République algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

Ecole 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 étude d'un viaduc ferroviaire au PK 23+070 sur la ligne « BENI MANSOUR-BEJAIA »

Présenté par :

Kamelia DJEBOURI
Mariline ARFI

Encadré par :

Dr. Mohamed AMIEUR

Promotion 2025 / 2026

©ENSTP-Garidi-Vieux Kouba

بِسۡمِ ٱللَّهِ ٱلرَّحۡمَٰنِ ٱلرَّحِيمِ

Dédicace

À tous ceux qui sont chers, ceux à qui je dois mon succès :

*À **mon Père**, mon repère et mon idole. C'est grâce à toi que je suis là aujourd'hui. Tu m'as montré, par l'exemple, ce que signifient la force, la dignité et l'amour véritable. J'espère de tout mon cœur te rendre fier, comme tu l'as toujours été pour moi.*

*À **ma Mère**, mon ange gardien, ma force silencieuse. Dans les moments où tout semblait difficile, ta voix, ton sourire et ta douceur ont été mon refuge. Ce mémoire est le fruit de tes prières, de ton amour et de tes sacrifices. Merci d'être ma maman.*

*À mes sœurs **Sarah** et **Lynda**, mon frère **Yacine** et ma petite **Célina**. On ne choisit pas sa famille, mais si c'était le cas, je vous choisirais encore et encore. Merci d'être exactement ce que vous êtes pour moi.*

*À ma binôme et amie **Mariline**. On a traversé ce PFE ensemble, avec ses hauts, ses bas, ses moments de doute et ses victoires. Tu as été bien plus qu'une binôme, tu as été un soutien, une complice et une vraie amie. Merci pour ta patience, ton sérieux et tous les moments qu'on a partagés.*

*À mes amies **Kaima**, **Laeticia**, **Lynda**, **Hadjer**, **Lydia** et **Ouiza**. Ce parcours n'aurait pas été le même sans votre présence, votre soutien et votre bonne humeur. Vous avez été bien plus que de simples camarades, vous avez été mes complices de chaque instant. Je vous souhaite à chacune le meilleur de ce que vous méritez.*

*À mes meilleures amies **Maria**, **Khadidja** et **Houda**. Depuis le lycée, vous êtes là. Vous avez vu grandir mes rêves avant même que je sache qu'ils deviendraient réalité. Merci pour cette amitié rare, sincère et précieuse, celle qui résiste au temps, à la distance et à tout le reste. Merci d'être encore là aujourd'hui.*

*Et enfin, à l'**ingénieure** que je deviens aujourd'hui, je dédie ce mémoire.*

Kamelia

Dédicace

*À **mon cher père (Papa)**, mon pilier, celui sur qui j'ai toujours pu compter et auprès de qui j'ai trouvé réconfort et sécurité dans les moments les plus difficiles. À celui qui a toujours su illuminer mon chemin et réaliser mes souhaits avec une générosité sans limites. Papa, ce diplôme et cette réussite sont le fruit de ton soutien indéfectible, de tes sacrifices et de tes prières qui ont accompagné chacun de mes pas et m'ont ouvert les portes du succès. Que Dieu te préserve, te garde comme une bénédiction dans ma vie et t'accorde une longue vie remplie de santé et de bonheur.*

*À **ma tendre maman (Imma)**, source inépuisable de tendresse et havre de paix, à ce cœur généreux qui donne sans compter et sans jamais rien attendre en retour. Merci pour chaque instant de soutien, pour tes nuits de veille, pour tes précieux conseils et pour tes prières sincères qui m'ont accompagnée tout au long de mon parcours. Sans toi et sans tes encouragements, je n'aurais jamais atteint cette réussite. Que ce succès soit le témoignage de mon amour, de ma reconnaissance et de ma gratitude infinie envers toi. Que Dieu te protège et te garde précieusement à mes côtés.*

*À **ma sœur adorée Karina (Karo)**, mon âme sœur et la moitié de mon cœur. À celle à qui j'ai toujours souhaité le meilleur, je souhaite de tout mon cœur de réaliser toutes tes ambitions et de voir chacun de tes rêves devenir réalité. Je partage avec toi la joie et la fierté de cet accomplissement, en espérant que la réussite t'accompagne toujours dans chacun de tes projets.*

*À **mon cher frère Danis (Dodo)**, le chouchou de la famille, si cher à mon cœur. Toi qui apportes joie, lumière et bonne humeur à notre foyer, je te souhaite un avenir radieux et un succès à la hauteur de la beauté de ton cœur. Je t'associe à cette belle réussite avec toute mon affection et mes vœux de bonheur.*

*À **ma grande famille**, à tous les membres de ma chère famille, du côté de ma mère comme de celui de mon père, pour votre présence constante, votre affection, vos encouragements et votre soutien tout au long de mon parcours. Recevez à travers cette réussite l'expression de ma profonde gratitude. Que notre famille demeure toujours unie dans l'amour, la joie et le bonheur.*

*À **ma binôme et amie Kamelia**, merci pour ton esprit d'équipe, ton sérieux et tous les efforts que tu as déployés pour faire de notre mémoire de fin d'études une réussite. Tu as été bien plus qu'un simple binôme mais une véritable sœur. Aujourd'hui, nous récoltons ensemble le fruit de notre travail et couronnons notre parcours par cette réussite. Je te souhaite une vie pleine de bonheur, de succès et d'excellence.*

*À **mes précieuses amies** et confidentes, **Safaa**, **Ouiza**, **Kaima**, **Laeticia et Lydia**, à vous qui avez partagé avec moi les joies, les défis et les souvenirs de ces belles années d'études, j'adresse toute ma reconnaissance. Merci pour votre amitié sincère, votre soutien*

indéfectible et tous les moments inoubliables que nous avons vécus ensemble. Cette réussite porte également une part de chacune d'entre vous. Je vous souhaite le meilleur pour l'avenir et beaucoup de succès dans tous vos projets.

Mariline

Remerciement

*Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant **Dr Mohamed AMIEUR**, pour la confiance qu'il nous a témoignée, son encadrement précieux et ses conseils avisés tout au long de l'élaboration de ce projet de fin d'études.*

*Nous souhaitons également adresser nos remerciements les plus sincères aux professeurs et enseignants de l'**École Nationale Supérieure des Travaux Publics**, dont l'expertise et la pédagogie ont été les fondations essentielles de notre formation. Nous remercions particulièrement **les membres du département Infrastructures de base** pour leur contribution à la qualité de notre enseignement.*

*Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance aux **équipes du Pôle A32** de **Cosider Ouvrages d'Art**, qui nous ont accueillies pour notre stage de fin d'études. Nous remercions tout particulièrement **Madame Ines BOUBKER** et le Directeur du pôle, **Monsieur BAACHE**, pour leur accueil, leur disponibilité et le partage de leur expérience professionnelle, qui ont été déterminants pour notre compréhension des réalités du terrain.*

Enfin, nous tenons à remercier chaleureusement tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de notre parcours académique au sein de l'ENSTP.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة وتصميم جسر السكك الحديدية الواقع عند النقطة الكيلومترية 23+070 على خط بني منصور - بجاية. في إطار تحديث شبكة السكك الحديدية الجزائرية، صُمم هذا المنشأ الذي يبلغ طوله 980 متراً للسماح بمضاعفة المسار ورفع سرعة القطارات إلى 160 كم/ساعة. بعد تحليل مقارن لعدة خيارات هندسية، تم اختيار حل الجسر الخرساني مسبق الإجهاد المنفذ بطريقة "الأذرع المتوازنة" نظراً لكفاءته الإنشائية ومقاومته العالية.

تضمن العمل نمذجة عددية متقدمة باستخدام برنامج Midas Civil لتحليل مراحل التنفيذ والسلوك الديناميكي تحت أحمال القطارات، بالإضافة إلى التصميم الإنشائي الدقيق للبلاطة والأعمدة والأساسات العميقة. تم إعداد المشروع وفقاً للمعايير التقنية المعمول بها (Eurocodes, BAEL, RPOA) لضمان الاستقرار الزلزالي واستدامة المنشأ.

كلمات مفتاحية: هندسة السكك الحديدية، جسر، خرسانة مسبقة الإجهاد، طريقة الأذرع المتوازنة، نمذجة عددية، برنامج Midas Civil، الاستقرار الزلزالي.

Résumé

Ce projet de fin d'études porte sur la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire situé au PK 23+070 sur la ligne Beni Mansour - Béjaïa. Dans un contexte de modernisation du réseau ferroviaire algérien, cet ouvrage de 980 mètres est conçu pour permettre le doublement de la voie et atteindre une vitesse d'exploitation de 160 km/h. Après une analyse multicritère comparant trois variantes structurelles, la solution en béton précontraint construit par encorbellements successifs a été retenue pour sa grande portée, sa rigidité et son intégration paysagère. L'étude a comporté la modélisation numérique avancée sur le logiciel Midas Civil pour analyser les phases de construction et le comportement dynamique sous charges ferroviaires (LM71, SW/0, SW/2), ainsi que le dimensionnement complet du tablier, des piles et des fondations profondes. Le projet respecte les normes en vigueur (Eurocodes, BAEL/BPEL, RPOA 2008) pour garantir la stabilité sismique et la durabilité de l'infrastructure.

Mots-clés : Ingénierie ferroviaire, Viaduc, Béton précontraint, Encorbellements successifs, Modélisation numérique, Midas Civil, Stabilité sismique.

Abstract

This final year project focuses on the design and structural analysis of a railway viaduct located at PK 23+070 on the Beni Mansour - Béjaïa line. As part of the modernization of the Algerian railway network, this 980-meter-long structure is designed to accommodate double-track operations and support train speeds of up to 160 km/h. Following a multi-criteria analysis of three structural alternatives, a prestressed concrete design constructed using the balanced cantilever method was selected for its long-span capability, torsional rigidity, and environmental integration. The study involved advanced numerical modeling using Midas Civil software to simulate construction stages and dynamic behavior under railway loads (LM71, SW/0, SW/2), as well as the comprehensive design of the deck, piers, and deep foundations. The project complies with current regulatory standards (Eurocodes, BAEL/BPEL, RPOA 2008) to ensure the seismic stability and long-term durability of the infrastructure.

Keywords: Railway engineering, Viaduct, Prestressed concrete, Balanced cantilever method, Numerical modeling, Midas Civil, Seismic stability.

SOMMAIRE

CHAPITRE I PRESENTATION DU PROJET 1

I.1 Introduction 1

I.1 Présentation du projet 1

I.2 Les données du projet 2

I.2.1 Données fonctionnelles 2

I.2.2 Données naturelles 4

I.3 L'objectif du projet 8

I.4 Conclusion 8

CHAPITRE II CONCEPTION GENERALE 9

II.1 Introduction 10

II.2 Présentation et prédimensionnement des variantes 10

II.2.1 Variante 1 : « Pont voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs » 10

II.2.2 Variante 2 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 14

II.2.3 Variante 3 : « Pont mixte bipoutres métallique» 17

II.3 Analyse multicritère des variantes 21

II.3.1 Les portées admissibles (/3points) 21

II.3.2 La facilité d'exécution (/3points) 21

II.3.3 Le délai de réalisation (/3points) 21

II.3.4 La maintenance & Durabilité (/3points) 22

II.3.5 L'esthétique & Intégration (/3points) 22

II.3.6 Le coût des matériaux (/3points) 22

II.3.7 L'impact sur le trafic sous l'ouvrage (/3points) 22

CHAPITRE III HYPOTHESES DE CALCUL 24

III.1 Introduction 25

III.2 normes et règles de calculs 25
III.3 Caractérisation des matériaux 25
III.3.1 Béton 26
III.3.2 Armatures 27
III.4 Conclusion 29
CHAPITRE IV CHARGES ET SURCHARGES 30
IV.1 Evaluation des charges et surcharges 31
IV.1.1 Charges permanentes (poids propre des voussoirs) 31
IV.1.2 Charges complémentaires permanentes CCP 31
IV.1.3 Poids total du tablier 32
IV.1.4 Actions thermiques 32
IV.1.5 Actions dues au vent 32
IV.2 Les surcharges dues au trafic ferroviaire 33
IV.2.1 Présentation du trafic ferroviaire 33
IV.2.2 Modèle de charge 71 33
IV.2.3 Schémas de charges SW/0 et SW/2 34
IV.2.3. Modèle de charges "Train à vide" 34
IV.2.4. Forces horizontales 34
IV.2.5. Combinaisons d'actions et de coefficients partiels appropries 39
CHAPITRE V ETUDE DU TABLIER 41
V.1 Introduction 42
V.2 Stabilité en phase de construction 42
V.2.1 Les phases de construction d'un fléau 42
V.2.2 Les actions à prendre en compte 43
V.2.3 Combinaison d'actions 44
V.2.4 Evaluation des efforts 45
V.3 Stabilisation du fléau par clouage par précontrainte 46

V.3.1 Calcul de nombre de câbles 47
V.3.2 Calcul de la surface des cales 48
V.4 aménagement du tête du pile 50
V.5 Conclusion 50
CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 51
VI.1 Introduction 52
VI.2 Etude de la précontrainte du fléau 52
VI.2.1 Détermination du nombre des câbles du fléau 52
VI.2.2 Disposition et enrobage des câbles 54
VI.2.3 Disposition des ancrages 54
VI.2.4 Tracé des câbles en plan 56
VI.2.5 Tracé des câbles en élévation 57
VI.3 Etude de la précontrainte de continuité 60
VI.3.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale 60
VI.3.2 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive . 64
VI.4 Evaluation des pertes de la précontrainte 68
VI.4.1 Perte de tension instantanée 69
VI.4.2 Perte de tension différées 71
VI.5 Vérification des contraintes normales 73
VI.5.1 Vérification des contraintes en phase de construction 73
VI.5.2 Vérification des contraintes en phase de service 73
VI.5.3 Armature des zones tendues 74
VI.6 Vérification des contraintes tangentielles 75
VI.6.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS 75
VI.6.2 Vérification vis-à-vis de l'ELU 77
VI.7 Vérification de la flèche 79

VI.7.1 Valeur limite de la flèche verticale maximale ……79

VI.7.2 Valeur de la flèche verticale maximale par le logiciel..... 80

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSALE 81

VII.1 Introduction 82

VII.2 Evaluation des efforts transversaux 82

VII.2.1 Modélisation 82

VII.2.2 Résultats..... 83

VII.3 Ferraillage 84

VII.3.1 Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur du voussoir courant . 84

VII.3.2 Ferraillage passif des voussoirs 86

CHAPITRE VIII EQUIPEMENT DU PONT 88

VIII.1 Introduction 89

VIII.2 Les Appareils d'Appui 89

VIII.2.1 Rôle des appareils d'appui 89

VIII.2.2 Choix du type d'appareil d'appui..... 89

VIII.2.3 Conditions d'appuis sur l'ouvrage..... 90

VIII.2.4 Évaluation des sollicitations de calcul..... 90

VIII.2.5 Dimensionnement et vérification structurelle des appareils d'appui 90

VIII.3 Conception et Dimensionnement des dés d'Appui..... 93

VIII.3.1 Prédimensionnement géométrique des dés d'appui 93

VIII.3.2 Ferraillage des dés d'appui 94

VIII.4 Dispositifs de Dilatation Ferroviaire et Joints 98

VIII.4.1 Appareil de dilatation 98

VIII.4.2 Joint sous ballast..... 98

VIII.5 Système d'Évacuation des Eaux Pluviales 100

VIII.6 Conclusion 100

CHAPITRE IX ETUDE SISMIQUE 101

IX.1 Introduction 102
IX.2 Données de base 102
IX.3 Modélisation et analyse dynamique linaire 102
IX.3.1 Modélisation numérique sur Midas Civil 102
IX.3.2 Détermination des actions sismiques 103
IX.3.3 Détermination des modes propres et caractéristiques dynamiques.. 104
CHAPITRE X ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 106
X.1 Introduction 107
X.2 Etude de la pile 107
X.2.1 Conception des piles 107
X.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile 109
X.2.3 Ferraillage de la pile 110
X.3 Etude des fondations profondes 114
X.3.1 Choix du type de fondation et présentation du rapport de sol 114
X.3.2 Dimensionnement et justification géotechnique des pieux 115
X.4 Etude et ferraillages des semelles 119
CONCLUSION GENERALE 124
BIBLIOGRAPHIE 126
ANNEXE A DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES 127
ANNEXE B TABLEAUX DES CALCULS 136
ANNEXE C FERRAILLAGE DES ELEMENTS 144
FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE DU VC 145
FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE DU VSP 154
FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES PIEUX 162
FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES PIEUX 164
ANNEXE D RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES 166

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Plan général de la nouvelle ligne ferroviaire Beni Mansour-Bejaia. 1
Figure I.2. Le tracé en plan 2
Figure I.3. le tracé en plan du projet en indiquant les contraintes de site 2
Figure I.4. Profil en long 3
Figure I.5. Profil en travers 3
Figure I.6. La topographie du site -Google Earth 2026- 4
Figure I.7 Carte géologique de d'Akbou 4
Figure I.8. Cartes géologique de la région Nord-Est de l'Algérie (Meghraoui, 1988, modifié) 5
Figure I.9. Carte du bassin versant du la Soummam 5
Figure I.10. Carte de zonage de l'Algérie (RPOA, 2008) et position de la région d'étude 6
Figure I.11. Distribution des températures moyennes mensuelles dans la région de Bejaïa (1970-2015) 7
Figure I.12. Distribution des moyennes des précipitations mensuelles dans la région de Bejaïa (1970-2015) 7
Figure II.1.Les notation utilisées dans la conception transversale d'un caisson courant monocellulaire 11
Figure II.2. Schéma de découpage en voussoirs 12
Figure II.3. Morphologie générale du tablier d'un pont à poutres précontraintes 14
Figure II.4. Bipoutre mixte 17
Figure II.5. Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise 18
Figure II.6. Les dimensions de la poutre métallique de la variante 2 19
Figure II.7. Les dimensions de HEA 500 (adoptés pour les entretoises courantes), Les dimensions de HEA 1000 (adoptés pour les entretoises sur piles) respectivement. 19
Figure IV.1. Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales 33
Figure IV.2. Modèles de charges SW/0 et SW/2 34
Figure IV.3. Situation de projet I 38
Figure IV.4. Situation de projet II 38
Figure V.1. Les phases de construction d'un fléau 42

Figure V.2. .Situation temporaire de construction à considérer pour les ouvrages préfabriqués 44
Figure V.3. Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages préfabriqués..... 45
Figure V.4. Le fléau modélisé par le logiciel Midas 45
Figure V.5. Géométrie du système de clouage 46
Figure V.6. Coupe du Voussoir Sur Pile VSP avec ses câbles de clouage 50
Figure VI.1.Le moment de dimensionnement, moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison A1 (kN.m) 53
Figure VI.2. Disposition des ancrages selon Freyssinet 55
Figure VI.3. Disposition des câbles et encrage de fléau 56
Figure VI.4. Tracé en plan des câbles de fléau 57
Figure VI.5. Tracé en élévation des câbles de fléau 57
Figure VI.6. Tracé en élévation des câbles du fléau 59
Figure VI.7. Tracé en plan des câbles du fléau 59
Figure VI.8. Moment de dimensionnement, moment fléchissant longitudinal maximum du travée principale (kN.m) 61
Figure VI.9. Disposition des câbles de continuité en travée principale 62
Figure VI.10. Tracé en élévation des câbles de continuité en travée principale 63
Figure VI.11. Tracé en plan des câbles de continuité en travée principale 63
Figure VI.12. Moment fléchissant longitudinal maximum du travée du rive (kN.m).. 64
Figure VI.13. Disposition des câbles de continuité en travée de rive 65
Figure VI.14. Tracé en élévation des câbles de continuité en travée de rive 67
Figure VI.15. Tracé en plan des câbles de continuité en travée de rive 67
Figure VI.16. Diagramme des contraintes - zone tendue 74
Figure VI.17. Effort de précontrainte 75
Figure VI.18. Limites des déformations verticales pour un confort des passagers très bon, applicables à un pont constitué de 3 travées indépendantes (isostatiques) ou plus. Référence : NF EN 1990:2002 Annexe A2, Figure A2.3. 79
Figure VI.19. La valeur de la flèche verticale obtenue par le logiciel MIDAS CIVIL 80
Figure VII.1. Modèle de calcul de VSP 82
Figure VII.2. Sections à justifier selon SETRA 83
Figure VII.3. Ferraillage transversale des section des voussoirs 87
Figure VIII.1. Les conditions d'appui 90
Figure VIII.2. Plan de ferraillage des dés d'appui au niveau des culées 97

