vérifié
Fin V 05	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	2	10	6.36	31.8	1.5203	1.9797	37.6442	0.69	4.67	Vérifié	Vérifié
Fin V 04	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	4	8	12.72	25.44	1.5203	1.9797	28.6445	0.43	3.84	Vérifié	Vérifié
Fin V 03	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	6	4	19.08	12.72	1.5203	1.9797	14.5371	0.23	1.91	Vérifié	Vérifié
Fin V 02	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	8	0	25.44	0	1.5203	1.9797	-28.9988	-2.55	2.00	Vérifié	Vérifié

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 9: Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à charge)

	v	v'	I	S	Nf	Nc	P F	P C	ef	ec	M	Sigma Sup	Sigma Inf	Verf Sup	Verf inf
Axe VSP 01	1.865	2.1297	27.71	13.6552	18	0	57.24	0	1.715	1.9797	-53.096	-4.08	3.57	Vérifié	Vérifié
Fin VSP 01	1.865	2.1297	27.71	13.6552	16	0	50.88	0	1.715	1.9797	-40.605	-3.12	2.73	Vérifié	Vérifié
Fin V 01	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	12	0	38.16	0	1.5203	1.9797	-33.23	-2.93	2.30	Vérifié	Vérifié
Fin V 02	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	8	0	25.44	0	1.5203	1.9797	-21.78016	-1.92	1.50	Vérifié	Vérifié
Fin V 03	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	6	4	19.08	12.72	1.5203	1.9797	35.41	2.07	0.46	Vérifié	Vérifié
Fin V 04	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	4	8	12.72	25.44	1.5203	1.9797	67.64	3.86	1.15	Vérifié	Vérifié
Fin V 05	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	2	10	6.36	31.8	1.5203	1.9797	87.41	5.08	1.23	Vérifié	Vérifié
Fin V 06	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	0	10	0	31.8	1.5203	1.9797	94.76	5.73	0.73	Vérifié	Vérifié
Axe VSC	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	0	10	0	31.8	1.5203	1.9797	94.83	5.73	0.72	Vérifié	Vérifié
Fin V 06	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	0	10	0	31.8	1.5203	1.9797	94.76	5.73	0.73	Vérifié	Vérifié
Fin V 05	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	2	10	6.36	31.8	1.5203	1.9797	87.41	5.08	1.23	Vérifié	Vérifié
Fin V 04	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	4	8	12.72	25.44	1.5203	1.9797	67.64	3.86	1.15	Vérifié	Vérifié
Fin V 03	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	6	4	19.08	12.72	1.5203	1.9797	35.41	2.07	0.46	Vérifié	Vérifié
Fin V 02	1.6703	2.1297	24.173	10.8736	8	0	25.44	0	1.5203	1.9797	-40.61	-3.58	2.81	Vérifié	Vérifié

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 10: Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à vide)

	v'	v	I	S	Nf	Nc	P F	P C	ef	ec	M	Sigma Sup	Sigma Inf	Verf Sup	Verf inf
Début VSC	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	Vérifié	Vérifié
Fin VSC 1	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	4	0	12.72	0	1.9797	10.67	0.71	1.53	Vérifié	Vérifié
Fin VSC 2	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	6	0	19.08	0	1.9797	35.0207	1.67	1.82	Vérifié	Vérifié
Fin VSC 3	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	10	0	31.8	0	1.9797	43.5923	2.30	3.41	Vérifié	Vérifié
Fin VSC 4	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	12	0	38.16	0	1.9797	47.0541	2.60	4.22	Vérifié	Vérifié
Fin V06	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	14	0	44.52	0	1.9797	47.1238	2.78	5.12	Vérifié	Vérifié
Fin V5	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	2	12	6.36	38.16	1.5203	1.9797	47.0541	2.60	4.22	Vérifié	Vérifié
Fin V 04	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	4	10	12.72	31.8	1.5203	1.9797	43.5923	2.30	3.41	Vérifié	Vérifié
Fin V 03	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	6	6	19.08	19.08	1.5203	1.9797	35.0207	1.67	1.82	Vérifié	Vérifié
Fin V 02	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	8	4	25.44	12.72	1.5203	1.9797	10.67	0.71	1.53	Vérifié	Vérifié
Fin V 01	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	12	0	38.16	0	1.5203	1.9797	-12.58	-0.40	0.32	Vérifié	Vérifié
Axe VSP 01	1.865	2.1297	27.71	13.6552	18	0	57.24	0	1.715	1.9797	-26.98	-2.07	1.82	Vérifié	Vérifié
Fin VSP 01	1.865	2.1297	27.71	13.6552	16	0	50.88	0	1.715	1.9797	-43.23	-3.32	2.91	Vérifié	Vérifié