Figure VIII.3. Plan de ferraillage des dés d'appui au niveau des piles 98
Figure IX.1. Modèle 3D du pont sur Midas Civil 102
Figure IX.2. Spectre de réponse élastique : Composante horizontale 103
Figure IX.3. Spectre de réponse élastique : Composante sismique verticale 104
Figure X.1. Coupe longitudinale de la pile 107
Figure X.2. Coupe transversale de la pile 107
Figure X.3. Abaque de Walther pour $\eta = 0$ 111
Figure X.4. Abaque de Walther pour $\eta=\infty$ 111
Figure X.5. Ferraillage de la pile 113
Figure X.6. Les types des fondations 114
Figure X.7. Vue en 3D de l'EF de la semelle et les pieux sur Midas 115
Figure X.8. Modèle EF sur Midas, Boundary 116
Figure X.9. Ferraillage du pieu 118
Figure X.10. Plan de ferraillage du pieu 119
Figure X.11. Plan de ferraillage de la semelle 122
Figure A.1. Moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison A1 (kN. m) 128
Figure A.2. Moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison A2 (kN. m) 128
Figure A.3. Moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison B1 (kN. m) 129
Figure A.4. Moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison B2 (kN. m) 129
Figure A.5. Moment fléchissant longitudinal maximum du travée principale (kN. m) 130
Figure A.6. Moment fléchissant longitudinal maximum du travée du rive (kN. m) .. 130
Figure A.7. Effort tranchant maximum longitudinal à ELS (kN) 131
Figure A.8. Effort tranchant maximum longitudinal à ELU (kN) 131
Figure A.9.Moment fléchissant transversale du VSP à ELU (kN. m) 132
Figure A.10. Moment fléchissant transversale du VSP à ELS (kN.m) 132
Figure A.11. Effort normal du VSP à ELU (kN) 133
Figure A.12. Effort normal du VSP à ELS (kN) 133
Figure A.13. Moment fléchissant transversale du VC à ELU (kN.m) 134

Figure A.14. Moment fléchissant transversale du VC à ELS (kN.m) 134
Figure A.15. Effort normal du VC à ELU (kN) 135
Figure A.16. Effort normal du VC à ELS (kN) 135
Figure D.1. Extrait du rapport géotechnique 167
Figure D.2. Extrait du rapport géotechnique 168
Figure D.3. Extrait du rapport géotechnique 169
Figure D.4. Extrait du rapport géotechnique 170
Figure D.5. Extrait du rapport géotechnique 171
Figure D.6. Extrait du rapport géotechnique 172
Figure D.7. Extrait du rapport géotechnique 173

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Coefficient d'accélération (RPOA, 2008) 7
Tableau II.1. Implantations des appuis de la variante 01 10
Tableau II.2. Conception transversale des voussoirs..... 11
Tableau II.3. Découpage des voussoirs 13
Tableau II.4. Implantations des appuis de la variante 02 14
Tableau II.5. Les détails de la conception transversale de la variante de poutre VIPP 15
Tableau II.6. Implantations des appuis de la variante 03 17
Tableau II.7. Les détails de la conception transversale de la variante de pont mixte .. 18
Tableau II.8. Tableau récapitulatif de l'analyse multicritère des trois variantes 23
Tableau III.1. Contraintes admissibles à la compression de béton..... 26
Tableau III.2. Contrainte de l'acier a l'ELU 28
Tableau III.3. Contrainte de l'acier a l'ELS 28
Tableau III.4. Caractéristiques des câbles de précontrainte 29
Tableau IV.1. Valeur caractéristiques des charges verticales de SW/0 et SW/2 34
Tableau IV.3. Extrait table 6.11 EN1991-2, Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire..... 39
Tableau V.1. Poids propre du fléau 43
Tableau V.2. Evaluation des sollicitations du fléau 46
Tableau V.3. M/N des différentes combinaisons et comparaison avec l'entraxe 47
Tableau V.4. Nombre de câbles de clouage 48
Tableau V.5. Les valeurs limites de fc lim 49
Tableau V.6. La surface des cales pour chaque combinaison 49
Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section..... 54
Tableau VI.2. Valeurs caractéristiques des dimensions a et b..... 55
Tableau VI.3. L'allure de tracé en plan des câbles de fléau 58
Tableau VI.4.L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau 58
Tableau VI.5. Estimation du nombre de câbles de continuité de la travée principale . 61
Tableau VI.6. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale. 62
Tableau VI.7. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale 62
Tableau VI.8. Estimation du nombre de câbles de continuité de travée de rive 65

Tableau VI.9. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive..... 66
Tableau VI.10. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive 66
Tableau VII.1. Les sollicitations maximales dans le VSP..... 83
Tableau VII.2. Les sollicitations maximales dans le VC 84
Tableau VII.3. Ferraillage passif de VSP 86
Tableau VII.4. Ferraillage passif de VC..... 86
Tableau VIII.1. Les réactions maximales obtenues sur un appui à l'ELU 90
Tableau VIII.2. Les valeurs retenues pour le prédimensionnement des appareils d'appui 90
Tableau VIII.3. Surface minimal du pot Sp 91
Tableau VIII.4. Surface minimal du coussin Sc..... 91
Tableau VIII.5. Les types des appareils d'appuis à pot 92
Tableau VIII.6. Dimensions adoptées des appareils d'appui selon les catalogues TETRON® CD..... 92
Tableau IX.1. Les caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique..... 102
Tableau IX.2. Modes propres 105
Tableau X.1. Implantation et hauteur des piles 108
Tableau X.2. évaluation des réactions et moments à la base des piles les plus sollicitées 109
Tableau X.3. Ferraillage de la pile 113
Tableau X.21. Les sollicitations maximales dans les pieux 116
Tableau X.22. Calcul d'ancrage des pieux..... 117
Tableau X.23. Effort de dimensionnement du ferraillage transversal..... 118
Tableau X.24. évaluation des efforts dans la semelle 120
Tableau B.B.1. Pertes par frottement 137
Tableau B.2. Pertes par recul d'ancrage..... 137
Tableau B.3. Pertes par non-simultanéité de mise en tension des câbles..... 138
Tableau B.4. Pertes par retrait 138
Tableau B.5. Pertes par fluage..... 138
Tableau B.6. Pertes par relaxation..... 139
Tableau B.7. Pertes totales 139
Tableau B.8. Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à vide)..... 140

Tableau B.9. Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à vide) 141
Tableau B.10. Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à charge) 142
Tableau B.11. Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à charge) 143

LISTE DES ABREVIATIONS

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CGS : Centre de Génie Parasismique.
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.
$\boldsymbol{f_{c28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
$\boldsymbol{f_e}$: Limite d'Elasticité de l'acier.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
$\boldsymbol{f_{prg}}$: Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
$\boldsymbol{f_{t28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
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 Courant / Voussoir à la Clef.
VDC : Voussoir De Clavage
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de Compression admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Contrainte de Traction admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{inf}}$: Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte limite de l'acier.
$\boldsymbol{\sigma_{sup}}$: Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
15T15 : 15 Torons de 15 mm de diamètre.
19T15 : 19 Torons de 15 mm de diamètre.
PTFE : Polytètrafluoroèthylène .

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le secteur des transports constitue l'épine dorsale du développement économique et social de toute nation. En Algérie, le renforcement des infrastructures de base, et plus particulièrement la modernisation du réseau ferroviaire, est devenu une priorité stratégique pour répondre aux exigences de mobilité croissante et pour désenclaver les régions à fort potentiel économique.

C'est dans cette optique que s'inscrit le projet d'envergure de **doublement de la voie et de rectification du tracé de la ligne ferroviaire reliant Beni Mansour à Béjaïa.** Ce projet vise non seulement à augmenter la capacité de transport de la ligne, mais également à relever la vitesse de circulation des trains à **160 km/h**, offrant ainsi un gain de temps considérable et une sécurité accrue pour les usagers.

La réalisation d'un tel tracé, caractérisé par une topographie souvent accidentée et des contraintes géotechniques complexes, nécessite le franchissement d'obstacles naturels et artificiels par la conception d'ouvrages d'art spécifiques. Le présent projet de fin d'études porte sur **l'étude et la conception du viaduc ferroviaire situé au PK 23+070** de ce tronçon.

Ce viaduc représente un point critique de la section, car sa conception doit répondre à des exigences techniques rigoureuses, propres au domaine ferroviaire, notamment en termes de stabilité, de rigidité sous charges dynamiques et de durabilité.

L'objectif de ce travail est de mener une étude complète de l'ouvrage, en passant par :

- **L'analyse des variantes** pour le choix de la solution la plus adaptée au site.
- **La conception structurale** et le pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage.
- **La modélisation numérique** avancée pour simuler le comportement de la structure sous diverses sollicitations (charges permanentes, surcharges ferroviaires, effets sismiques).
- **Le ferraillage et le dimensionnement** des éléments résistants conformément aux règlements en vigueur.

À travers cette étude, nous aspirons à mettre en application nos connaissances théoriques en ingénierie des travaux publics pour concevoir un ouvrage d'art à la fois sûr, économique et parfaitement intégré dans son environnement.

Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

I.1 INTRODUCTION

Le développement des infrastructures de transport constitue un facteur clé du progrès socio-économique, en améliorant la mobilité des personnes et le transport des marchandises. Dans ce cadre, le projet de dédoublement de la voie et de rectification du tracé de la ligne ferroviaire Béni Mansour - Béjaïa s'étendant sur un linéaire de 90 km, visant une vitesse d'exploitation de 160 km/h, s'inscrit dans une démarche de modernisation et d'optimisation du réseau ferroviaire national. Ce projet comprend plusieurs composantes techniques majeures, notamment la conception et la réalisation des ouvrages d'art, en particulier les ponts ferroviaires, indispensables à la continuité et à la performance de l'infrastructure.

Ce chapitre se focalise sur l'étude du viaduc ferroviaire d'Akbou, identifié comme l'un des ouvrages d'art majeurs structurant cette ligne. Nous y exposerons ses caractéristiques techniques dominantes ainsi que les paramètres fondamentaux régissant sa conception structurelle.

I.1 PRESENTATION DU PROJET

I.1.1 Situation du projet

Le pont ferroviaire objet de cette étude s'inscrit dans le cadre du projet de « réalisation des travaux de doublement de la voie et rectification de tracé pour augmentation de la vitesse à 160km/h de la ligne Beni Mansour-Béjaïa ». L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaïa et assure la liaison entre Beni Mansour et la ville de Béjaïa de PK 22+490.00 au PK 23+470.00 du projet.

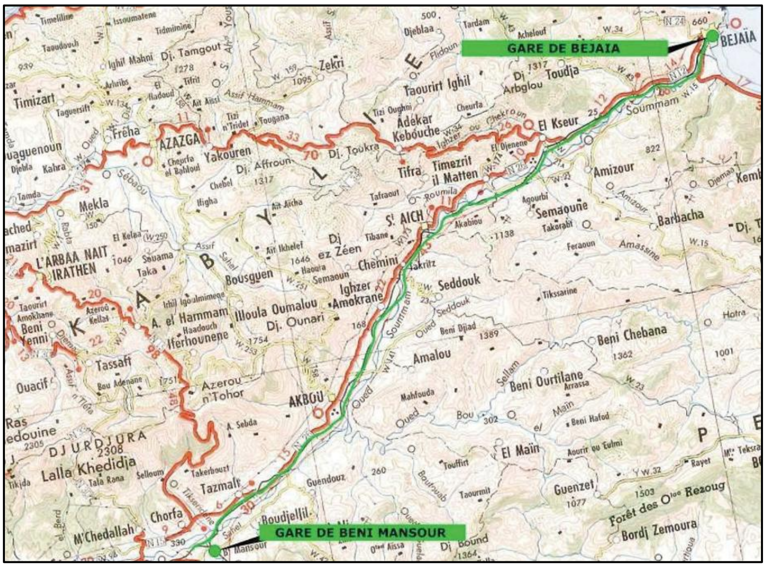


Figure I.1. Plan général de la nouvelle ligne ferroviaire Beni Mansour-Bejaia.

I.2 LES DONNEES DU PROJET

I.2.1 Données fonctionnelles

- *Tracé en plan*

L'ouvrage, d'une longueur totale de 980 mètres, est situé sur un tracé ferroviaire composé d'une courbe circulaire de rayon 1130 m entre les PK 22+490.00 et 23+188.453, suivie d'une clothoïde jusqu'au PK 23+470.00, et franchit une importante dépression topographique.

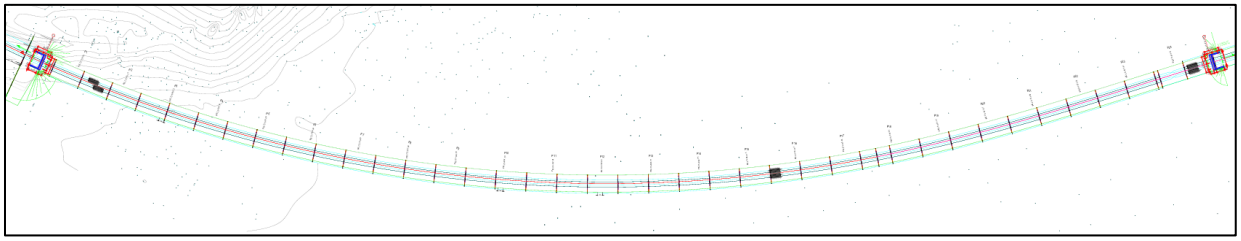


Figure I.2. Le tracé en plan

Le recours à cet ouvrage est dicté par la nécessité de maintenir un profil en long régulier, garantissant ainsi le respect des déclivités maximales admissibles pour le trafic ferroviaire.

Figure I.3. le tracé en plan du projet en indiquant les contraintes de site

- *Profil en long*

Longitudinalement, l'ouvrage présente un alignement droit avec une pente de -1.50 %.

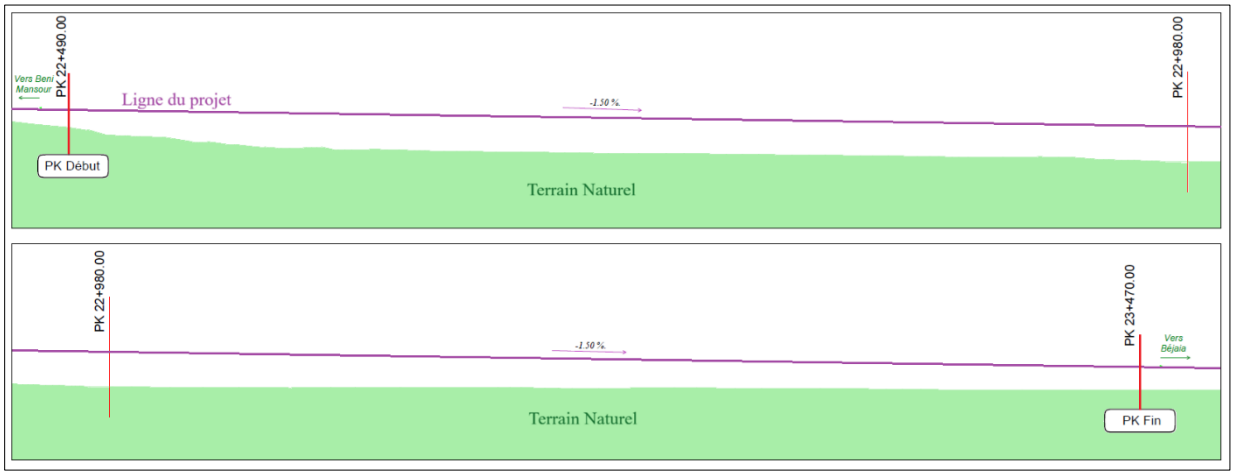


Figure I.4. Profil en long

- *Profil en travers*

Le profil en travers regroupe l'ensemble des caractéristiques géométriques et des dispositifs structurels qui constituent la coupe transversale de la plateforme ferroviaire.

- Largeur totale de la plateforme : 12,8 m ;
- Nombre de voies : 2
- Écartement des rails : 1,43 m ;
- Entraxe entre les deux voies : 4,8 m ;

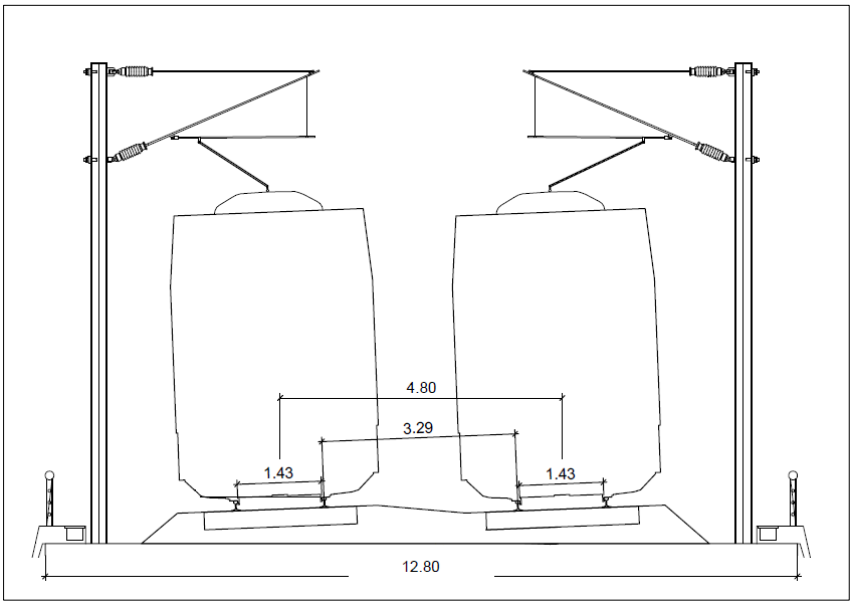


Figure I.5. Profil en travers

I.2.2 Données naturelles

- *Topographie*

La vallée de la Soummam se caractérise par un relief contrasté, encaissée entre les contreforts du Djurdjura et la chaîne des Babors. Le site du projet présente une topographie passant d'une plaine alluviale relativement plane à des zones de versants plus marqués. Compte tenu des spécificités ferroviaires, notamment la limitation stricte des rampes et pentes, la topographie a imposé le calage précis du profil en long, afin d'assurer une transition géométrique fluide, un écoulement des eaux optimal et une intégration harmonieuse dans ce paysage de vallée étroite.

Figure I.6. La topographie du site -Google Earth 2026-

- *Géologie et géotechnique*

Le sous-sol de la vallée de la Soummam est majoritairement constitué de formations alluvionnaires du quaternaire (limons, sables et graviers) reposant sur un substratum plus ancien, souvent marneux ou gréseux (Flysch). Les études géotechniques locales révèlent généralement des sols compressibles en surface, pouvant nécessiter des fondations profondes (pieux) pour atteindre le substrat résistant.

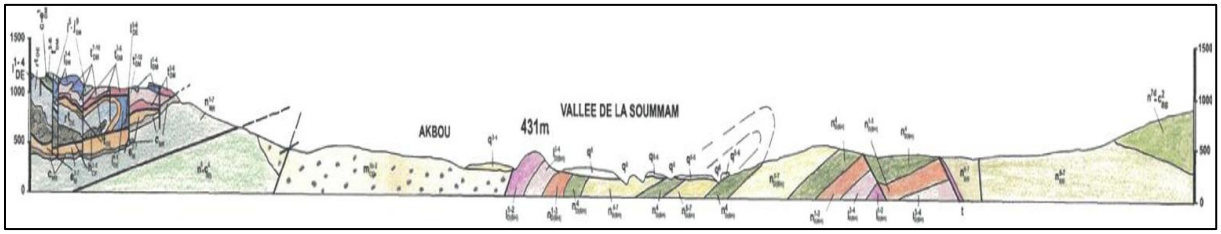


Figure I.7 Carte géologique de d'Akbou

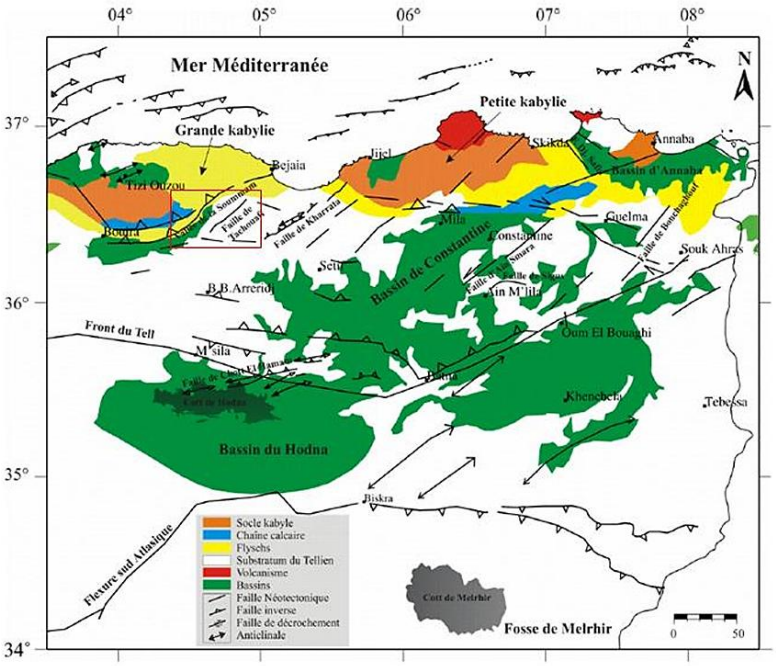


Figure I.8. Cartes géologique de la région Nord-Est de l'Algérie (Meghraoui, 1988, modifié)

- *<u>Hydrologie et hydraulique</u>*

Le bassin versant de la Soummam figure parmi les 17 grands ensembles hydrologiques d'Algérie, répertorié sous le numéro 15 par l'ANRH. Il couvre une superficie de 9 125 km². L'Oued Soummam est le principal collecteur de la région, alimenté par ses affluents comme l'Oued Sahel et le Bou Sellam. Le régime hydrologique est de type méditerranéen avec des crues hivernales soudaines et importantes.

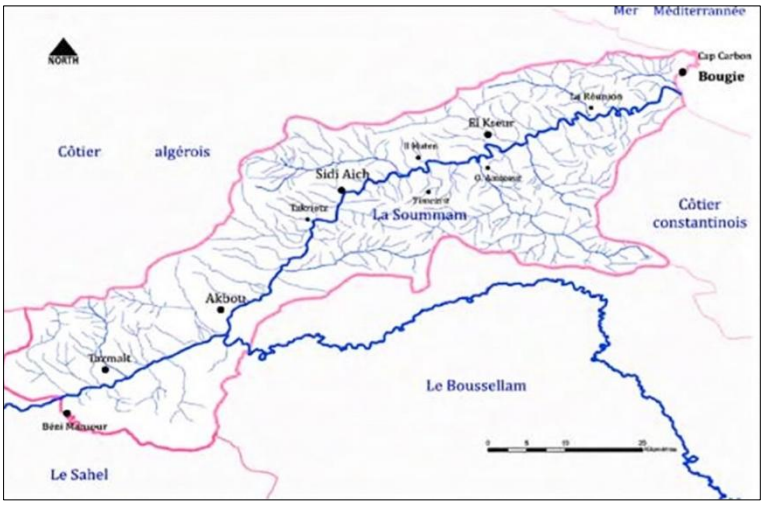


Figure I.9. Carte du bassin versant du la Soummam

- *Sismicité*

Le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS) complété, en RPOA 2008, classe la région de Bejaia dans la zone de moyenne sismicité (Zone II a). De ce fait, le facteur sismique doit nécessairement être pris en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage.

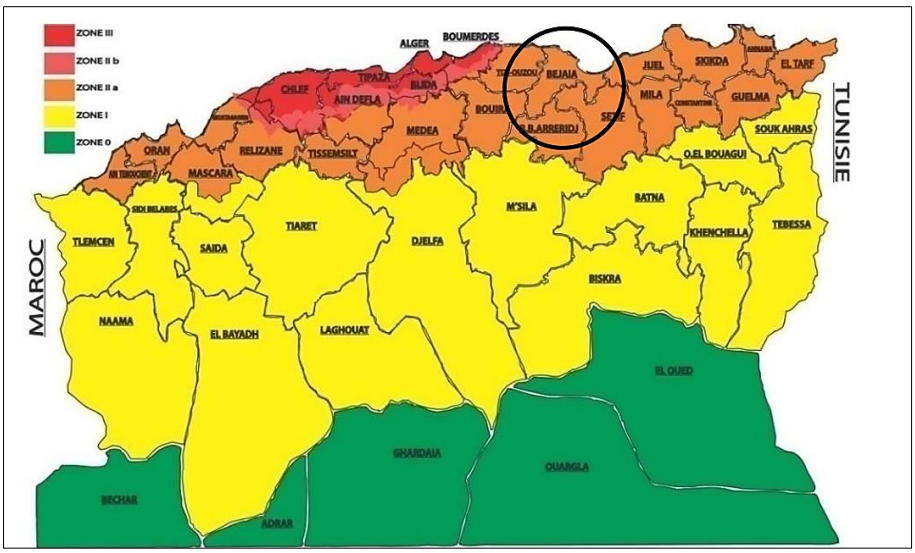


Figure I.10. Carte de zonage de l'Algérie (RPOA, 2008) et position de la région d'étude

Le groupe d'ouvrage et les coefficients sismique ont été déterminés en faisant référence aux RPOA2008. D'après la classification des groupes selon l'importance des ouvrages, le pont correspond au Groupe 2.

Groupe	Description	
1	Pont stragégique	►Ce groupe recouvre les ponts stragégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire : - Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public - Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aérodromes - Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale (Groupe 1A du RPA 99/2008) - Liaisons ferroviaires
2	Pont important	►Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après : - Autoroutes, routes express et voies à grande circulation ; - Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ; - Grandes liaisons d'aménagement du territoire - Les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ; - Les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B du RPA 99/2003)
3	Pont d'importance moyenne	►Il s'agit des ponts d'importance moyenne. Les ponts qui ne sont pas rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

Chaque zone est caractérisée par un coefficient d'accélération, qui dépend que de la classification de l'ouvrage et de la zone sismique.

Le tableau ci-dessous, montre qu'une accélération de 0,20g (g étant l'accélération de la pesanteur) doit être prise en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage.

Tableau I.1. Coefficient d'accélération (RPOA, 2008)

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Remarques
1	0,15	0,25	0,3	0,40	
2	0,12	0,20	0,25	0,30	
3	0,10	0,15	0,20	0,25	

- *Climatologie*

Le climat de Béjaïa est de type méditerranéen, humide et tempéré. Les températures moyennes varient de 8 °C en hiver à 30 °C en été, avec une pluviométrie annuelle moyenne avoisinant les 680 mm.

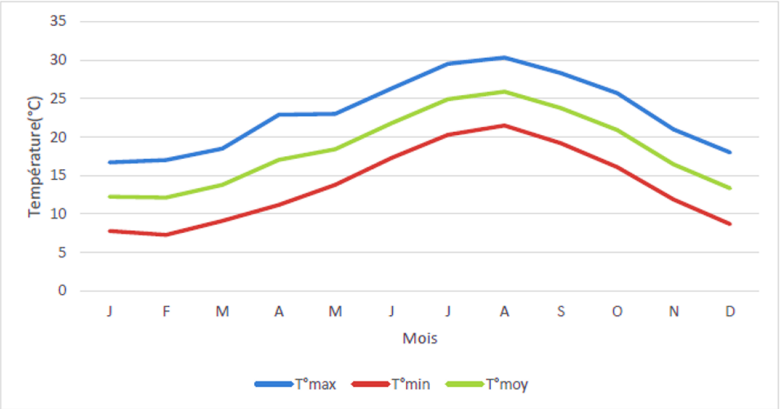


Figure I.11. Distribution des températures moyennes mensuelles dans la région de Bejaïa (1970-2015)

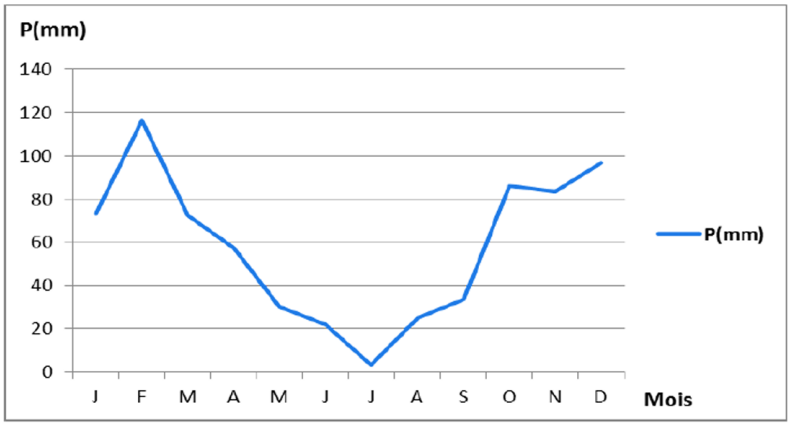


Figure I.12. Distribution des moyennes des précipitations mensuelles dans la région de Bejaïa (1970-2015)

I.3 L'OBJECTIF DU PROJET

Ce projet de fin d'études a pour objectif principal la conception et le dimensionnement du viaduc ferroviaire d'Akbou, un ouvrage d'art stratégique permettant de franchir les obstacles topographiques de la vallée de la Soummam. Au-delà de l'aspect structurel, l'ouvrage s'intègre dans la modernisation globale de la ligne Beni Mansour - Béjaïa selon les axes suivants :

- **Modernisation et performance du réseau :** Permettre le doublement de la voie et la rectification du tracé pour atteindre une vitesse d'exploitation de 160 km/h, réduisant ainsi considérablement les temps de parcours.
- **Augmentation de la capacité de trafic :** Répondre à la demande croissante de transport (voyageurs et marchandise) en assurant une liaison plus fluide, fiable et sécurisée entre le port de Béjaïa et le réseau national.
- **Désenclavement et développement socio-économique :** Stimuler l'économie régionale en facilitant les échanges commerciaux et en améliorant l'accessibilité des pôles industriels du Béjaïa.
- **Optimisation de la sécurité ferroviaire :** Garantir une infrastructure conforme aux standards internationaux, capable de supporter des charges de trafic importantes tout en assurant une pérennité structurelle face aux contraintes locales (sismiques et hydrauliques).
- **Efficacité logistique :** Améliorer l'intermodalité en renforçant le rôle du rail comme alternative de transport écologique et économique face au transport routier saturé.

I.4 CONCLUSION

La définition rigoureuse des données fonctionnelles, naturelles et techniques constitue le socle fondamental sur lequel repose la conception du viaduc ferroviaire. La maîtrise de ces paramètres est une étape cruciale pour garantir la stabilité et la pérennité de l'ouvrage.

En intégrant ces données dès la phase initiale, l'étude s'assure non seulement d'une réponse technique fiable face aux charges de trafic importantes, mais aussi d'une optimisation économique et sécuritaire du projet. Cette étape de collecte et d'analyse permet ainsi de passer de la vision stratégique globale à la phase concrète de dimensionnement des éléments structurels que nous aborderons dans les chapitres suivants.

Chapitre II
CONCEPTION GENERALE

II.1 INTRODUCTION

La conception d'un ouvrage d'art exige une analyse comparative multicritère pour identifier la solution optimale au-delà de la simple résistance mécanique. Ce chapitre présente les variantes possibles pour le viaduc. Leur évaluation selon des critères spécifiques permettra de sélectionner la solution la mieux adaptée, qui sera ensuite détaillée et dimensionnée.

II.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1 Variante 1 : « Pont voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

- *Présentation générale de la variante*

Cette variante propose un viaduc de 980 m avec des travées courantes de 60 m et de rives de 40 m, optimisant l'équilibre statique. La section en caisson fermée offre une résistance à la torsion, indispensable pour la stabilité des tracés courbes et des charges excentrées.

- *Conception de la variante*

Conception longitudinale

La variante proposée consiste en un pont voussoir à hauteur constante avec 15 travées principales de 60 m encadrées par 2 travées de rive de 40 m sur un linéaire de 980m.

❖ *Implantation des piles*

Tableau II.1. Implantations des appuis de la variante 01

Pile/Culée	PK	Pile/Culée	PK
C1	22+490	P9	23+010
P1	22+530	P10	23+070
P2	22+590	P11	23+130
P3	22+650	P12	23+190
P4	22+710	P13	23+250
P5	22+770	P14	23+310
P6	22+830	P15	23+370
P7	22+890	P16	23+430
P8	22+950	C2	23+470

Conception transversale

Le prédimensionnement est basé sur le guide de conception SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs), il est détaillé dans le tableau ci-dessous :

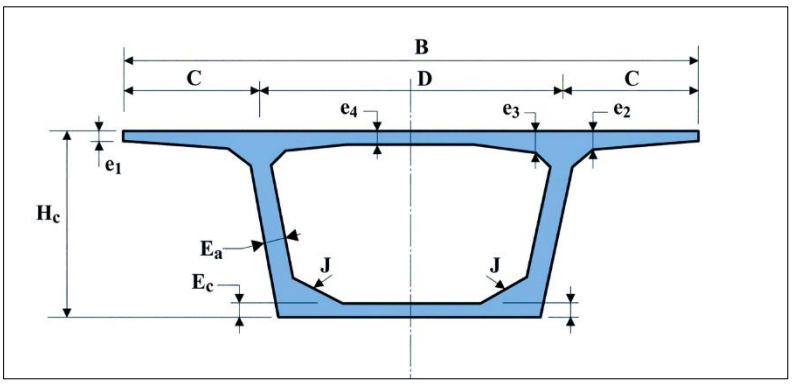


Figure II.1.Les notation utilisées dans la conception transversale d'un caisson courant monocellulaire

Tableau II.2. Conception transversale des voussoirs

Eléments		Notation	Critères de prédimensionnement	Dimensions adoptées
Largeur du voussoir		B	-	12.8 m
Hauteur du voussoir		H	$\frac{L}{17} \leq H \leq \frac{L}{16}$	3.75 m
Largeur d'encorbellement		C	$C = \frac{B}{4}$	3.2 m
Entraxe des âmes		D	$D = B - 2C$	6.4 m
Épaisseurs de l'hourdis supérieur		e_1	$e_1 \geq 16$ à $18\ cm$	25 cm
		e_2	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	45 cm
		e_3	$e_3 = 0.10 + \frac{D}{25}$ avec $e_3 > e_2 - 0.10m$ et $e_3 > 1.5e_4$	35 cm
		e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	25 cm
Épaisseur de l'âme	**Sur pile/Culée**	E_a	$E_{a\,(min)} = \frac{L}{275} + \frac{1.25 \times B}{L} - 0.125$ et $E_a \geq 0.26 + \frac{L}{500}$	55 cm
	À la clef			40 cm
Inclinaison de l'âme		β	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%

Hourdis inférieur	**Sur pile/Culée**	E_P	$E_P \geq 18$ à $22\ cm$	40 cm
	À la clef		$35\ cm \leq E_P \leq 80\ cm$	55 cm
Gousset supérieur		α	$30° \leq \alpha \leq 45°$	45°
Gousset inférieur		α’	$40° \leq \alpha' \leq 45°$	40°

❖ *Découpage des voussoirs*

Le pont est construit de trois (3) types de voussoir :

- **Voussoir Courant (VC)** : Sa longueur est maintenue constante, généralement comprise entre 2,5 et 4 m, afin d'optimiser la cadence de pose et de limiter le poids unitaire pour le levage.
- **Voussoir sur Pile (VSP) :** Ses dimensions, variant de 7 à 10 m, sont conditionnées par la géométrie de la tête de pile et l'emprise au sol nécessaire au montage de l'équipage mobile.
- **Voussoir de Clavage (VDC) :** D'une longueur minimale d'environ 2 m, il est conçu pour offrir l'espace de travail nécessaire au raccordement des gaines et à la mise en tension des câbles de précontrainte, tout en évitant un élancement excessif de la zone de jonction.

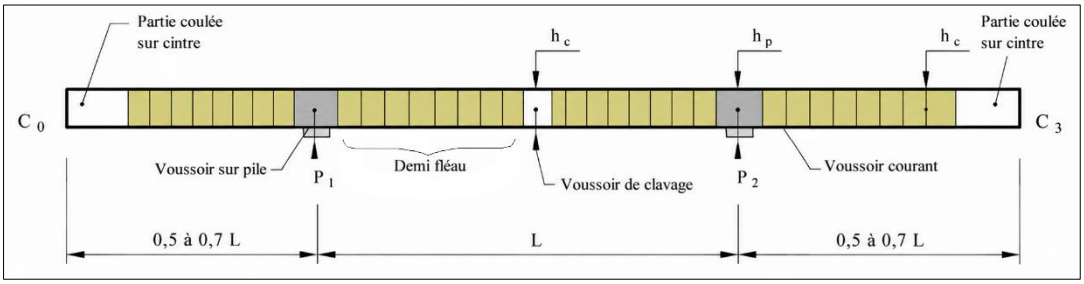


Figure II.2. Schéma de découpage en voussoirs

Tableau II.3. Découpage des voussoirs

Type de voussoir	Critères de prédimensionnement	Dimensions adoptées	Nombre de voussoirs
Voussoir Courant (VC)	2.5 à 5 m	5 m	162
Voussoir Sur Pile (VSP)	Au moins 8 m	8 m	16
Voussoir De Clavage (VDC)	1.5 à 3 m	2 m	17
section bétonnée en place	-	4 m / Culée	2

- *Avantages et inconvénients*

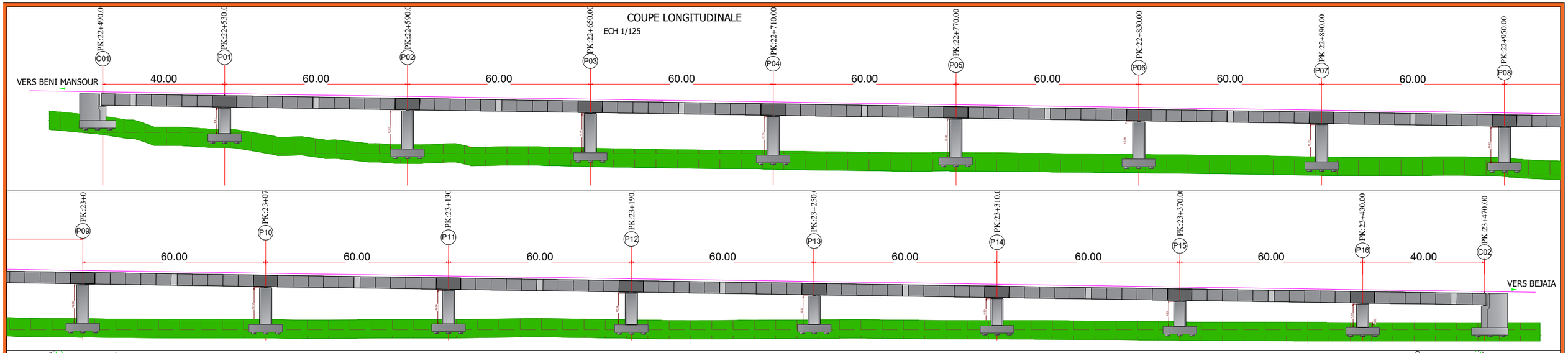
Avantages

- Adaptation aux tracés courbes : Grande flexibilité pour épouser des rayons de courbure serrés et régler précisément les dévers.
- Rigidité torsionnelle : La section en caisson fermé offre une résistance exceptionnelle à la torsion induite par la courbure et les charges excentrées.
- Affranchissement des contraintes au sol : Le recours à l'encorbellement permet de franchir des brèches encaissées ou des zones hydrauliques sans nécessiter d'appuis temporaires (cintres ou échafaudages).

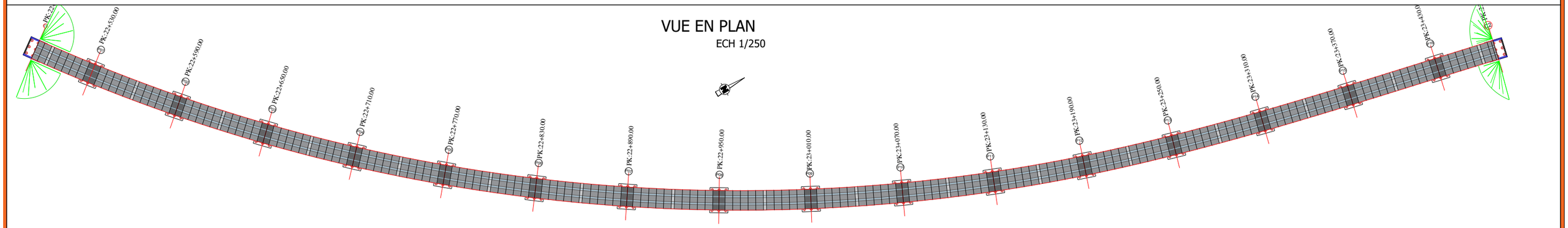
Inconvénients

- Poids propre élevé : Le béton précontraint est lourd, imposant des piles et des fondations massives.
- Complexité du chantier : Nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour les cycles de bétonnage, de mise en tension de la précontrainte et de clavage.
- Évolution différée : Sensibilité aux phénomènes de retrait et de fluage du béton, nécessitant des calculs de contre-flèches précis.