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B. 11: Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à charge)

	v'	v	I	S	Nf	Nc	P F	P C	ef	ec	M	Sigma Sup	Sigma Inf	Verf Sup	Verf inf
Début VSC	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	Vérifié	Vérifié
Fin VSC 1	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	4	0	12.72	0	1.9797	47.8944	1.90	0.60	Vérifié	Vérifié
Fin VSC 2	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	6	0	19.08	0	1.9797	83.0201	3.20	0.62	Vérifié	Vérifié
Fin VSC 3	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	10	0	31.8	0	1.9797	105.5134	4.29	1.86	Vérifié	Vérifié
Fin VSC 4	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	12	0	38.16	0	1.9797	115.3675	4.78	2.51	Vérifié	Vérifié
Fin V06	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	0	14	0	44.52	0	1.9797	118.6077	5.07	3.33	Vérifié	Vérifié
Fin V5	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	2	12	6.36	38.16	1.5203	1.9797	115.3675	4.78	2.51	Vérifié	Vérifié
Fin V 04	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	4	10	12.72	31.8	1.5203	1.9797	105.5134	4.29	1.86	Vérifié	Vérifié
Fin V 03	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	6	6	19.08	19.08	1.5203	1.9797	83.0201	3.20	0.62	Vérifié	Vérifié
Fin V 02	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	8	4	25.44	12.72	1.5203	1.9797	47.8944	1.90	0.60	Vérifié	Vérifié
Fin V 01	1.6703	2.1297	66.514	10.8736	12	0	38.16	0	1.5203	1.9797	-27.662	-0.89	0.69	Vérifié	Vérifié
Axe VSP 01	1.865	2.1297	27.71	13.6552	18	0	57.24	0	1.715	1.9797	-36.67	-2.82	2.47	Vérifié	Vérifié
Fin VSP 01	1.865	2.1297	27.71	13.6552	16	0	50.88	0	1.715	1.9797	-58.01	-4.46	3.90	Vérifié	Vérifié

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL**Tableau B. 12: Les modes propres**

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.15	0.15	0.00	0.00	43.68	43.68
2	10.63	10.78	44.03	44.04	0.03	43.70
3	2.63	13.41	0.29	44.33	0.00	43.71
4	83.06	96.47	6.99	51.32	0.14	43.85
5	0.00	96.47	0.13	51.45	0.00	43.85
6	0.91	97.39	0.07	51.52	0.86	44.71
7	0.02	97.40	0.13	51.64	0.10	44.81
8	0.58	97.99	21.99	73.63	2.83	47.64
9	0.35	98.33	2.42	76.04	25.36	73.01
10	0.08	98.41	0.09	76.13	0.10	73.11
11	1.48	99.89	1.43	77.56	1.26	74.37
12	0.06	99.95	0.14	77.70	0.03	74.39
13	0.01	99.95	15.67	93.36	0.00	74.39
14	0.01	99.96	0.03	93.39	9.02	83.41
15	0.00	99.97	0.04	93.43	0.00	83.41
16	0.00	99.97	0.00	93.43	0.00	83.41
17	0.01	99.97	0.22	93.65	0.00	83.41
18	0.00	99.98	0.00	93.65	1.74	85.15
19	0.00	99.98	0.04	93.69	0.02	85.17
20	0.00	99.98	0.00	93.69	0.00	85.18

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

21	0.00	99.98	0.00	93.69	1.05	86.23
22	0.01	99.99	0.01	93.70	0.00	86.23
23	0.00	99.99	0.00	93.70	0.00	86.23
24	0.00	99.99	0.42	94.12	0.00	86.23
25	0.00	99.99	0.00	94.13	1.39	87.62
26	0.00	99.99	0.01	94.13	0.00	87.62
27	0.00	99.99	0.11	94.24	0.01	87.63
28	0.00	99.99	0.00	94.24	0.00	87.63
29	0.00	99.99	0.61	94.85	0.01	87.64
30	0.00	99.99	0.00	94.85	0.16	87.80
31	0.00	100.00	0.00	94.85	0.89	88.69
32	0.00	100.00	0.00	94.85	4.38	93.07