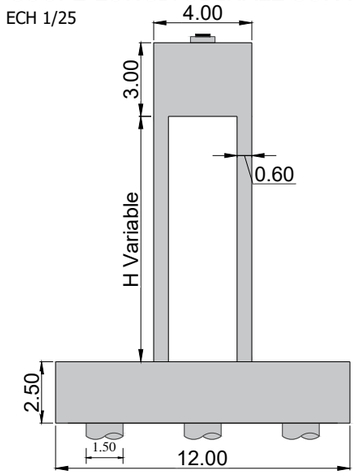
COUPE LONGITUDINALE
ECH 1/125



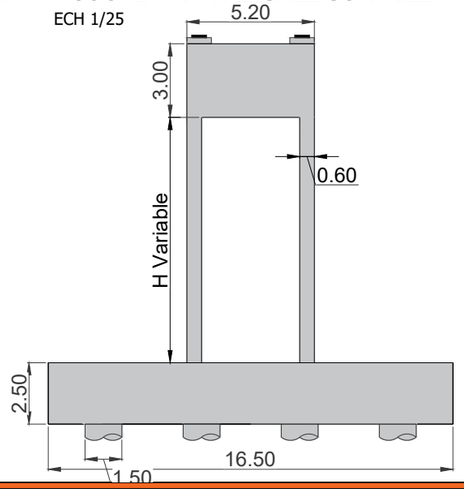
VUE EN PLAN
ECH 1/250



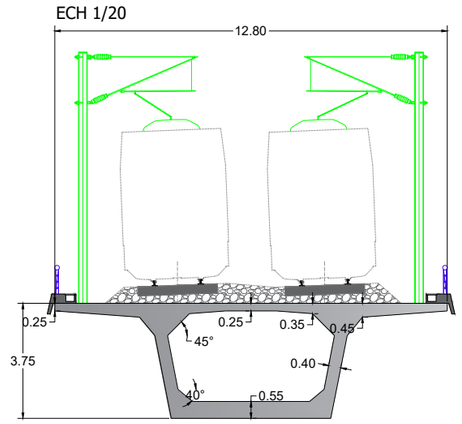
COUPE LONGITUDINALE SUR PILE
ECH 1/25



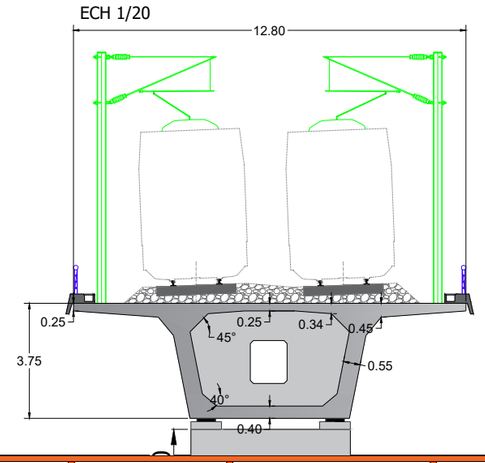
COUPE TRANVERSALE SUR PILE
ECH 1/25



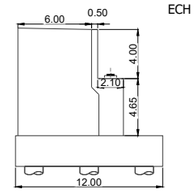
COUPE TRANVERSALE DU VOUSSOIR COURANT
ECH 1/20



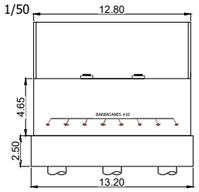
COUPE TRANVERSALE DU VOUSSOIR SUR PILE
ECH 1/20



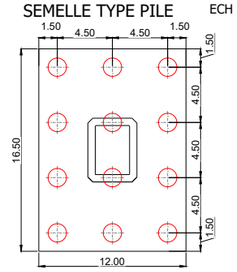
COUPE LONG SUR CULEE
ECH 1/50



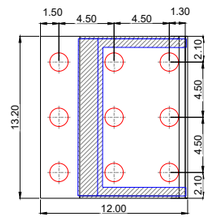
COUPE TRANS SUR CULEE
ECH 1/50



SEMELLE TYPE PILE
ECH 1/50



SEMELLE TYPE CULEE



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

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Chapitre	N° Variante	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc ferroviaire au PK 23+070 sur le trançant Beni Mansour-Béjaia	DJEBOURI ARFI	Dr. AMIEUR	Conception générale	1	2025 / 2026

II.2.2 Variante 2 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

- *Présentation générale de la variante*

La variante proposée repose sur la technique du VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées). Le tablier est constitué de poutres longitudinales en béton précontraint par post-tension reliées entre elles par des entretoises. Cette solution constitue une réponse technique standardisée, dont le domaine d'emploi optimal s'étend pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

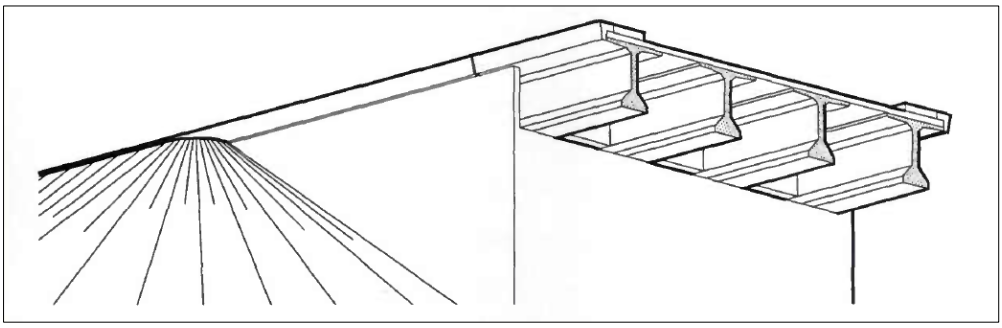


Figure II.3. Morphologie générale du tablier d'un pont à poutres précontraintes

- *Conception de la variante*

Conception longitudinale

Nous proposons un pont du type VIPP d'une longueur totale de 980 mètres avec 28 travées de 35 mètres chacune.

❖ *Implantation des piles*

Tableau II.4. Implantations des appuis de la variante 02

Pile/Culée	PK	Pile/Culée	PK	Pile/Culée	PK
C1	22+490	P10	22+840	P20	23+190
P1	22+525	P11	22+875	P21	23+225
P2	22+560	P12	22+910	P22	23+260
P3	22+595	P13	22+945	P23	23+295
P4	22+630	P14	22+980	P24	23+330
P5	22+665	P15	23+015	P25	23+365
P6	22+700	P16	23+050	P26	23+400
P7	22+735	P17	23+085	P27	23+435
P8	22+770	P18	23+120	C2	23+470
P9	22+805	P19	23+155		

Conception transversale

Le tablier se compose d'une dalle de couverture en béton armé reposant sur 7 poutres principales, disposées avec un entraxe de 1,7 m. Le prédimensionnement de ces éléments a été fait conformément aux prescriptions du guide de conception SETRA (VIPP 96), il est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5. Les détails de la conception transversale de la variante de poutre VIPP

Eléments		Notation	Critères de prédimensionnement	Dimensions adoptées
Longueur de la poutre		L	30 à 50 m	35.00 m
Hauteur totale du tablier		H_T	$\frac{L}{22} < H_T < \frac{L}{17}$	2.00 m
Epaisseur de la dalle en béton armé		e	e > 20 cm	0.20 m
Hauteur propre de la poutre		H_P	$H_P = H_T - e$	1.80 m
Entraxe des poutres		λ	0.8 < λ < 1.8 m	1.70 m
Nombre de poutres		N	$N = \frac{l}{\lambda} + 1$	7
Table de compression	**Largeur**	B	$B > 0.6h$	1.20 m
	Epaisseur	e_t	$e_t > 10$ cm	15 cm
Talon	**Largeur**	b_t	60 à 90 cm	60 cm
	Epaisseur	E_t	10 à 20 cm	20 cm
Epaisseur de l'âme à mi-travée		e_a	e_a > 20 cm ou 22 cm	25 cm

- *Avantages et inconvénients*

Avantages

- Absence de cintres au sol : Idéal pour franchir des brèches profondes, des rivières ou des voies circulées sans interruption de trafic.
- Rapidité d'exécution : La fabrication des poutres peut être menée en parallèle des travaux de fondations et d'appuis.

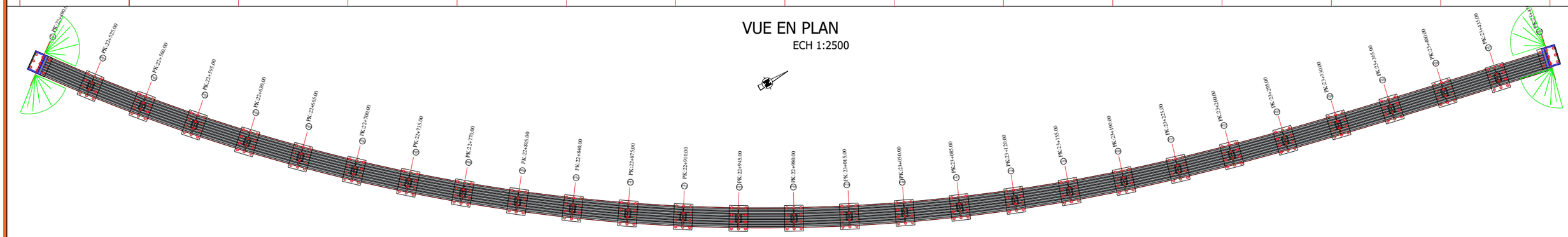
- Insensibilité aux tassements : Étant une structure isostatique (succession de travées indépendantes), elle supporte très bien les tassements différentiels des piles.
- Possibilité d'extension et de réparation : Étant des travées indépendantes.

Inconvénients

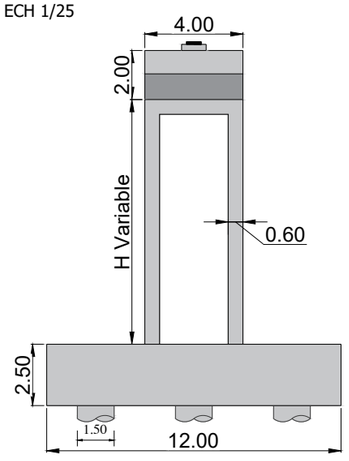
- Élancement faible : Le tablier est relativement épais, ce qui lui donne un aspect massif et peut poser des problèmes de gabarit sous l'ouvrage.
- Complexité de l'about : La zone d'appui est encombrée par de nombreux ancrages de précontrainte, nécessitant un ferraillage passif dense et un entretien régulier des cachetages pour éviter la corrosion.
- Adaptation géométrique : Il est plus difficile d'adapter cette structure à des tracés fortement courbes ou biais.

COUPE LONGITUDINALE
ECH 1:1250

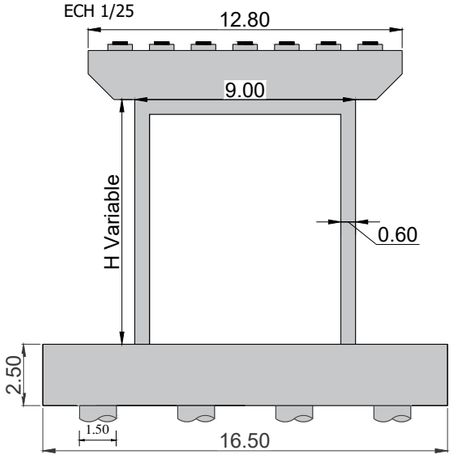
VUE EN PLAN
ECH 1:2500



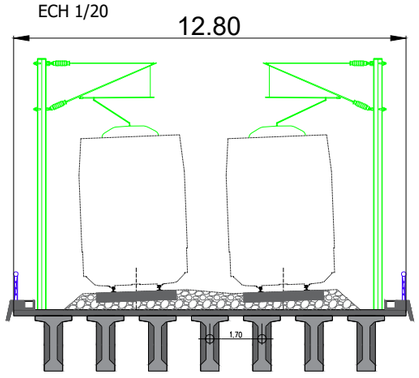
COUPE LONGITUDINALE SUR PILE
ECH 1/25



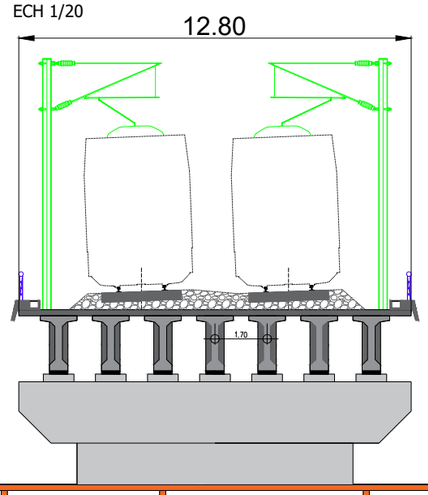
COUPE TRANVERSALE SUR PILE
ECH 1/25



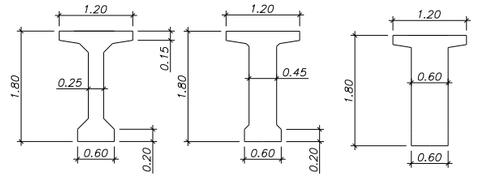
COUPE TRANVERSALE A LA CLEF
ECH 1/20



COUPE TRANVERSALE SUR PILE
ECH 1/20



SECTIONS DE LA POUTRE
ECH 100/15



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

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Chapitre	N° Variante	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc ferroviaire au PK 23+070 sur le trançant Beni Mansour-Béjaia	DJEBOURI ARFI	Dr. AMIEUR	Conception générale	2	2025 / 2026

II.2.3 Variante 3 : « Pont mixte bipoutres métallique»

- *Présentation générale de la variante*

Ce type de structure est préconisé pour des portées unitaires ne dépassant pas 120 m. Dans notre cas, afin d'optimiser le franchissement du viaduc de 980 m, la morphologie a été décomposée en 17 travées avec des travées courantes de 60.5 m et de rives de 36.25 m.

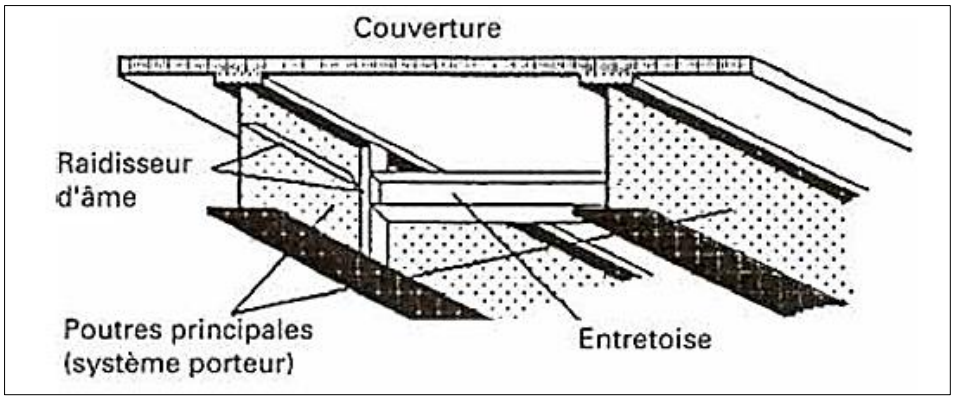


Figure II.4. Bipoutre mixte

- *Conception de la variante*

Conception longitudinale

La variante proposée consiste en un pont mixte en bipoutres métalliques à hauteur constante avec 15 travées principales de 60.5 m encadrées par 2 travées de rive de 36.25 m sur un linéaire de 980m.

❖ *Implantation des piles*

Tableau II.6. Implantations des appuis de la variante 03

Pile/Culée	PK	Pile/Culée	PK
C1	22+490	P9	23+010.25
P1	22+526.25	P10	23+070.75
P2	22+586.75	P11	23+131.25
P3	22+647.25	P12	23+191.75
P4	22+707.75	P13	23+252.25
P5	22+768.25	P14	23+312.75
P6	22+828.75	P15	23+373.25
P7	22+889.25	P16	23+433.75
P8	22+949.75	C2	23+470

Conception transversale

L'optimisation transversale du tablier repose sur une structure bipoutre composée de deux lignes de appuis longitudinales. L'entraxe entre les poutres principales est fixé à 7 m, complété par des débords latéraux de 2.9 m de chaque côté. Pour assurer la rigidité de torsion et la distribution des charges, un entretoisement systématique est prévu avec un pas longitudinal de 7 m.

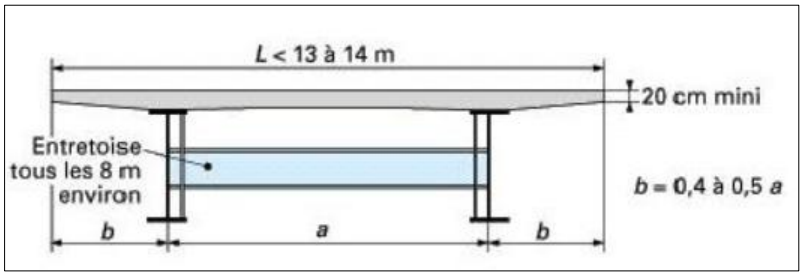


Figure II.5. Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise

Conception des poutres métalliques

Le prédimensionnement des poutres métalliques a été fait conformément aux prescriptions du guide de conception SETRA (Ponts mixtes acier-béton 2010), il est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.7. Les détails de la conception transversale de la variante de pont mixte

Eléments		Critères de prédimensionnement	Dimensions adoptées
Hauteur de la poutre H		$\frac{L}{16} < H < \frac{L}{15}$	4 m
Entraxe des poutres L		$L = 0.55\, L_T$	7.00 m
Largeur des semelles	**supérieures**	$B_{sup} = (B_{inf} - 0.100)$	0.90 m
	Inférieures	$B_{inf} = \left(0.25 + \frac{X}{125} + \frac{L_T}{40}\right) \times \left(0.92 + \frac{L_T}{150}\right)$	1.00 m
Epaisseur de la dalle	**Droit des poutres principales**	$0.13 + \frac{(L_T - L)}{26}$	0.35 m
	Centre du tablier	$0.12 + \frac{L}{50}$	0.26 m
Epaisseur de la semelle supérieure		80 à 100 mm	80 mm
Epaisseur de la semelle inférieure		100 à 120 mm	100 mm
Epaisseur de l'âme		25 à 50 mm	50 mm
Tonnage de charpente (en kg/m² du tablier)		$63 + X^{1.2}\left(1.34 - \frac{L_T}{40}\right) + 0.25X$	218.31 kg/m²

On prévoit des raidisseurs verticaux tous les 3 mètres.

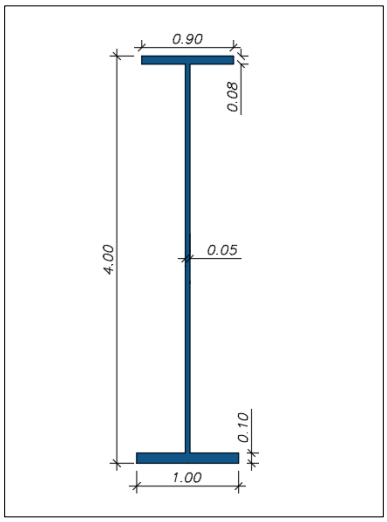


Figure II.6. Les dimensions de la poutre métallique de la variante 2

❖ *Conception des entretoises*

Le système d'entretoisement assure la stabilité transversale et la géométrie du tablier. Les entretoises courantes, généralement de type IPE ou HEA, sont disposées tous les 7 m pour rigidifier la charpente contre le voilement et la torsion.

On distingue deux fonctions spécifiques :

- **Entretoises courantes :** Maintiennent l'entraxe des poutres maîtresses. Des profilés de type **HEA 500** sont retenus.
- **Entretoises sur piles :** Plus sollicitées, elles assurent le transfert des efforts horizontaux vers les appuis. Des profilés de type **HEA 1000** sont retenus.

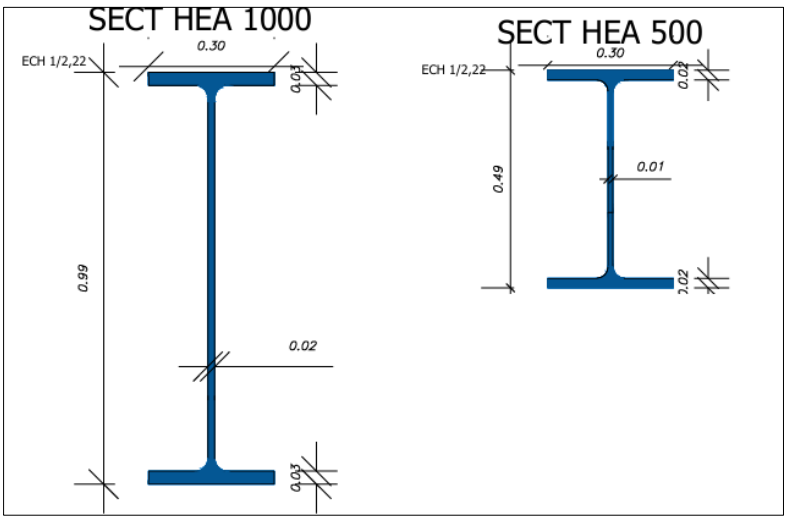


Figure II.7. Les dimensions de HEA 500 (adoptés pour les entretoises courantes), Les dimensions de HEA 1000 (adoptés pour les entretoises sur piles) respectivement.

- *Avantages et inconvénients*

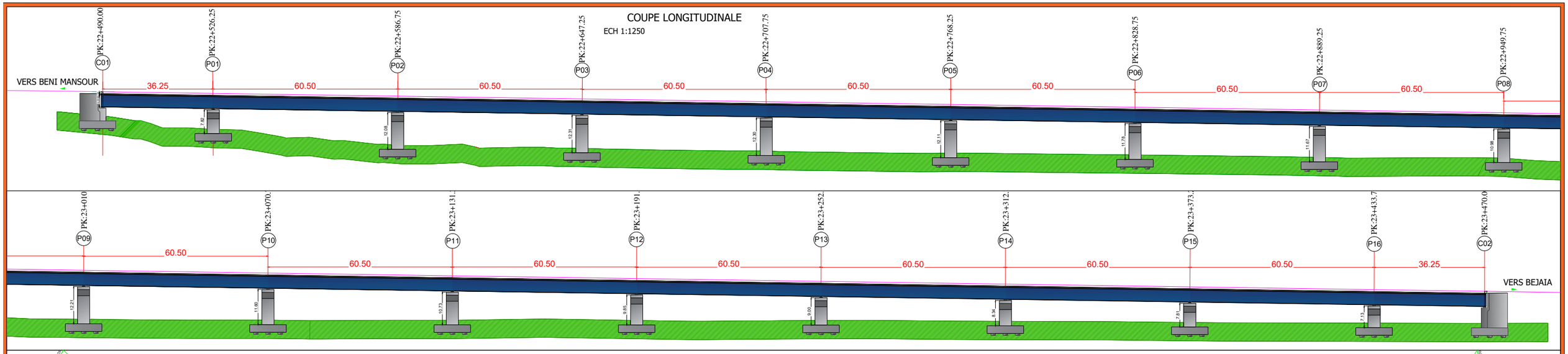
Avantages

- Optimisation des ressources : Grâce au haut rendement mécanique des poutres en I et à la possibilité d'ajuster l'épaisseur des tôles, la consommation de matériaux est optimisée.
- Légèreté : Le tablier est plus léger que celui d'un ouvrage en béton, ce qui permet de réduire la taille des appuis et des fondations.
- Développement durable : L'acier est facilement recyclable, et la construction génère peu de nuisances pour les riverains et l'exploitation des voies franchies.

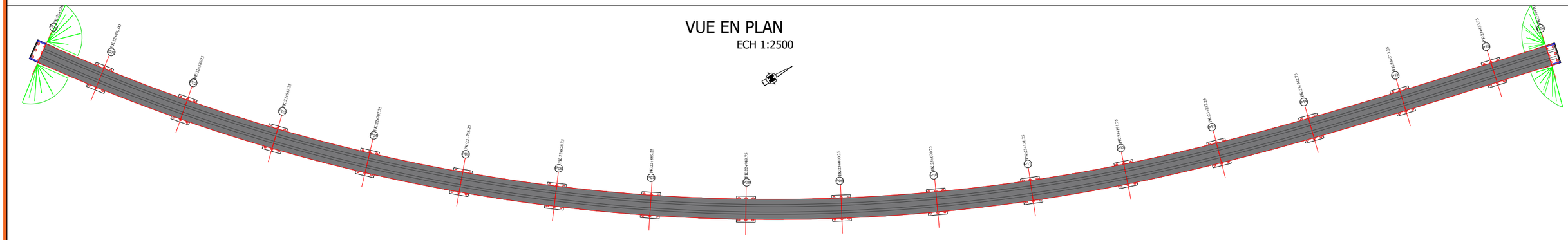
Inconvénients

- Maintenance : La charpente nécessite un renouvellement régulier de sa protection anticorrosion (peinture) environ tous les 20 à 30 ans.
- Instabilités : Dans les zones de moments négatifs (sur piles), la charpente est soumise à des risques d'instabilité (déversement, voilement), nécessitant des renforcements.
- Vulnérabilité : Les tabliers à poutres sont sensibles aux chocs (semelles inférieures fragiles) et un peu plus vulnérables aux incendies majeurs que le béton.

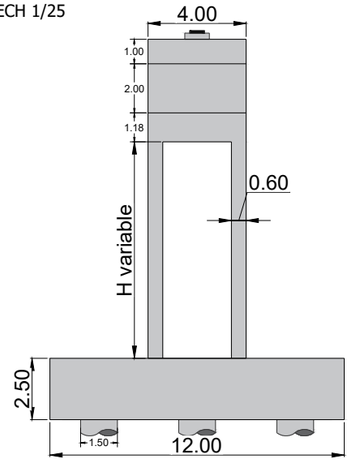
COUPE LONGITUDINALE
ECH 1:1250



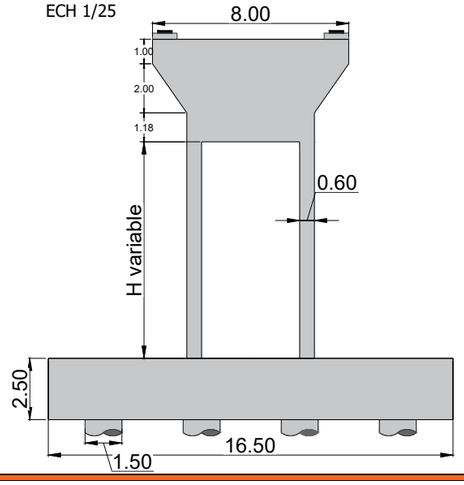
VUE EN PLAN
ECH 1:2500



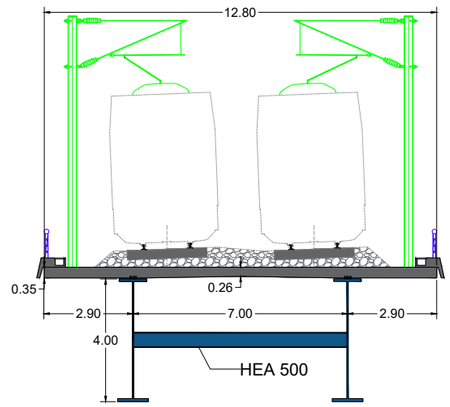
COUPE LONGITUDINALE SUR PILE
ECH 1/25



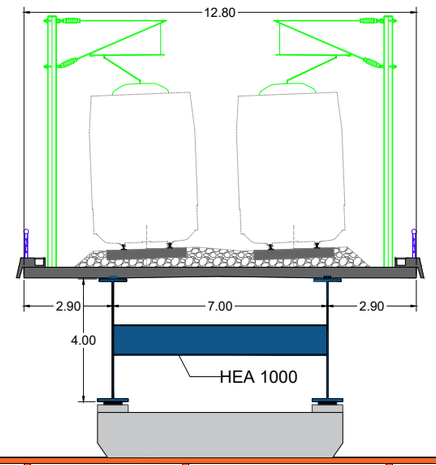
COUPE TRANVERSALE SUR PILE
ECH 1/25



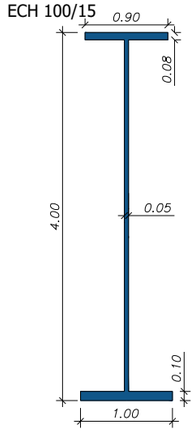
COUPE TRANVERSALE A LA CLEF
ECH 1/20



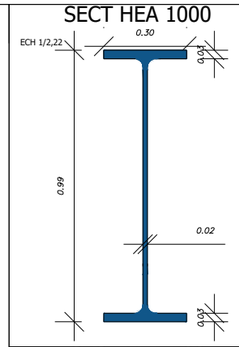
COUPE TRANVERSALE SUR PILE
ECH 1/20



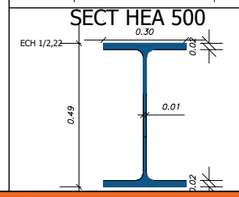
SECTION DE LA POUTRE MITALLIQUE
ECH 100/15



SECT HEA 1000



SECT HEA 500



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

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Chapitre	N° Variante	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc ferroviaire au PK 23+070 sur le trançant Beni Mansour-Béjaia	DJEBOURI ARFI	Dr. AMIEUR	Conception générale	3	2025 / 2026

II.3 ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

L'analyse multicritères permet d'évaluer et de comparer les trois variantes de pont selon sept critères clés : les portées, la facilité et le délai d'exécution, la maintenance, l'esthétique, le coût des matériaux et l'impact sur le trafic sous l'ouvrage.

II.3.1 Les portées admissibles (/3points)

- **V1 : Pont en voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs :** Excellente performance, idéale pour franchir de grandes brèches sans appuis intermédiaires.
- **V2 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP :** Limitée structurellement sur les très grandes portées.
- **V3 : Pont Mixte Bipoutre :** Solution intermédiaire efficace grâce à la légèreté de l'acier.

II.3.2 La facilité d'exécution (/3points)

- **V1 : Pont en voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs :** Haute technique requise (équipages mobiles, contrôle rigoureux du profil).
- **V2 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP :** La plus simple à mettre en œuvre grâce à la préfabrication standardisée des poutres.
- **V3 : Pont Mixte Bipoutre :** Complexité modérée (précision requise pour le lançage de la charpente et le coulage de la dalle).

II.3.3 Le délai de réalisation (/3points)

- **V1 : Pont en voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs :** Processus long en raison des cycles de bétonnage et de mise en tension fléau par fléau.
- **V2 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP :** Planning optimisé par la fabrication des poutres (parallélisation des tâches).
- **V3 : Pont Mixte Bipoutre :** Délai intermédiaire, le montage rapide de l'acier libérant vite les phases suivantes.

II.3.4 La maintenance & Durabilité (/3points)

- **V1 : Pont en voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs :** Excellente durabilité du béton précontraint, entretien limité aux équipements.
- **V2 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP :** Suivi régulier nécessaire (joints inter-travées et câbles de précontrainte).
- **V3 : Pont Mixte Bipoutre :** La plus contraignante (protection périodique obligatoire de l'acier contre la corrosion).

II.3.5 L'esthétique & Intégration (/3points)

- **V1 : Pont en voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs :** Silhouette élancée et hauteur variable offrant une intégration paysagère remarquable.
- **V2 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP :** Forme industrielle classique et répétitive, visuellement lourde.
- **V3 : Pont Mixte Bipoutre :** Lignes fines et modernes, compromis visuel très satisfaisant.

II.3.6 Le coût des matériaux (/3points)

- **V1 : Pont en voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs :** Coût modéré grâce à l'optimisation des sections de béton.
- **V2 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP :** Option la plus économique, profitant des gains de la préfabrication.
- **V3 : Pont Mixte Bipoutre :** Option la plus coûteuse en raison du prix élevé de la charpente métallique.

II.3.7 L'impact sur le trafic sous l'ouvrage (/3points)

- **V1 : Pont en voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs :** Gêne quasi nulle, la construction aérienne ne nécessitant aucun appui provisoire au sol.

- **V2 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP :** Coupures de trafic strictes mais ponctuelles lors du levage et de la pose des poutre.
- **V3 : Pont Mixte Bipoutre :** Interruptions ciblées nécessaires durant les phases critiques de lançage de la charpente.

Tableau II.8. Tableau récapitulatif de l'analyse multicritère des trois variantes

Critères	V1 : Voussoirs (Encorbellement)	V2 : Poutres VIPP	V3 : Pont Mixte Bipoutre
Portées admissibles	3	1	2
Facilité d'exécution	2	3	2
Délai de réalisation	3	2	2
Maintenance & Durabilité	3	2	1
Esthétique & Intégration	3	1	2
Coût des matériaux	2	3	1
Impact sur le trafic sous l'ouvrage	3	1	2
TOTAL	**19**	**12**	**10**

☆ Synthèse de l'analyse

Variante 1 : Voussoirs préfabriqués (Solution retenue)

Cette variante est la plus adaptée pour le viaduc d'Akbou en raison de sa grande longueur de 980 m et son tracé courbé.

- **Avantages :** La préfabrication en usine assure une excellente qualité du béton. La pose par encorbellements successifs permet de s'affranchir des contraintes du terrain au sol. C'est la solution la plus pérenne pour un ouvrage d'art de cette importance.
- **Inconvénient :** Complexité du phasage de la précontrainte et exigence d'une haute précision géométrique lors de l'assemblage des voussoirs pour assurer le réglage altimétrique final.

Chapitre III
HYPOTHESES DE CACUL

III.1 INTRODUCTION

La stabilité et la durabilité de l'ouvrage reposent sur des hypothèses de calcul rigoureuses, conformes aux états limites (ELU/ELS). Ce chapitre définit le référentiel normatif et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés : classes de résistance des bétons limites d'élasticité des aciers passifs et propriétés de relaxation des aciers de précontrainte. L'intégration de ces paramètres est fondamentale pour garantir l'intégrité de la structure sur sa durée de vie théorique.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCULS

Le dimensionnement et la justification de l'ouvrage sont conduits selon les règlements techniques en vigueur en Algérie et les standards internationaux applicables aux structures ferroviaires. Le cadre normatif retenu s'articule comme suit :

- **Béton Armé et Précontraint** : Application des règles (**BAEL 91 modifié 99)** et (**BPEL91)** pour la conception et le calcul structurel.
- **Action sismique** : Respect du (**RPOA 2008)** pour les dispositions parasismiques spécifiques aux ouvrages d'art.
- **Géotechnique** : Calcul des fondations selon le (Fascicule N°62-Titre V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, 1993).
- **Conception de l'ouvrage :** Application des (**guides du SETRA)** pour la conception générale.
- **Spécifications ferroviaires :** Respect des fiches (Code UIC 776-R1 charges à prendre en concidération dans le calcul des ponts-rails), ainsi que (NF EN 1991-2 Eurocode 1- Actions sur les structures- Partie 2: Actions sur les ponts, dues au trafic, 2009) pour la modélisation des surcharges de trafic ferroviaire.

L'analyse structurelle repose sur la caractérisation mécanique des matériaux retenus : le béton, les aciers de précontrainte et les aciers passifs. Leurs propriétés sont fixées ci-après en respectant les exigences des normes de calcul adoptées.

III.3 CARACTERISATION DES MATERIAUX

Le choix des matériaux est un paramètre critique de la conception, conditionnant la capacité portante et la durabilité de l'ouvrage. Cette section expose les propriétés mécaniques et les classes de résistance retenues pour les constituants structuraux : le béton, les armatures passives et les aciers de précontrainte.

III.3.1 Béton

Le choix des classes de béton pour le viaduc d'Akbou répond aux exigences de durabilité et de résistance mécanique. Les spécifications retenues sont les suivantes :

- **Superstructure:** Un béton de classe **C40/50** est utilisé pour le tablier en caisson afin de supporter les sollicitations élevées liées à la précontrainte et de limiter les déformations différées.
- **Infrastructure:** Un béton de classe **C30/37** est adopté pour les appuis, offrant une rigidité optimale pour le fût et les fondations tout en maîtrisant les volumes de mise en œuvre.

Les caractéristiques de calcul découlent de ces deux classes principales pour l'ensemble des vérifications aux ELU et ELS.

- Contrainte admissible à la compression

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times fcj}{\theta \times \gamma b} \qquad f_{bc} = 0.6 \times fc28 \quad (\text{MPa})$$

Le coefficient θ est fixe à :

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

Et le γ_b

- 1.5 situation transitoire
- 1.15 situation accidentelle
- 1.5 situation durable

Tableau III.1. Contraintes admissibles à la compression de béton

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.67	17
		$\gamma_b = 1.15$	29.56	22.17
ELS	f_{bu} (MPa)		24	18

- Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E" défini par les règles BAEL comme suit :

Module de déformation instantanée (courte durée $< 24h$) :

$$E = 11000 \times (fc28)^{1/3}$$

- $E = 37619.47$ MPa ; pour la superstructure.
- $E = 34179.56$ MPa ; pour l'infrastructure.

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E = 3700 \times (fc28)^{1/3}$$

- $E = 12653.82$ MPa ; pour la superstructure.
- $E = 11496.76$ MPa ; pour l'infrastructure.

Coefficient de POISSON U :

Le coefficient de Poisson est un paramètre sans dimension qui mesure la déformation transverse d'un matériau par rapport à sa déformation axiale. Lorsqu'on étire un objet, il a tendance à s'amincir sur les côtés.

- $U = 0.2$: pour une zone non fissurée.
- $U = 0$: pour une zone fissurée.

III.3.2 Armatures

Dans les ouvrages en béton précontraint, le ferraillage se répartit en deux catégories complémentaires selon leur rôle mécanique :

- **Les aciers passifs :** utilisés pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration du béton.
- **Les aciers actifs :** aciers à haute résistance mis sous tension pour assurer la précontrainte de la structure.

❖ *Armatures passives*

Les voussoirs sont renforcés par des aciers **Haute Adhérence (HA)** de classe **FeE500**. Leurs propriétés mécaniques de référence sont les suivantes :

- Module de Young : E=2×10^5 MPa (élasticité longitudinale).
- Limite d'élasticité : $fe = 500MPa$ (seuil de déformation irréversible).

• Contrainte de l'acier à l'ELU

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

$$fsu = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec :

- $\gamma s = 1.15$: combinaison fondamentale
- $\gamma s = 1$: combinaison accidentelle

Tableau III.2. Contrainte de l'acier a l'ELU

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

• Contrainte de l'acier à l'ELS

Tableau III.3. Contrainte de l'acier a l'ELS

Fissuration	**Formule**	**Superstructure**	**Infrastructure**
Très Préjudiciable	$\bar{\sigma_s}$= min [1/2 Fe ; 90√ (1.6 f_{tj})]	$\bar{\sigma_s}$= 197.18 MPa	$\bar{\sigma_s}$= 176.36 MPa
Préjudiciable	$\bar{\sigma_s}$= min [2/3 Fe ;110√ (1.6 f_{tj})]	$\bar{\sigma_s}$=241 MPa	$\bar{\sigma_s}$= 215.55 MPa
Peu Préjudiciable	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise.		

- *Armatures de précontrainte*

Tableau III.4. 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	n_T	15	19
Section d'un câble	S (mm²)	2250	2850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80	90
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1860	1860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1653	1653
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1487.7	1487.7
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})	3×10^{-3}	
Coefficient de frott de courbure	f (rd^{-1})	0.2	
Module d'élasticité	E_p (MPa)	195000	
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5	
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2	

III.4 CONCLUSION

Ce chapitre a permis de définir les hypothèses de base ainsi que les caractéristiques des matériaux. Ces données serviront de fondement aux calculs ultérieurs, et plus particulièrement à l'évaluation des charges et surcharges qui sera détaillée dans le chapitre suivant.

Chapitre IV

CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1.1 Charges permanentes (poids propre des voussoirs)

Elément	Densité (kN/m³)	Surface (m²)	Longueur (m)	Nombre	Poids (KN)
VC	25	10.0589	5 m	162	203692.72
VSP	25	10.3112	8 m	16	32995.84
VDC	25	10.0589	2 m	17	8550.06
VSC	25	10.3112	4 m	2	2062.24
Poids propre total des voussoirs					247300.86

IV.1.2 Charges complémentaires permanentes CCP

Elément	Poids volumique (KN/m3)	Surface (m²)	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Ballast	20	5.2862	105.724	103609.52
Rail UIC60	/	/	0.6	2352
Travers	/	/	4.2	8232
Chape d'étanchéités	25	0.64	16	15680
Garde-corps	/	/	1	1960
Caténaire	/	/	2.4	4704
Corniche	25	0.25	6.25	12250
Totale				148787.52

IV.1.3 Poids total du tablier

Poids Total	
G_{PP} (KN)	247300.86
G_{CCP} (KN)	148787.52
G_{TOTALE} (KN)	396088.38

IV.1.4 Actions thermiques

L'ouvrage étant situé dans la région de Béjaïa (Algérie du Nord), caractérisée par un climat tempéré, les calculs intègrent une variation de température uniforme comprise entre **-15 °C et +35 °C** (RCPR, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les epreuves des ponts routes, 2009)**.**

La température initiale moyenne au moment de la construction est généralement estimée entre **+10 °C et +25 °C.**

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable est prise égale à **± 10° C** et la détermination des sollicitations dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux et de sol.

Donc :

$$\Delta T^{+} = +25\ °C \qquad \Delta T^{-} = -40\ °C$$

Pour le gradient thermique :

	Gradient (°C)	
	En phase de construction	**En service**
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

IV.1.5 Actions dues au vent

L'action du vent est modélisée par une pression statique horizontale agissant sur la surface latérale de l'ouvrage. Conformément au règlement, une valeur caractéristique de **2,00 kN/m²** est adoptée pour les vérifications de la structure en service.

IV.2 LES SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE

IV.2.1 Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire est modélisé par les caractéristiques cinématiques et pondérales des convois (charges, espacements, vitesse), tandis que le volume et la fréquence du trafic ne sont pris en compte que pour les vérifications de fatigue des structures. L'évaluation des effets maximaux repose sur l'application des schémas de charge standardisés (**LM71** et **SW**).

L'analyse structurelle considère trois configurations de chargement fondamentales :

- **LM71** : Modèle de charge normale.
- **LM71 + SW/0** : Combinaison pour charges lourdes sur travées continues.
- **SW/2** : Modèle de charge lourde spécifique.

Une fois ces chargements majorés par les coefficients dynamiques, ils sont complétés par les efforts horizontaux correspondants afin de constituer les actions globales représentatives de la circulation ferroviaire.

IV.2.2 Modèle de charge 71

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiqué à la figure suivante :

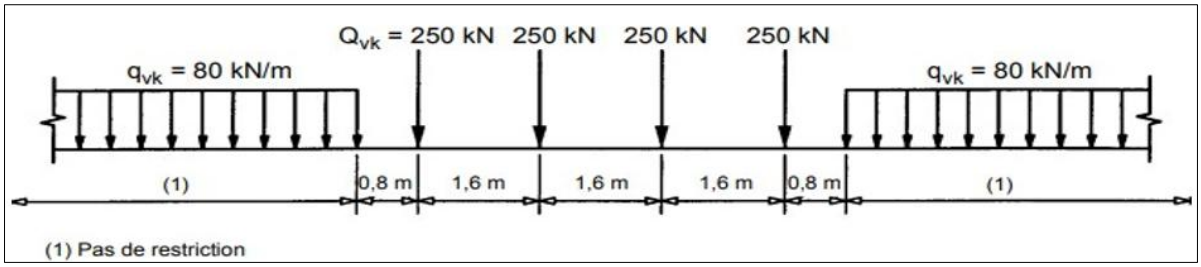


Figure IV.1. Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

Les valeurs caractéristiques indiquées dans la figure sont multipliées par un coefficient α. Le coefficient α prend l'une des valeurs suivantes :

0.75 - 0.83 - 0.91 - 1.00 - 1.10 - 1.21 - 1.33 - 1.46

On prend α =1.33

IV.2.3 Schémas de charges SW/0 et SW/2

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

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

La disposition des charges correspond au schéma suivant :

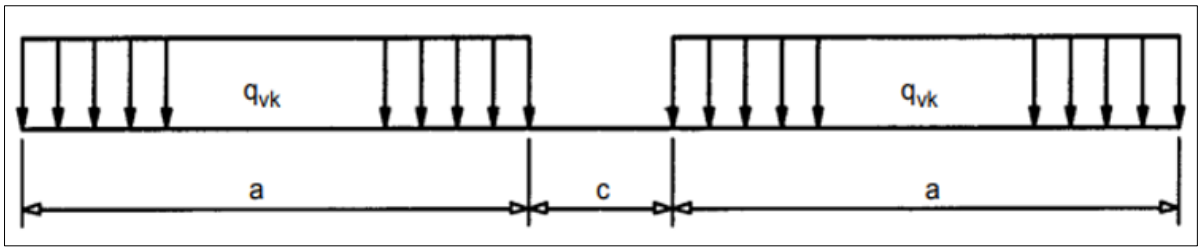


Figure IV.2. Modèles de charges SW/0 et SW/2

Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont données au tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeur caractéristiques des charges verticales de SW/0 et SW/2

Modèle de charges	q_{VK}(kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7

IV.2.3. Modèle de charges "Train à vide"

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "Train à vide". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de **10 kN/m**.