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau A. IX.1 : Fondation de culée 01 (PSK 127-6)

Prof (m)	SOL	Classe du sol	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	PLe* (Mpa)	Qp (Mpa)	qs	Qs (Mpa)	Ql (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Argiles peu plastique	B	2,06	1,85	1,2	1,96	2,660	0,04	0,1508	2,81	23,95
2		C	1,877		1,3	1,89	2,781	0,08	0,6032	3,38	28,83
3		B	1,9		1,2	1,83	2,481	0,04	0,4524	2,93	24,99
4		B	1,81		1,2	1,88	2,556	0,04	0,6032	3,16	26,91
5		B	1,65		1,2	2,29	3,107	0,04	0,754	3,86	32,89
6	Argilite	C	2,8	2,83	1,3	2,70	3,967	0,08	1,8096	5,78	49,21
7		C	2,83		1,3	2,78	4,090	0,08	2,1112	6,20	52,83
8		C	2,59		1,3	2,92	4,291	0,08	2,4128	6,70	57,11
9		C	3,22		1,3	2,87	4,217	0,08	2,7144	6,93	59,05
10		C	2,99		1,3	2,27	3,331	0,08	3,016	6,35	54,07
11		B	1,64		1,2	1,88	2,551	0,04	1,6588	4,21	35,86
12		B	1,56		1,2	2,17	2,942	0,04	1,8096	4,75	40,48
13		C	2,92		1,3	2,32	3,411	0,08	3,9208	7,33	62,46
14		B	1,91		1,2	2,20	2,989	0,04	2,1112	5,10	43,45
15		B	2,28		1,2	2,31	3,134	0,04	2,262	5,40	45,97
16		C	2,4		1,3	2,32	3,407	0,08	4,8256	8,23	70,13
17		B	2,34		1,2	2,29	3,113	0,04	2,5636	5,68	48,36
18		B	2,03		1,2	2,52	3,425	0,04	2,7144	6,14	52,30
19		C	2,91		1,3	3,09	4,542	0,08	5,7304	10,27	87,51
20		C	2,86		1,3	3,72	5,465	0,08	6,032	11,50	97,94
21	Grés	B	4,901	4,9	1,2	3,68	4,998	0,04	3,1668	8,16	69,55
22	Argilite	B	3,01	2,94	1,2	2,97	4,028	0,04	3,3176	7,35	62,58
23		B	2,7		1,2	2,67	3,619	0,04	3,4684	7,09	60,37
24		B	2,58		1,2	2,66	3,612	0,04	3,6192	7,23	61,60
25		B	2,64		1,2	2,84	3,859	0,04	3,77	7,63	64,99
26		B	2,94		1,2	3,02	4,105	0,04	3,9208	8,03	68,37
27		B	3,28		1,2	3,00	4,067	0,04	4,0716	8,14	69,33
28		B	2,7		1,2	3,00	4,070	0,04	4,2224	8,29	70,64
29		B	3,12		1,2	3,19	4,324	0,04	4,3732	8,70	74,09

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

30		B	3,33		1,2	3,48	4,717	0,04	4,524	9,24	78,73
31		B	3,21		1,2	4,14	5,619	0,04	4,6748	10,29	87,69
32	Grés	B	4,909	4,91	1,2	4,71	6,392	0,04	4,8256	11,22	95,56
33		B	4,913		1,2	4,60	6,241	0,04	4,9764	11,22	95,56
34	Argilite	C	4,36	4,3	1,3	4,34	6,384	0,08	10,2544	16,64	141,74
35		C	4,25		1,3	4,26	6,261	0,08	10,556	16,82	143,26

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau A. IX.2 : Fondation de pile 01 (PSK 127-7)

Prof (m)	SOL	Classe du sol	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	PLe* (Mpa)	Qp (Mpa)	qs	Qs (Mpa)	Ql (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Argiles peu plastique	A	0,95	1,42	1,1	1,18	1,468	0,04	0,15	1,619	17,950
2		B	1,36		1,2	1,37	1,859	0,04	0,30	2,161	23,961
3		B	1,42		1,2	1,461	1,983	0,04	0,45	2,435	27,002
4		B	1,48		1,2	1,574	2,136	0,04	0,60	2,739	30,375
5		B	1,58		1,2	1,791	2,431	0,04	0,75	3,185	35,312
6		B	1,91		1,2	2,041	2,770	0,04	0,90	3,675	40,747
7	Argilite	B	2,21	2,66	1,2	2,114	2,869	0,04	1,06	3,925	43,517
8		B	2,16		1,2	1,944	2,638	0,04	1,21	3,845	42,631
9		B	1,81		1,2	1,676	2,275	0,04	1,36	3,632	40,270
10		B	1,58		1,2	1,459	1,980	0,04	1,51	3,488	38,677
11		B	1,31		1,2	1,445	1,961	0,04	1,66	3,620	40,138
12		B	1,37		1,2	1,833	2,488	0,04	1,81	4,297	47,649
13		B	1,99		1,2	2,416	3,279	0,04	1,96	5,239	58,094
14		C	2,98		1,3	2,76	4,058	0,04	2,11	6,169	68,404
15		C	2,5		1,3	2,893	4,254	0,07	3,96	8,212	91,056
16		C	3,36		1,3	2,83	4,161	0,07	4,22	8,383	92,955
17		C	2,54		1,3	2,484	3,652	0,07	4,49	8,139	90,240
18		C	2,38		1,3	2,261	3,324	0,07	4,75	8,075	89,531
19		B	2,15		1,2	2,212	3,002	0,04	2,87	5,867	65,057
20		B	2,1		1,2	2,408	3,268	0,04	3,02	6,284	69,679
21		C	2,64		1,3	2,936	4,317	0,07	5,54	9,859	109,313
22		C	2,73		1,3	3,688	5,422	0,07	5,81	11,228	124,499
23		B	4,887		1,2	3,922	5,323	0,04	3,47	8,791	97,478
24		C	3,36		1,3	3,503	5,150	0,04	3,62	8,770	97,238
25		C	3,54		1,3	3,242	4,767	0,07	6,60	11,364	126,006
26		C	3,02		1,3	3,087	4,539	0,07	6,86	11,400	126,406
27		C	3		1,3	3,148	4,629	0,07	7,13	11,754	130,326
28		C	3,29		1,3	3,266	4,802	0,07	7,39	12,191	135,176
29		C	3,21		1,3	3,313	4,871	0,07	7,65	12,524	138,868

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

30		C	3,52		1,3	3,196	4,699	0,07	7,92	12,616	139,887
31		C	2,99		1,3	3,054	4,490	0,07	8,18	12,671	140,498
32		C	2,89		1,3	3,216	4,728	0,07	8,44	13,173	146,065
33		C	3,48		1,3	3,53	5,190	0,07	8,71	13,899	154,111
34		C	3,47		1,3	3,877	5,700	0,07	8,97	14,673	162,694
35		C	4,22		1,3	4,164	6,122	0,07	9,24	15,359	170,299

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau A. IX.3 : Fondation de pile 02-03 (PSK128-6)