IV.2.4. Forces horizontales

1. Force centrifuge

Le dimensionnement du viaduc doit tenir compte des actions horizontales générées par la circulation des convois en courbe, notamment la force centrifuge, tout en considérant l'influence du dévers sur la répartition des charges verticales.

La force centrifuge doit toujours être combinée avec la charge verticale de trafic, Elle n'est pas multipliée par le coefficient Φ.

La valeur est déterminée à l'aide des formules :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r}(f \times Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r}(f \times q_{vk})$$

Avec :

- Q_{tk} , q_{tk} valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN, kN/m] ;
- Q_{vk}, q_{vk} valeurs caractéristiques des charges verticales (hors majoration pour effets dynamiques) pour les modèles de charge 71, SW/0, SW/2 et « train à vide »;
- f coefficient de réduction, sachant que :

$$f = \left[1 - \frac{V-120}{1000}\left(\frac{814}{V} + 1.75\right) \times (1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}})\right] = 0{,}79$$

- v vitesse maximale [m/s] ;
- V vitesse maximale = [160 km/h] ;
- g accélération de la pesanteur [9,81 m/s²] ;
- r rayon de courbure [1130 m].

Modèle de charge	**Force centrifuge Q_{tk} [kN]**	**Force centrifuge q_{tk} [kN/m]**
LM 71	35,23	11,27
SW/0	18,74	-
SW/2	21,14	-
Train à vide	1,4	-

2. Effort de lacet

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à $\mathrm{Qsk} = 100$ kN. Elle n'est pas multipliée par le coefficient Φ.

Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient α.

Alors la valeur de calcul est : $\mathbf{Qsk = 133kN}$

3. Les actions imputables à la traction et au freinage

- **Force de traction :**

$$33\frac{kN}{m} \times L$$

$$33 \times 980 = 32340\ kN > 1000\ kN$$

On plafonne à la valeur limite de $1000\frac{kN}{m}$

$$Q_{lak} = \frac{1000}{980} = \mathbf{1.02\ \ kN/ml}$$

- **Force de freinage :**
  - Pour les schémas de charges 71 et SW/0 :

$$20\frac{kN}{m} \times L$$

$$20 \times 980 = 19600\ kN > 6000\ kN$$

On plafonne à la valeur limite de $6000\frac{kN}{m}$

$$Q_{lak} = \frac{6000}{980} = \mathbf{6.12\ \ kN/ml}$$

  - Pour le modèle de charges SW/2 :

$$35\frac{kN}{m} \times L$$

$$Q_{lak} = \mathbf{35\ \ kN/m}$$

Nota : Les valeurs caractéristiques des forces de traction et de freinage ne doivent pas être multipliées par le coefficient Φ.

Coefficient dynamique Φ

Le coefficient dynamique Φ qui augmente les effets de charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que $\Phi_2$ou Φ_3.

En général, le coefficient dynamique est défini comme en fonction de la qualité de la maintenance.

On a choisi une voie bénéficiant d'un maintenance standard.

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

avec : 1,00 ≤ Φ_3 ≤ 2,0

où : L_Φ longueur « déterminante » (longueur associée à Φ) définie au Tableau 6.2 NF EN 1991-2 en fonction de l'élément structurel.

$$L_\Phi = k \times L_m$$

$$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \cdots + L_n)$$

$$L_m = \frac{1}{17}(2 \times 40 + 15 \times 60) = 57.64\ m$$

$n = 17 > 5 \Longrightarrow$ k=1.5

D'où :

$$L_\Phi = 1.5 \times 57.64 \ = 86.47\ m$$

D'où :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{86.47 - 0.2}} + 0.73$$

$$\Phi_3 = 0.96$$

1,00≤ Φ_3 ≤ 2,00 ;

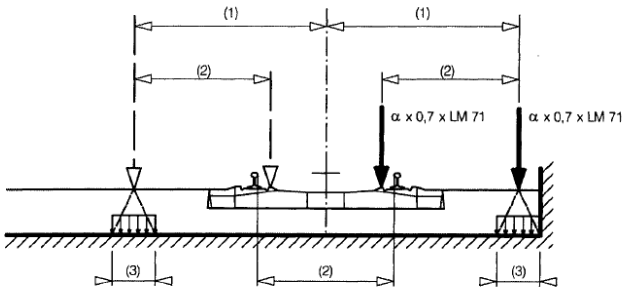
D'où on prend la valeur $\boldsymbol{\Phi_3 = 1}$

Déraillement

Les structures ferroviaires doivent être conçues de manière à garantir qu'en cas de déraillement, les dommages subis par l'ouvrage (notamment le basculement ou l'effondrement global de la structure) soient limités au strict minimum. Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle.

Deux situations de projet sont à considérer :

- situation de projet I : Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant dans l'emprise des voies sur le tablier du pont, avec des véhicules retenus par le rail contigu ou le bord relevé de la dalle ;



Légende

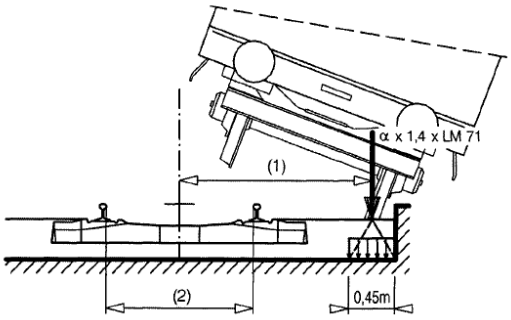
(1) max. 1,5*s* ou moins si au contact du bord relevé de la dalle

(2) Écartement des rails *s*

(3) Dans le cas des tabliers ballastés, on peut admettre que les forces ponctuelles sont réparties sur un carré de 450 mm de côté à la surface du tablier.

Figure IV.3. Situation de projet I

– situation de projet II : Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés restant en équilibre sur le bord du pont et chargeant le bord du tablier (à l'exclusion des éléments non structuraux tels que les passerelles de service).



Légende

(1) Charge s'exerçant sur le bord de la structure

(2) Écartement des rails *s*

Figure IV.4. Situation de projet II

Nota : la charge équivalente mentionnée doit être prise en considération uniquement pour déterminer la résistance ultime et la stabilité de la structure dans son ensemble. Il n’est pas nécessaire de dimensionner les éléments de structure mineurs pour cette charge.

Les situations de calcul I et II doivent être examinées séparément. Il n'est pas nécessaire d'envisager une combinaison de ces charges.

Dans les situations de calcul I et II, les autres actions du trafic ferroviaire doivent être négligées pour la voie soumise aux actions d'un déraillement.

IV.2.5. Combinaisons d'actions et de coefficients partiels appropries

1. Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples

Tableau IV.2. Extrait table 6.11 EN1991-2, Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
						2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
1	2	≥ 3	Nbre de voies char-gées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71[a] SW/0[ab] HSLM[cd]	SW/2[ae]	Train à vide	Traction freinage[a]	Effort centrifu-ge[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^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		$0,5^f$ $0,5^f$	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

Nota : En raison de la similitude du groupe 13/14 avec le 11/12 et du 21/22 avec le 23/24, les groupes supposés pour le calcul sont : gr11.12.16.17.21.22.26 et 27.

Tel que :

Pour l'étude longitudinale on utilise : gr11.16.21 et 26.

Pour l'étude transversale on utilise : gr12.17.22 et 27.

2. Les combinaisons de charges

- **Etat limite ultime**

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G.j}\,.\,G_{k.j}\ +\gamma_p P+\gamma_{Q.1}\,Q_{k.1}+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q.i}\,.\,\psi_{0.i}\,.\,Q_{k.i}$$

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

- **Etat limite de service**

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

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

- **Situation accidentelle (non sismique)**

$$\sum_{j\geq 1}G_{k.j}+P+A_d+(\psi_{1.1}\ ou\ \psi_{2.1})\,Q_{k.1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q.i}\,.\,\psi_{2.i}\,.\,Q_{k.i}$$

$\psi_{1.1}$: facteur de la combinaison fréquente.

$\psi_{1.2}$: facteurs de la combinaison quasi permanente.

$\psi_{1.1}$ et $\psi_{1.2}$ sont spécifiés dans les tableaux 1 et 2 de l'Annexe A du Code UIC 776-1.

- **Situation accidentelle (sismique)**

Afin de prendre en compte l'incertitude directionnelle de l'action sismique, les forces sont combinées suivant les trois axes orthogonaux (*X*, *Y* et *Z*). L'effet maximal probable (*E*) est déterminé par la superposition des réponses indépendantes E_x, E_y et E_z. Pour garantir une enveloppe de sécurité, la règle de combinaison prévoit de cumuler la totalité de l'action dans une direction principale avec une fraction de 30 % des actions agissant dans les deux autres directions, selon les relations suivantes:

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

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

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

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

Après avoir choisi la meilleure conception pour ce viaduc, à savoir un tablier construit par des voussoirs préfabriquées construit par encorbellement successif, l'étude s'appuie sur une modélisation évolutive. Les calculs simulent la cinématique de montage où chaque fléau, stabilisé par un clouage provisoire, passe d'un système isostatique au système hyperstatique final après clavage.

V.2 STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1 Les phases de construction d'un fléau

1. La réalisation du Voussoir Sur Pile (VSP) et le clouage.
2. La pose symétrique des voussoirs préfabriqués.
3. Le fléau en fin de console, qui est la phase la plus sollicitée.
4. Le clavage**,** la fermeture des travées pour rendre l'ouvrage continu.

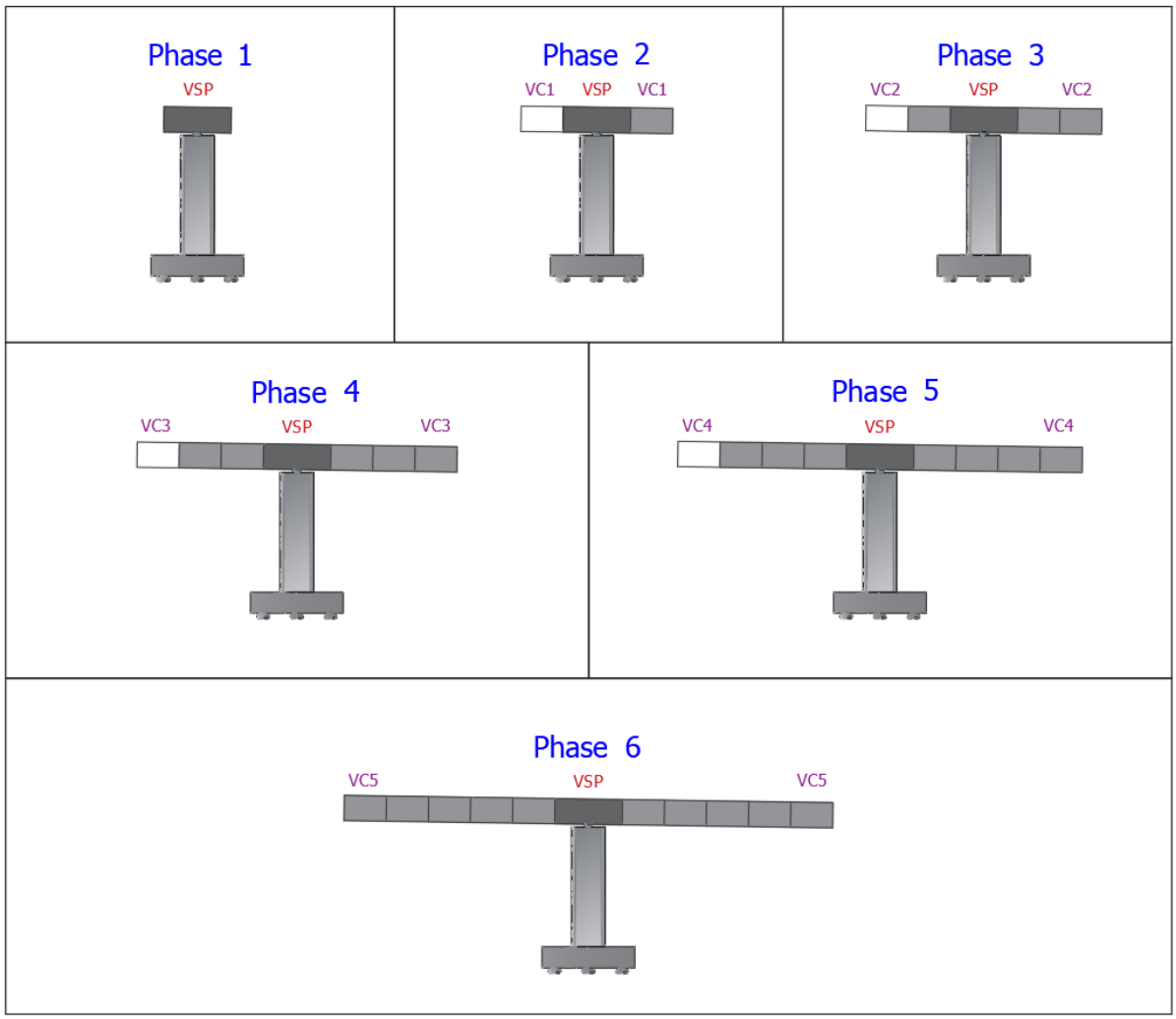


Figure V.1. Les phases de construction d'un fléau

V.2.2 Les actions à prendre en compte

- ***Pois propre de fléau***

Le poids G du fléau est calculé avec le poids volumique du béton à 25 kN/m^3 .

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2 % (G_{max}) alors que le poids de son symétrique est minoré de 2 % (G_{min}) .

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

Tableau V.1. Poids propre du fléau

Les phases	Demi fléau minoré		Demi fléau majoré	
	G (kN)	G_{min} (kN)	G (kN)	G_{max} (kN)
Phase 1	1031.12	1010.5	1031.12	1051.74
Phase 2	1031.12	1010.5	2288.48	2334.25
Phase 3	2288.48	2242.71	3545.84	3616.76
Phase 4	3545.84	3474.92	4803.20	4899.26
Phase 5	4803.20	4707.14	6060.56	6181.77
Phase 6	6060.56	5939.35	7317.93	7464.29

- ***Charge due au vent***

La portée de l'ouvrage étant inférieure à 120 m et le site n'étant pas soumis à des vents forts ou fréquents, l'action complémentaire du vent est considérée comme nulle.

$$\boldsymbol{Q_W = 0}.$$

- ***Charges du chantier connues***

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction. Pour les ouvrages préfabriqués, il s'agit des réactions des pieds de la poutre de lancement en cours de pose des voussoirs. Les caractéristiques de ces charges, notamment la position et l'intensité des réactions d'appui de la poutre de lancement, sont fournies par l'entreprise chargée de la réalisation.

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du coté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du coté opposé, on opte pour Q_{PRC1} =500 kN.

$$Q_{PRC1\,max} = 500 \times 1.06 \;\Rightarrow \boldsymbol{Q_{PRC1\,max} = 530\ \text{kN}}$$

$Q_{PRC1\,min} = 500 \times 0.96 \;\; \Rightarrow \boldsymbol{Q_{PRC1\,min} = 480}$ **kN**

- ***Charges du chantier aléatoires***

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

- Une charge répartie Q_{PRA1} de 200 N/m² sur un demi fléau dans les cas courants.
- Une charge concentrée Q_{PRA2} de (50+5b) kN appliquée en bout de fléau. à l'extrémité du dernier voussoir terminé ; cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel. etc.

Largeur de tablier : b = 12.8 m

$$\boldsymbol{Q_{PRA1} = 2.56\ kN/ml}$$

$$\boldsymbol{Q_{PRA2} = 114\ kN}$$

- ***Actions accidentelles***

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

$$F_A = (2 \times P_v) - P_v \Rightarrow \boldsymbol{F_A = 1257.36\ kN}$$

V.2.3 Combinaison d'actions

- ***Combinaison en situation temporaire de construction (type A)***

<u>Combinaison A1</u> : $1.1 \times (G_{max} + G_{min}) + 1.25 \times (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{PRC1\,max} + Q_{PRC1\,min})$

<u>Combinaison A2</u> : $0.9 \times (G_{max} + G_{min}) + 1.25 \times (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{PRC1\,max} + Q_{PRC1\,min})$

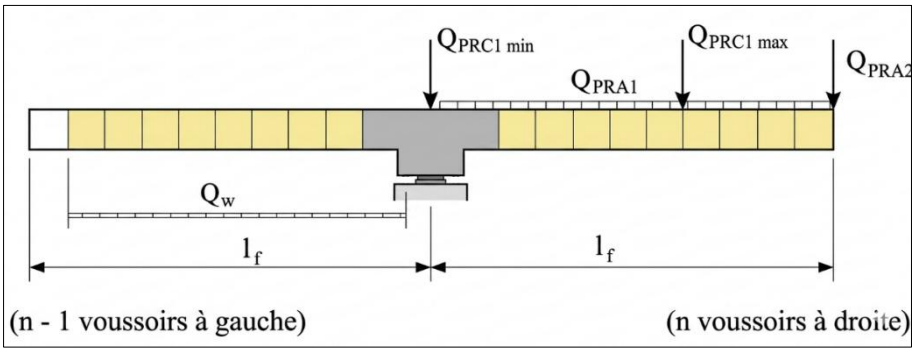


Figure V.2. .Situation temporaire de construction à considérer pour les ouvrages préfabriqués

- ***Combinaison en situation accidentelle de construction (type B)***

Combinaison B_1 : $1.1 \times (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1\,max} + Q_{PRC1\,min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$

Combinaison B_2 : $0.9 \times (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1\,max} + Q_{PRC1\,min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$

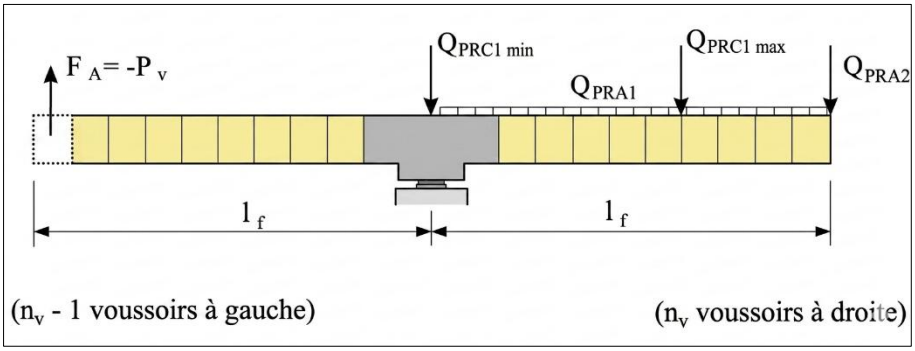


Figure V.3. Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages préfabriqués

V.2.4 Evaluation des efforts

L'évaluation des sollicitations est réalisée via une modélisation aux éléments finis sur le logiciel **Midas Civil**. Le tablier est modélisé selon un schéma d'un fléau afin de simuler son comportement en phase de construction.

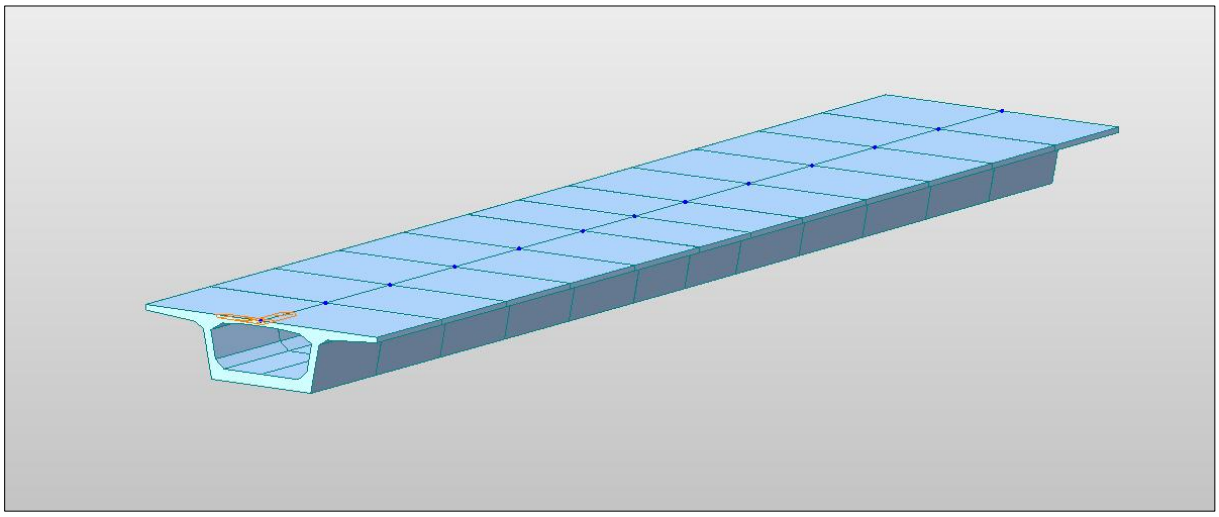


Figure V.4. Le fléau modélisé par le logiciel Midas

Les diagrammes des efforts sont joints dans l'annexe A.