Prof (m)	SOL	Classe du sol	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	PLe* (Mpa)	Qp (Mpa)	qs	Qs (Mpa)	Ql (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Argiles très plastique	A	0,790	1,27	1,1	1,18	1,47	0,04	0,151	1,621	27,360
2		B	1,410		1,2	1,65	2,24	0,08	0,603	2,839	47,900
3		B	1,830		1,2	2,01	2,73	0,04	0,452	3,182	53,692
4	Argilite	B	2,250	3,04	1,2	2,34	3,17	0,04	0,603	3,774	63,680
5		B	2,140		1,2	2,91	3,94	0,04	0,754	4,698	79,279
6		C	3,470		1,3	3,36	4,94	0,04	0,905	5,846	98,659
7		C	3,750		1,3	3,13	4,60	0,08	2,111	6,707	113,187
8		C	2,540		1,3	2,80	4,12	0,08	2,413	6,528	110,163
9		C	2,930		1,3	2,59	3,81	0,08	2,714	6,527	110,141
10		C	2,610		1,3	2,09	3,08	0,08	3,016	6,092	102,800
11		B	1,600		1,2	1,76	2,39	0,08	3,318	5,706	96,293
12		B	1,640		1,2	1,89	2,57	0,04	1,810	4,379	73,892
13		B	2,110		1,2	2,04	2,77	0,04	1,960	4,733	79,872
14		B	2,120		1,2	2,08	2,83	0,04	2,111	4,940	83,356
15		B	1,840		1,2	2,34	3,17	0,04	2,262	5,431	91,649
16		C	2,710		1,3	2,77	4,07	0,04	2,413	6,478	109,319
17		C	2,730		1,3	3,08	4,53	0,08	5,127	9,654	162,916
18		C	3,550		1,3	3,11	4,58	0,08	5,429	10,006	168,849
19		C	2,850		1,3	3,19	4,69	0,08	5,730	10,421	175,849
20		C	2,880		1,3	3,85	5,66	0,08	6,032	11,690	197,264
21		B	4,916		1,2	4,19	5,68	0,08	6,334	12,015	202,750
22		C	3,920		1,3	3,80	5,58	0,04	3,318	8,897	150,143
23		C	3,640		1,3	3,59	5,28	0,08	6,937	12,221	206,230
24		C	3,280		1,3	3,73	5,49	0,08	7,238	12,729	214,793
25		C	4,240		1,3	3,79	5,58	0,08	7,540	13,115	221,322
26		C	3,540		1,3	3,78	5,56	0,08	7,842	13,404	226,188
27		C	3,560		1,3	4,29	6,31	0,08	8,143	14,451	243,857
28		B	4,910		1,2	4,57	6,20	0,08	8,445	14,647	247,172
29		B	4,910		1,2	3,93	5,34	0,04	4,373	9,710	163,851

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

30		C	3,120		1,3	3,17	4,65	0,04	4,524	9,179	154,895
31		C	3,060		1,3	3,03	4,45	0,08	9,350	13,799	232,854
32		C	2,640		1,3	3,45	5,08	0,08	9,651	14,730	248,562
33		C	4,060		1,3	3,996	5,88	0,08	9,953	15,828	267,100
34		C	4,160		1,3	4,104	6,03	0,08	10,254	16,289	274,869
35		C	4,070		1,3	4,077	5,99	0,08	10,556	16,550	279,288

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau A. IX.4 : Fondation de pile 04 (PSK 128-7)

Prof (m)	SOL	Classe du sol	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	PLe* (Mpa)	Qp (Mpa)	qs	Qs (Mpa)	Ql (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	AP	B	2,22	2,22	1,2	2,42	3,28	0,04	0,151	3,435	38,090
2	Argilite	C	2,66	3,10	1,3	2,59	3,80	0,08	0,603	4,406	48,854
3		C	2,59		1,3	2,78	4,08	0,08	0,905	4,989	55,318
4		C	2,57		1,3	3,27	4,80	0,08	1,206	6,011	66,647
5		C	4,02		1,3	3,53	5,18	0,08	1,508	6,692	74,199
6		C	3,35		1,3	3,31	4,86	0,08	1,810	6,670	73,953
7		C	3,18		1,3	3,23	4,75	0,08	2,111	6,860	76,065
8		C	3,16		1,3	3,35	4,93	0,08	2,413	7,340	81,387
9		C	3,52		1,3	3,37	4,96	0,08	2,714	7,675	85,103
10		C	3,48		1,3	3,37	4,96	0,08	3,016	7,974	88,416
11		C	2,75		1,3	3,96	5,82	0,08	3,318	9,141	101,357
12	Grés	B	4,884	4,88	1,2	4,41	5,98	0,04	1,810	7,794	86,417
13		B	4,885		1,2	3,92	5,32	0,04	1,960	7,278	80,693
14	Argilite	C	2,52	2,52	1,3	3,98	5,84	0,08	4,222	10,067	111,621
15	Grés	B	4,874	4,88	1,2	4,71	6,39	0,04	2,262	8,648	95,886
16		B	4,893		1,2	4,66	6,32	0,04	2,413	8,734	96,845
17		B	4,873		1,2	4,01	5,44	0,04	2,564	8,002	88,725
18	Argilite	C	3,2	3,56	1,3	3,49	5,13	0,08	5,429	10,561	117,101
19		C	3,49		1,3	3,31	4,87	0,08	5,730	10,599	117,523
20		C	3,55		1,3	2,90	4,27	0,08	6,032	10,298	114,188
21		B	2,13		1,2	2,90	3,94	0,04	3,167	7,105	78,780
22		C	3,07		1,3	3,65	5,37	0,08	6,635	12,001	133,064
23		C	4,24		1,3	4,09	6,02	0,08	6,937	12,953	143,624
24		C	4,36		1,3	3,88	5,71	0,08	7,238	12,950	143,587
25		C	3,42		1,3	3,65	5,36	0,08	7,540	12,903	143,072
26		C	3,74		1,3	3,71	5,45	0,08	7,842	13,294	147,403
27		C	3,62		1,3	3,88	5,71	0,08	8,143	13,853	153,600
28		C	4,05		1,3	4,06	5,96	0,08	8,445	14,409	159,766
29		C	4,21		1,3	4,14	6,09	0,08	8,746	14,838	164,524

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

30		C	3,85		1,3	4,45	6,54	0,08	9,048	15,585	172,809
31	Grés	B	4,901	4,64	1,2	4,66	6,33	0,04	4,675	11,005	122,026
32		B	4,9		1,2	4,42	6,00	0,04	4,826	10,822	119,999
33		C	3,72		1,3	4,45	6,54	0,08	9,953	16,493	182,879
34		B	4,902		1,2	4,81	6,53	0,04	5,127	11,658	129,264
35		B	4,9		1,2	4,90	6,65	0,04	5,278	11,927	132,243

AP : Argile peu plastique.

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau A. IX.5 : Fondation de Culée 02 (PSK 128-7)

Prof (m)	SOL	Classe du sol	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	PLe* (Mpa)	Qp (Mpa)	qs	Qs (Mpa)	Ql (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Ap	B	2,22	2,22	1,2	2,42	3,28	0,04	0,151	3,435	29,26
2	Argilite	C	2,66	3,10	1,3	2,59	3,80	0,08	0,603	4,406	37,53
3		C	2,59		1,3	2,78	4,08	0,08	0,905	4,989	42,50
4		C	2,57		1,3	3,27	4,80	0,08	1,206	6,011	51,20
5		C	4,02		1,3	3,53	5,18	0,08	1,508	6,692	57,01
6		C	3,35		1,3	3,31	4,86	0,08	1,810	6,670	56,82
7		C	3,18		1,3	3,23	4,75	0,08	2,111	6,860	58,44
8		C	3,16		1,3	3,35	4,93	0,08	2,413	7,340	62,53
9		C	3,52		1,3	3,37	4,96	0,08	2,714	7,675	65,38
10		C	3,48		1,3	3,37	4,96	0,08	3,016	7,974	67,93
11		C	2,75		1,3	3,96	5,82	0,08	3,318	9,141	77,87
12	Grés	B	4,884	4,88	1,2	4,41	5,98	0,04	1,810	7,794	66,39
13		B	4,885		1,2	3,92	5,32	0,04	1,960	7,278	62,00
14	Argilite	C	2,52	2,52	1,3	3,98	5,84	0,08	4,222	10,067	85,76
15	Grés	B	4,874	4,88	1,2	4,71	6,39	0,04	2,262	8,648	73,67
16		B	4,893		1,2	4,66	6,32	0,04	2,413	8,734	74,41
17		B	4,873		1,2	4,01	5,44	0,04	2,564	8,002	68,17
18	Argilite	C	3,2	3,56	1,3	3,49	5,13	0,08	5,429	10,561	89,97
19		C	3,49		1,3	3,31	4,87	0,08	5,730	10,599	90,29
20		C	3,55		1,3	2,90	4,27	0,08	6,032	10,298	87,73
21		B	2,13		1,2	2,90	3,94	0,04	3,167	7,105	60,53
22		C	3,07		1,3	3,65	5,37	0,08	6,635	12,001	102,23
23		C	4,24		1,3	4,09	6,02	0,08	6,937	12,953	110,35
24		C	4,36		1,3	3,88	5,71	0,08	7,238	12,950	110,32
25		C	3,42		1,3	3,65	5,36	0,08	7,540	12,903	109,92
26		C	3,74		1,3	3,71	5,45	0,08	7,842	13,294	113,25
27		C	3,62		1,3	3,88	5,71	0,08	8,143	13,853	118,01
28		C	4,05		1,3	4,06	5,96	0,08	8,445	14,409	122,75
29		C	4,21		1,3	4,14	6,09	0,08	8,746	14,838	126,40