Les efforts obtenus sont synthétisés dans le tableau ci-après :

Tableau V.2. Evaluation des sollicitations du fléau

Position	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (MN.m)	N (MN)	M (MN.m)	N (MN)	M (MN.m)	N (MN)	M (MN.m)	N (MN)
AxeVSP	140.43	9.11	118.79	7.62	136.16	8.93	114.51	7.44
Fin VSP	106.29	7.96	90.20	6.68	102.73	7.79	86.64	6.50
Fin V01	70.05	6.53	59.76	5.50	67.37	6.36	57.07	5.33
Fin V02	40.97	5.10	35.18	4.33	39.15	4.93	33.36	4.16
Fin V03	19.05	3.67	16.48	3.15	18.07	3.5	15.50	2.99
Fin V04	4.29	2.24	3.65	1.98	4.14	2.07	3.50	1.82
Fin V05	0.00	0.14	0.00	0.14	0.00	0.11	0.00	0.11

V.3 STABILISATION DU FLEAU PAR CLOUAGE PAR PRECONTRAINTE

Pour la stabilité du fléau, on analyse les sollicitations résultantes M et N issues des combinaisons A_1 A_2 B_1 B_2. Le calcul débute par la détermination de l'excentricité de la résultante $e_0 = M/N$, laquelle est comparée à la géométrie du dispositif de sécurité : e (entraxe des cales d'appui provisoires) et d (bras de levier entre un câble et la file de cales opposée).

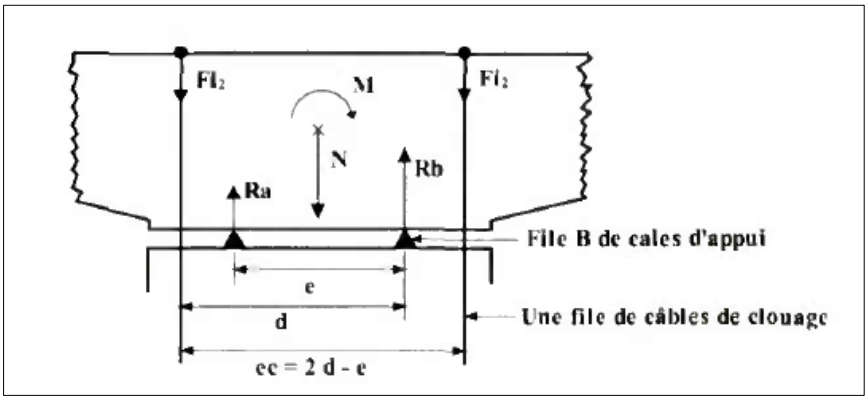


Figure V.5. Géométrie du système de clouage

- **Dans le cas où $M/N < e/2$:** le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires, on dispose toutefois par sécurité au minimum de deux paires de câbles.

- **Dans le cas où $M/N > e/2$:** des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau (risque de basculement).

On fixe les dimensions de la tête de la pile comme suit : $e = 3.5m$; $^{e}/_{2} = 1.75m$; $d = 4m$.

On résume les résultats de M/N dans le tableau suivant :

Tableau V.3. M/N des différentes combinaisons et comparaison avec l'entraxe

Combinaison	ΔM (MN.m)	ΔN (MN)	$\Delta M/\Delta N$	$e/2$	Remarque
A1	31.30	16.24	1.93	1.75	Risque
A2	26.88	13.56	1.98	1.75	Risque
B1	66.37	14.68	4.52	1.75	Risque
B2	61.95	12.00	5.16	175	Risque

V.3.1 Calcul de nombre de câbles

D'après les résultats obtenus, les câbles verticaux de précontrainte sont indispensables pour assurer la stabilité de la structure et éviter tout risque de basculement.

On distingue deux cas :

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

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N.

Le nombre de câble **n** est donné par la formule :

$$n \times s = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1-p) \times \sigma_{p0}}$$

Avec :

- p pertes de tension estimées à **25% ;**
- $\boldsymbol{f_{prg} = 1860\ MPa}$ pour un câble de 15T15s ;
- $\boldsymbol{f_{peg} = 1653\ MPa}$ pour un câble de 15T15s ;
- $\sigma_{p0} = \min(0.8\, f_{prg}; 0.9\, f_{peg})$ d'où $\boldsymbol{\sigma_{p0} = 1487.7\ MPa}$ **;**
- **$S_{câble15T15s}$= 2250 mm² .**

- **Situation accidentelle de construction (combinaison B)**

Le nombre de câble **n** est donné par la formule :

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

$$K = (1-p) \times \sigma_{p0} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p}[d^2 + (d-e)^2]$$

$\gamma_p = 1$ Situation accidentelle.

On résume les résultats dans ce tableau :

Tableau V.4. Nombre de câbles de clouage

Combinaison	A_1	A_2	B_1	B_2
Nombre de câbles	0.33	0.36	2.97	2.98

L'analyse de **la combinaison la plus défavorable B2** conduit au dimensionnement d'un système de clouage composé de **4 câbles de type 15T15s** (On retient le nombre maximum de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur).

Ces unités de précontrainte seront réparties symétriquement, à raison de **deux câbles par file**, afin d'assurer un équilibre statique optimal du fléau.

V.3.2 Calcul de la surface des cales

On calcule la surface des cales pour chaque combinaison et on adopte la plus grande surface, par la formule suivante :

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

Or:

$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i$ Si $R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i > 0$

$R_b = \frac{e}{K_1} \times \left(F_i \times K_4 + \frac{N \times K_3}{2e} + M\right)$ Si $R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i < O$

Avec :

$F_i = n \times (1-p) \times \sigma_{p0} \times s$

Et :

$K_1 = d^2 + (d - e)^2$

$K_2 = d^3 + e \times (2d - e) \times (d - e)$

$K_3 = 2 \times K_1 - e^2$

$K_4 = (2d - e) \times \frac{K_2}{e \times d^2}$

Et :

$f_{cmax} = Min(f_{c\,lim}\,; f_{cf})$

$f_{cf} = f_{c28} + 20MPa = 60MPa$

$f_{c\,lim}$ est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Les valeurs limites de fc lim

Type de combinaison a l'ELU	$f_{c\,lim}$
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0.61 à 0.65f_{cj}
Combinaison fondamentale avec actions variables	0.72 à 0.75f_{cj}
Combinaison accidentelles	0.94 à 0.98f_{cj}

Les résultats obtenues sont résumés dans ce tableau :

Tableau V.6. La surface des cales pour chaque combinaison

Combinaison	F_i (MN)	$R_a(MN)$	$R_b(MN)$	$f_{cmax}(MPa)$	S(m^2)
A1	5.02	4.19	22.08	30	0.74
A2	5.02	14.2	19.48	30	0.65
B1	5.02	-6.60	29.68	39 .2	0.76
B2	5.02	-6.68	27.06	39.2	0.69

On opte donc à choisir la section **S= 0.76m²** pour le dimensionnement des cales.

Les dimensions des cales ainsi déterminées doivent être augmentées de 5 à 10 centimètres pour l'enrobage des frettes.

Donc on opte pour 4 cales de $(0.9 \times 1.0)m^2$ chacune.

V.4 AMENAGEMENT DU TETE DU PILE

La géométrie et la conception des têtes de piles sont étudiées pour intégrer les éléments fonctionnels suivants :

- **Appareils d'appui définitifs :** Des appareils d'appuis à pot d'élastomère assurant le comportement final de l'ouvrage.
- **Dispositifs provisoires de phase :** Comprenant les cales de stabilité (ou d'appui temporaires) ainsi que les câbles de clouage indispensables à la phase de fléau.
- **Zones de vérinage :** Espaces dédiés aux vérins pour le réglage altimétrique des fléaux durant les travaux ou pour le remplacement ultérieur des appareils d'appui.
- **Maintenance et inspection :** Aménagements et accès requis pour le contrôle et la visite des appareils d'appui en phase d'exploitation.

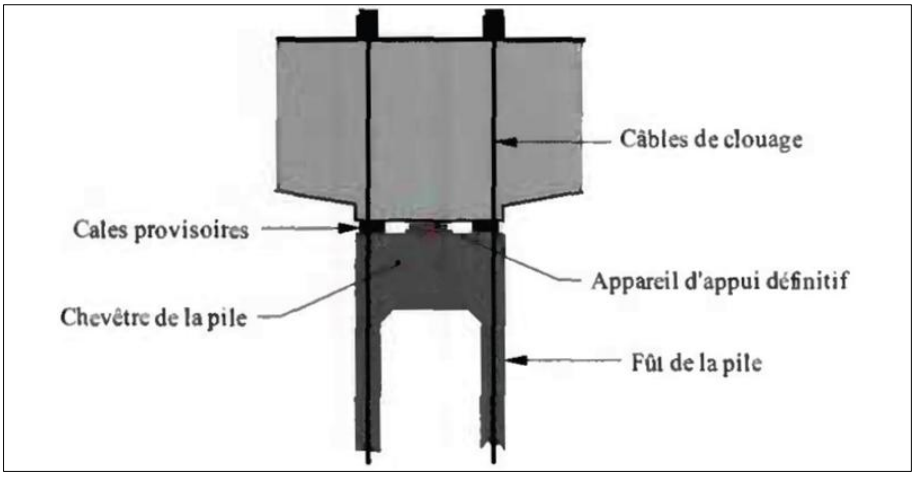


Figure V.6. Coupe du Voussoir Sur Pile VSP avec ses câbles de clouage

V.5 CONCLUSION

En somme, l'étude du tablier suit l'évolution du schéma statique de l'ouvrage, passant d'un état isostatique durant l'exécution des fléaux à un état hyperstatique après clavage. Une fois les enveloppes de sollicitations établies pour ces deux phases, l'étape suivante consiste à dimensionner la précontrainte de manière à équilibrer efficacement les efforts agissant sur la structure.

Chapitre VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1 INTRODUCTION

Le dimensionnement de la précontrainte est l'étape cruciale garantissant la résistance et la stabilité du viaduc durant ses différentes phases de vie. L'étude s'articule autour de deux systèmes complémentaires adaptés à l'évolution du schéma statique de l'ouvrage :

- **Les câbles de fléau :** Mis en œuvre progressivement lors de la phase isostatique, ils sont disposés en fibre supérieure pour équilibrer les moments de console dus au poids propre des voussoirs.
- **Les câbles de continuité :** Mis en tension après le clavage des travées, ils assurent le comportement hyperstatique final. Placés majoritairement en fibre inférieure, ils reprennent les charges d'exploitation et les effets différés.

Ce chapitre détaille le choix des unités, le calcul des pertes de tension et la vérification des contraintes réglementaires sous les combinaisons les plus défavorables.

VI.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1 Détermination du nombre des câbles du fléau

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

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

Avec :

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

- ***Evaluation de l'effort de précontrainte P0***

- $f_{prg} = 1860\ MPa$ pour un câble de 19T15s ;
- $f_{peg} = 1653\ MPa$ pour un câble de 19T15s ;
- $\sigma_{p0} = \min(0.8\ f_{prg}; 0.9\ f_{peg})$ d'où $\boldsymbol{\sigma_{p0} = 1487.7\ MPa}$;
- **$S_{câble19T15s}$= 2850 mm²** .

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S = \mathbf{4.24\ MN}$$

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

L'effort de la précontrainte est calculé selon la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M.v}{I}}{(\frac{e.v}{I} + \frac{1}{S})}$$

Avec :

- M : Le moment fléchissant dû au poids propre et surcharges de construction ;
- v : Distance du CDG de section à la fibre supérieur ;
- I : Le moment d'inertie de la section ;
- e : Excentricité du câble par rapport au CDG de la section $e = v - d$;
- S : Section droite du voussoir.

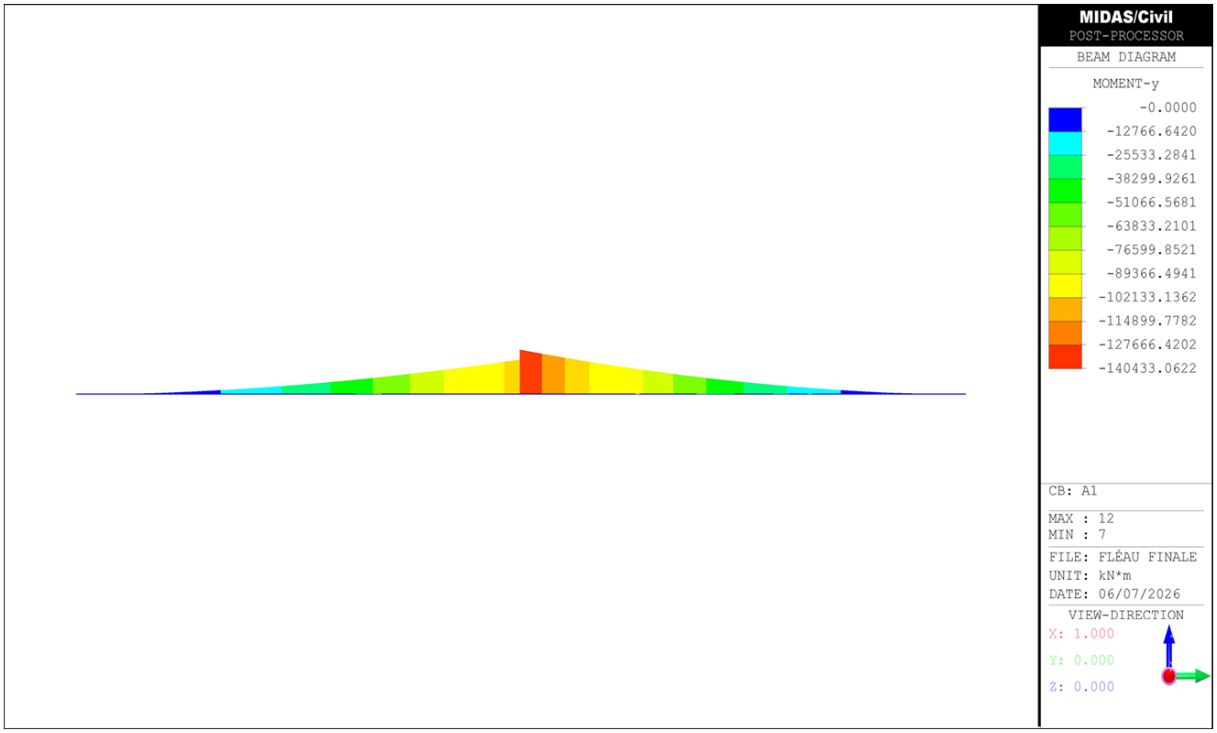


Figure VI.1.Le moment de dimensionnement, moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison A1 (kN.m)

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

Phase	X (m)	M (MN.m)	S (m²)	I (m⁴)	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenu	N/âme
Axe VSP	0.00	140.43	10.31	20.28	1.47	1.32	52.83	16.61	18	9
Fin VSP	4.00	106.29	10.31	20.28	1.47	1.32	39.99	12.58	14	7
Fin V_1	9.00	70.05	10.06	21.51	1.56	1.41	25.19	7.93	10	5
Fin V_2	14.00	40.97	10.06	21.51	1.56	1.41	14.73	4.63	6	3
Fin V_3	19.00	19.05	10.06	21.51	1.56	1.41	6.85	2.15	4	2
Fin V_4	24.00	4.29	10.06	21.51	1.56	1.41	1.53	0.48	2	1
Fin V_5	29.00	0.00	10.06	21.51	1.56	1.41	0	0	0	0

VI.2.2 Disposition et enrobage des câbles

Pour assurer une bonne mise en place du béton (cheminée de bétonnage) et éviter toute interaction entre paquets de gaines lors de la mise en tension, il est essentiel de respecter la distance minimale entre les conduits et l'enrobage.

Selon le BPEL 91, le diamètre de la gaine adéquate pour le 19T15 égale à 90 mm.

Espacement horizontale entre les extrémités de deux gaines :

$$e_h \geq 1.5\, \emptyset_g \Longrightarrow e_h \geq 0.135\, m$$

Espacement verticale entre les extrémités de deux gaines :

$$e_v \geq\ 1.2\, \emptyset_g \Longrightarrow e_v \geq 0.108\, m$$

L'enrobage :

$$C = \max\left(\frac{3}{4}a; \emptyset_g; d\right) \text{ avec : } d = 4cm\ ;\ a = \emptyset_g = 90mm \Longrightarrow C \geq 0.09\, m$$

VI.2.3 Disposition des ancrages

Selon le guide de Freyssinet, Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum. Ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais.

On considère dans ce qui suit que les ancrages sont disposés selon deux directions normales:

x et y, avec le petit côté de la tromplaque orienté selon l'axe y.

Notations:

- A, B dimensions en plan de la tromplaque (A≥B),
- a, b côtés du spécimen d'essai (a ≥b),
- x, y la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x et y,
- x', y' la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x et y,
- $f_{cm,o}$ la résistance moyenne à la compression mesurée sur cylindre avant tension.

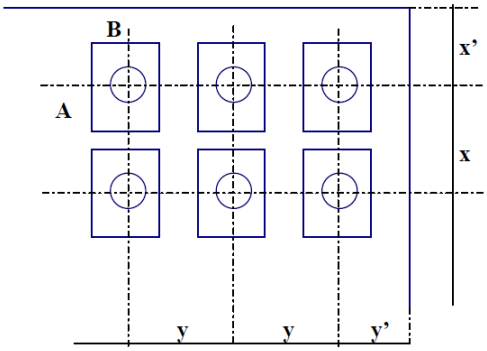


Figure VI.2. Disposition des ancrages selon Freyssinet

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes.

- $x \geq A + 30\ mm$
- $y \geq B + 30\ mm$
- $x.y \geq a.b$
- $x \geq 0.85\ a$
- $y \geq 0.85\ b$
- $x' \geq 0.5x + enrobage\ de\ béton - 10\ mm$
- $y' \geq 0.5y + enrobage\ de\ béton - 10\ mm$

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

	$\boldsymbol{a = b\ (mm)}$		
	$\boldsymbol{f_{cm,o}\ (MPa)}$		
Unité	24	44	60
19C15	530	400	380

Application numérique :

$19T15 \Rightarrow A = 300mm\,;B = 250\ mm$

$f_{c28} = 40MPa \ \Rightarrow f_{cm,o} = 40 + 8 = 48MPa$

$$\begin{Bmatrix} 44 \longrightarrow 400 \\ 48 \longrightarrow x \\ 60 \longrightarrow 380 \end{Bmatrix} \Longrightarrow x = 395mm \ \Rightarrow a = b = x$$

$x \geq 300 + 30 = 330\ mm$

$y \geq 250 + 30 = 280\ mm$

$x.y \geq a.b = 395 \times 395 = 156\ 025\ mm^2$

$x \geq 0.85 \times a = 335.75\ mm \ \Longrightarrow x = 470mm$

$y \geq 0.85 \times b = 335.75\ mm \ \Rightarrow y = 340\ mm$

$x' \geq 0.5 \times 470 + 90 - 10 = 315\ mm \ \Longrightarrow x' = 320\ mm$

$y' \geq 0.5 \times 340 + 90 - 10 = 250\ mm \ \Longrightarrow y' = 260\ mm$

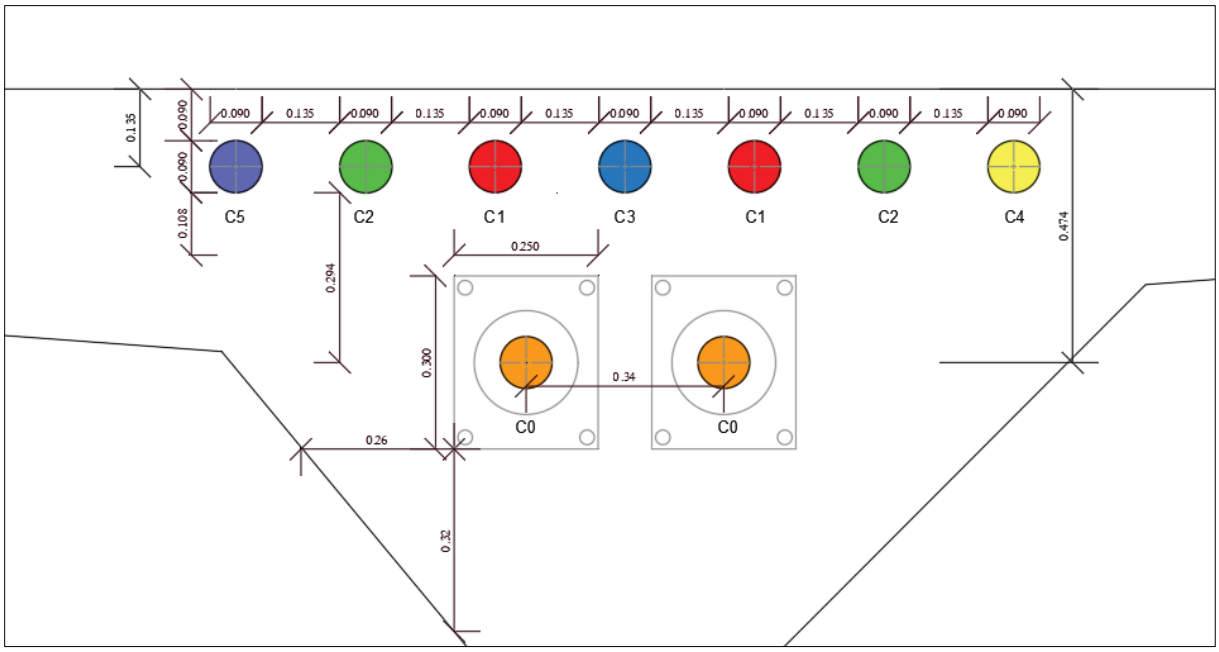


Figure VI.3. Disposition des câbles et encrage de fléau

VI.2.4 Tracé des câbles en plan

En vue en plan, les câbles de précontrainte sont majoritairement parallèles à l'axe longitudinal de la poutre-caisson. Leur tracé s'infléchit en « S » pour rejoindre les ancrages, à

l'exception des câbles déjà alignés verticalement avec leur point d'attache, qui restent rectilignes si possible.