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

30		C	3,85		1,3	4,45	6,54	0,08	9,048	15,585	132,77
31	Grés	B	4,901	4,64	1,2	4,66	6,33	0,04	4,675	11,005	93,75
32		B	4,9		1,2	4,42	6,00	0,04	4,826	10,822	92,19
33		C	3,72		1,3	4,45	6,54	0,08	9,953	16,493	140,50
34		B	4,902		1,2	4,81	6,53	0,04	5,127	11,658	99,31
35		B	4,9		1,2	4,90	6,65	0,04	5,278	11,927	101,60

AP : Argile peu plastique

ANNEXE C :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferrailage VSP A hourdis supérieur

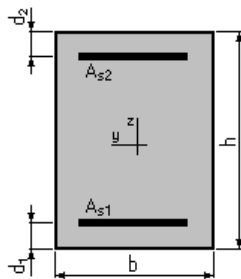
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 72,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-790,70	0,00
Etat Limite de Service	-584,30	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 38,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,56 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14 \text{ (\%)}$		

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferrailage VSP B hourdis supérieur

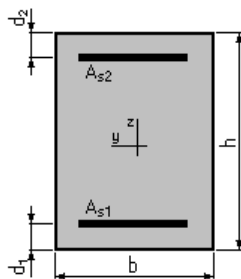
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	435,20	0,00
Etat Limite de Service	376,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 58,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,88 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$		

Calcul de Section en Flexion Composée

Ferrailage de l'âme VSP D

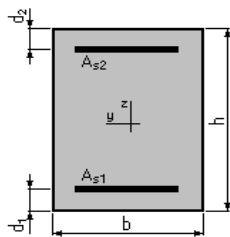
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 4,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 4,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-717,20	-190,73
2.	ELS	-554,22	-138,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 21,5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 7,9$ (cm²)

théorique $\rho = 0,39$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,14$ (%)

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferrailage VSP hourdis inferieur E

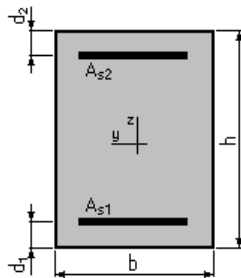
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-81,50	0,00
Etat Limite de Service	-53,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 10,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,14 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14 \text{ (\%)} $		

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferraillage de VSC A hourdis supérieur

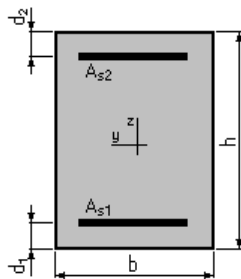
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-605,30	0,00
Etat Limite de Service	-497,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 50,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,09$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)		

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferrailage VSC B hourdis supérieur

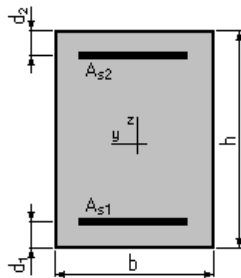
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	376,90	0,00
Etat Limite de Service	312,70	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 47,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,54$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Calcul de Section en Flexion Composée

Ferrailage de l'âme VSC D

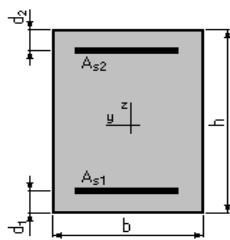
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 4,0$ (cm)

$d_2 = 4,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-514,24	-201,30
2.	ELS	-422,53	-170,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 29,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 5,4$ (cm²)

théorique $\rho = 0,81$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,15$ (%)

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferrailage VSC hourdis inferieur E

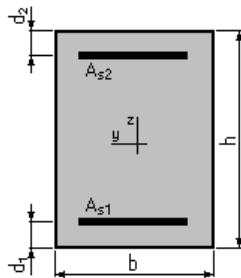
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-53,60	0,00
Etat Limite de Service	-22,78	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)		

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

Ferrailage de la section du pieu

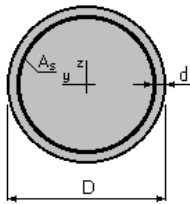
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	4895,00	2670,00	1560,00
2.	ELA	3528,00	1790,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 82,9$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 22,6$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 0,73$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)