Allure en plans des câbles du fléau :

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

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

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\boldsymbol{\beta = \tan^{-1}(\frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{x_i})}$

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\boldsymbol{\beta_{i+1} = \tan^{-1}(\frac{2\times(Z_{i+1})}{x_{i+1}})}$

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

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

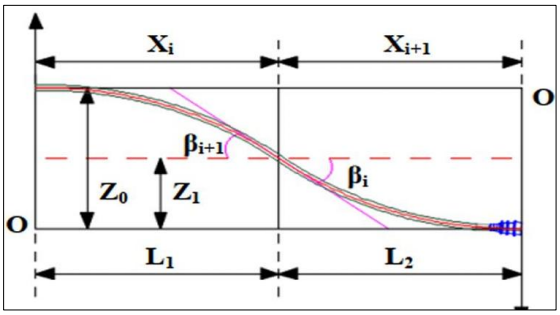


Figure VI.4. Tracé en plan des câbles de fléau

VI.2.5 Tracé des câbles en élévation

Le passage des câbles à travers les joints s'effectue de manière rectiligne et perpendiculaire à la surface de contact pour optimiser l'assemblage. Le raccordement entre ces sections droites est assuré par un tracé parabolique dont l'équation est :

$$\boldsymbol{y = d_0 + (d_1 + d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2}$$

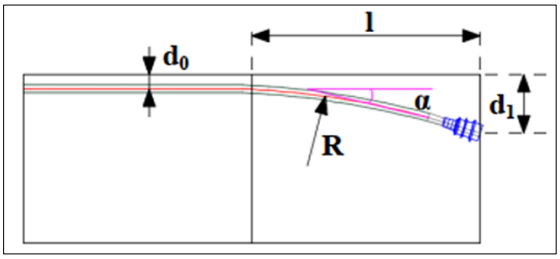


Figure VI.5. Tracé en élévation des câbles de fléau

$\boldsymbol{d_0}$ Distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;

$\boldsymbol{d_1}$ Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;

$\boldsymbol{l}$ Longueur d'un voussoir sur laquelle s'effectue la courbure ;

$\boldsymbol{R_{min}}$ Rayon minimal de câble 19T15 ($R_{min} = 10 \times \Phi_g = 9m$) ;

Le rayon de courbure en un point est: $\boldsymbol{R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}}$ **;**

L'angle de courbure au point d'ancrage est : $\boldsymbol{\alpha_n = \tan^{-1}(2 \times (d_1 - d_0)(\frac{x}{l^2}))}$**.**

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

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	β (rad)	z(x)
C0	Rectiligne en plan					
C1	0.045	0.022	2.5	138.88	0.179	$0.045 - (3.6 \times 10^{-3})x^2$
C3	0.172	0.086	2.5	36.33	0.068	$0.172 - 0.014x^2$
C2	0.278	0.139	2.5	22.48	0.110	$0.278 - 0.022x^2$
C5,C4	0.504	0.252	2.5	12.40	0.199	$0.504 - 0.04x^2$

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

Câbles	y_i (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R_c (m)	α (rad)	y(x)
C0	Rectiligne en plan					
C1,C2,C3,C4,C5	5	0.135	0.474	36.87	0.135	$0.135 + 0.0135x^2$

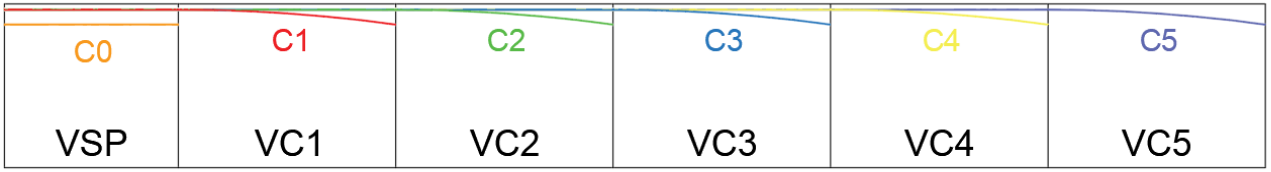


Figure VI.6. Tracé en élévation des câbles du fléau

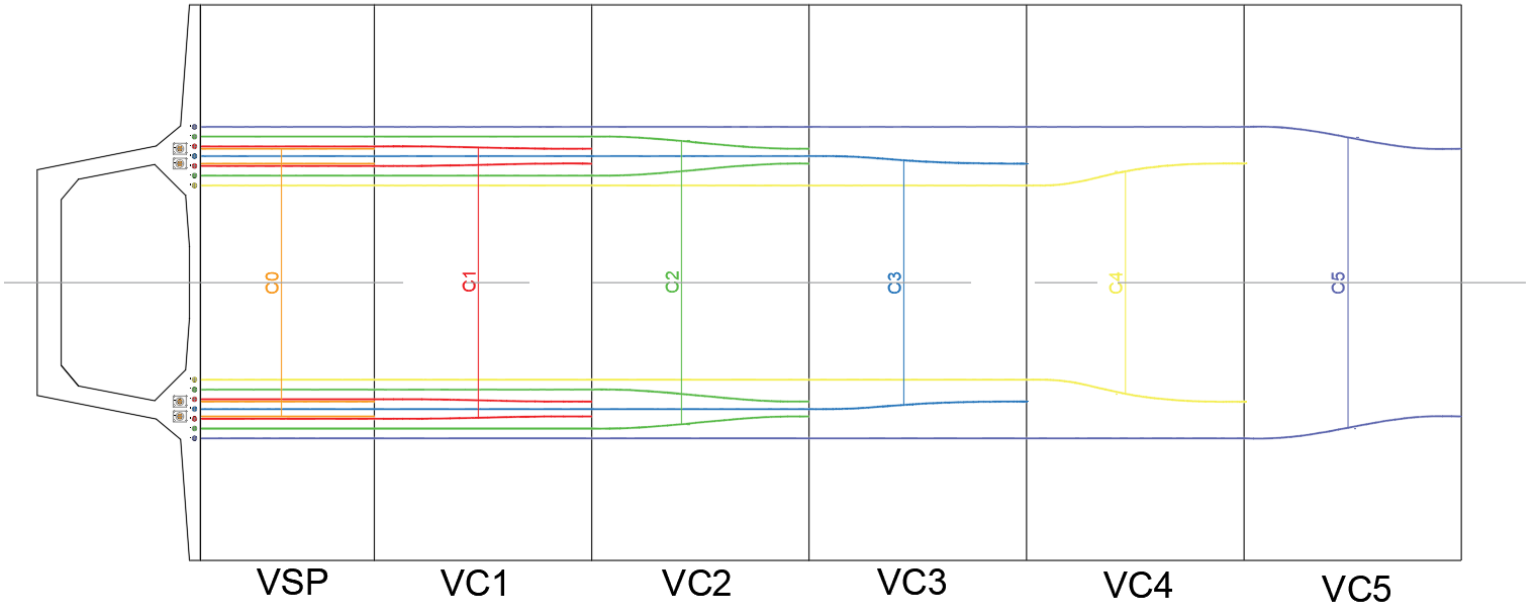


Figure VI.7. Tracé en plan des câbles du fléau

VI.3 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

Les câbles de continuité ont pour fonction principale de reprendre les sollicitations complémentaires agissant sur la structure après le clavage des fléaux. Dimensionnés pour s'opposer aux moments fléchissants positifs (en travée), ces câbles sont disposés au niveau des goussets inférieurs et ancrés dans des bossages spécifiques situés à la jonction entre l'âme et le hourdis inférieur.

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

Pour équilibrer les moments positifs en travée principale, l'effort de précontrainte de continuité est déterminé à partir de la valeur maximale du moment fléchissant, en utilisant les formules ci-après :

$$P = \frac{\frac{M.v'}{I}}{(\frac{e.v'}{I} + \frac{1}{S})}$$

Avec :

- M : Le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable ;
- v' : Distance du CDG de section à la fibre inférieure ;
- I : Le moment d'inertie de la section ;
- e : Excentricité du câble par rapport au CDG de la section $e = v' - d$;
- S : Section droite du voussoir.

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

Avec :

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

Application numérique :

$Mser = 126.122\ MN\ ; v' = 2.19\ m\ ; e = 2.04\ m\ ; S = 10{,}06\ m^2; I = 21.51\ m^4$

$\Longrightarrow P = 41.80\ MPa \ \Rightarrow n \geq 13.14\ \Rightarrow n_{retenu} = 14\ câbles$

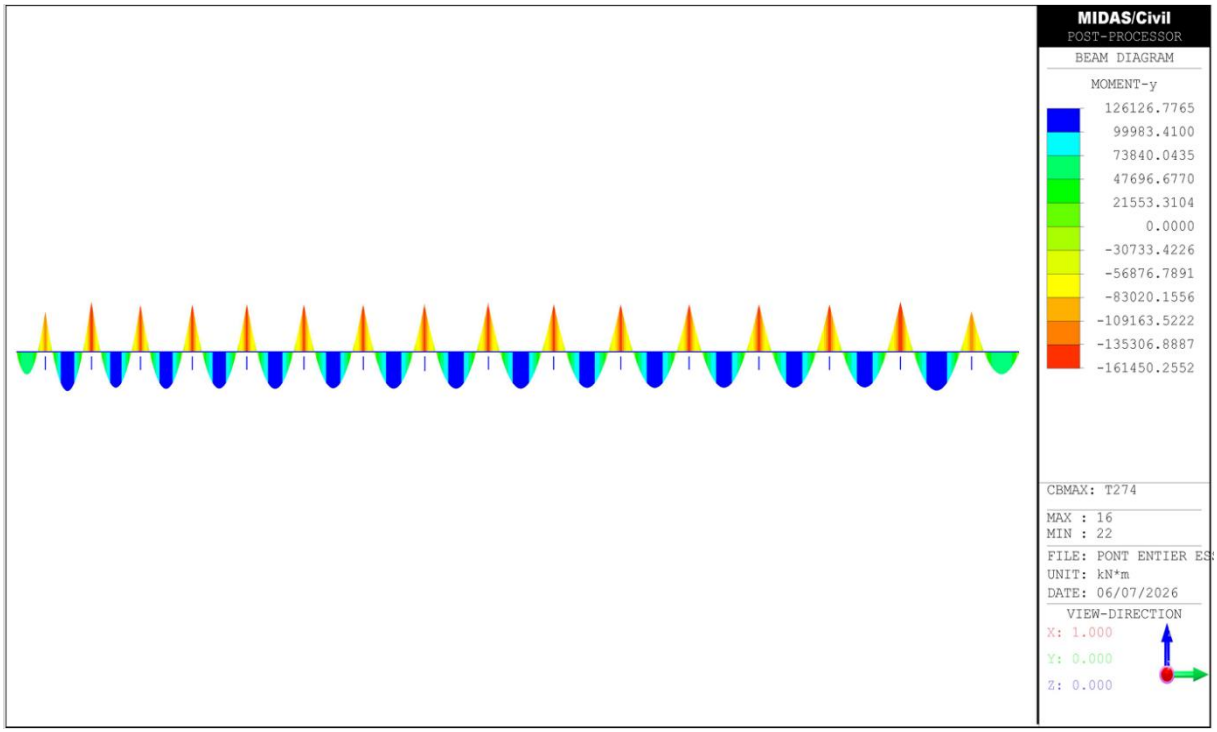


Figure VI.8. Moment de dimensionnement, moment fléchissant longitudinal maximum du travée principale (kN.m)

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

Phase	X (m)	M (MN.m)	S (m²)	I (m^4)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenu	N/âme
Axe VDC	0.00	126.12	10.06	21.51	2.19	2.04	41.80	13.14	14	7
Fin VDC	1.00	125.29	10.06	21.51	2.19	2.04	41.54	13.06	14	7
Fin V_5	6.00	111.76	10.06	21.51	2.19	2.04	37.05	11.65	12	6
Fin V_4	11.00	81.76	10.06	21.51	2.19	2.04	27.10	8.52	10	5
Fin V_3	16.00	35.32	10.06	21.51	2.19	2.04	11.71	3.68	6	3
Fin V_2	21.00	-25.75	10.06	21.51	2.19	2.04	-8.53	0	2	1
Fin V_1	26.00	-97.47	10.06	21.51	2.19	2.04	-32.3	0	0	0

- ***Disposition des câbles***

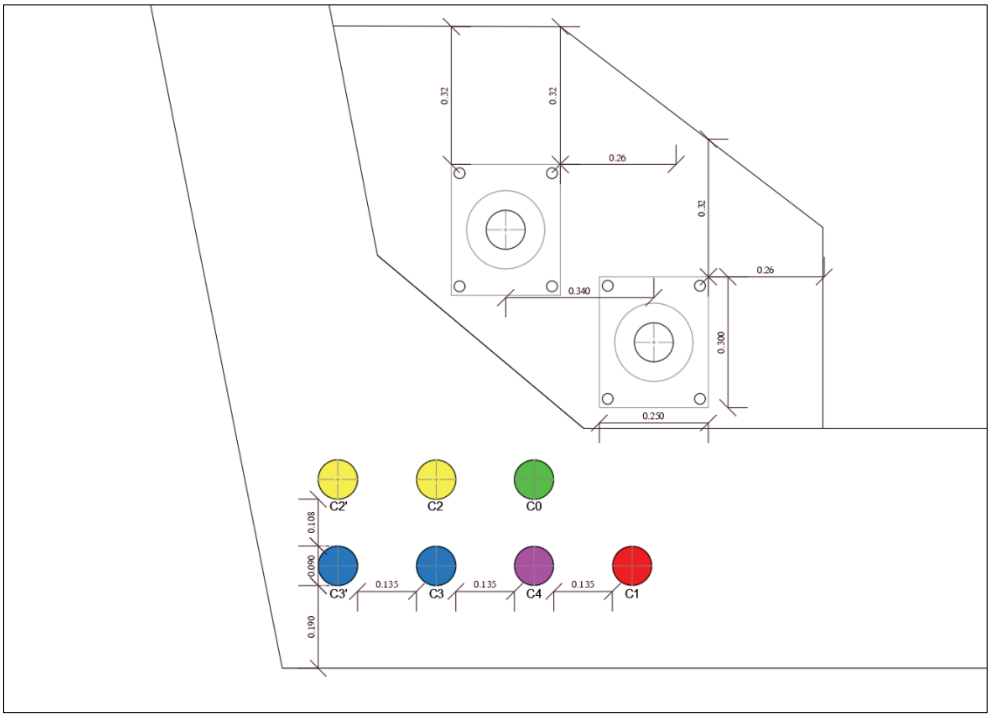


Figure VI.9. Disposition des câbles de continuité en travée principale

- ***Tracé des câbles de continuité***

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 (m)	R_i (m)	β (rad)	z(x)
C0, C4	0.065	0.0325	2.5	96.15	0.026	$0.065 - (5.2 \times 10^{-3})x^2$
C1	0.045	0.0225	2.5	138.88	0.018	$0.045 - (3.6 \times 10^{-3})x^2$
C2, C3	0.5	0.25	2.5	12.50	0.197	$0.5 - 0.04x^2$
C2', C3'	0.385	0.1925	2.5	16.23	0.153	$0.385 - 0.03x^2$

Tableau VI.7. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale

Câbles	y_i (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R_i (m)	α (rad)	y(x)
C0, C2, C2'	5	0.433	0.747	39.80	0.125	$0.433 + 0.0125x^2$
C1, C3, C3', C4	5	0.235	1.005	16.23	0.298	$0.235 + 0.031x^2$

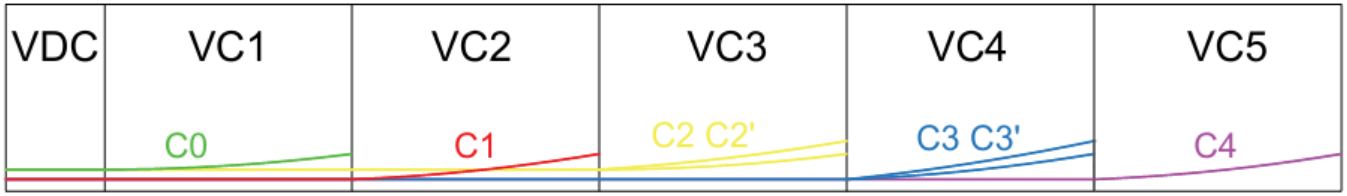


Figure VI.10. Tracé en élévation des câbles de continuité en travée principale

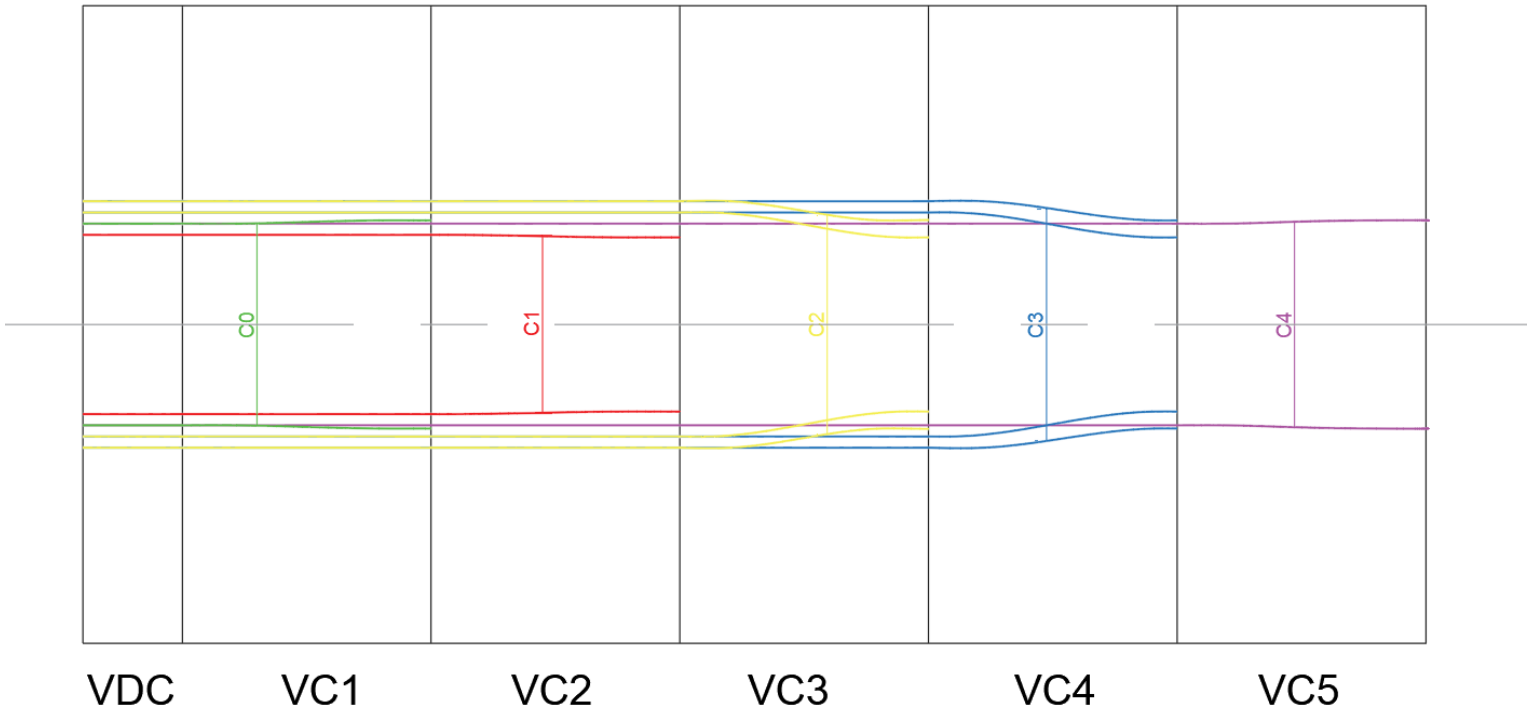


Figure VI.11. Tracé en plan des câbles de continuité en travée principale

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

La liaison entre les travées de rive et les fléaux est assurée par des câbles de continuité. leur dimensionnement repose sur les mêmes principes de calcul que les câbles de continuité des travées principales.

Application numérique :

$Mser = 72.86\ MN\ ; v' = 2.19\ m\ ; e = 2.04\ m\ ; S = 10{,}06\ m^2\ ; I = 21.51\ m^4$

$\Longrightarrow P = 41.80\ MPa \ \Rightarrow n \geq 13.14\ \Rightarrow n_{retenu} = 14\ câbles$

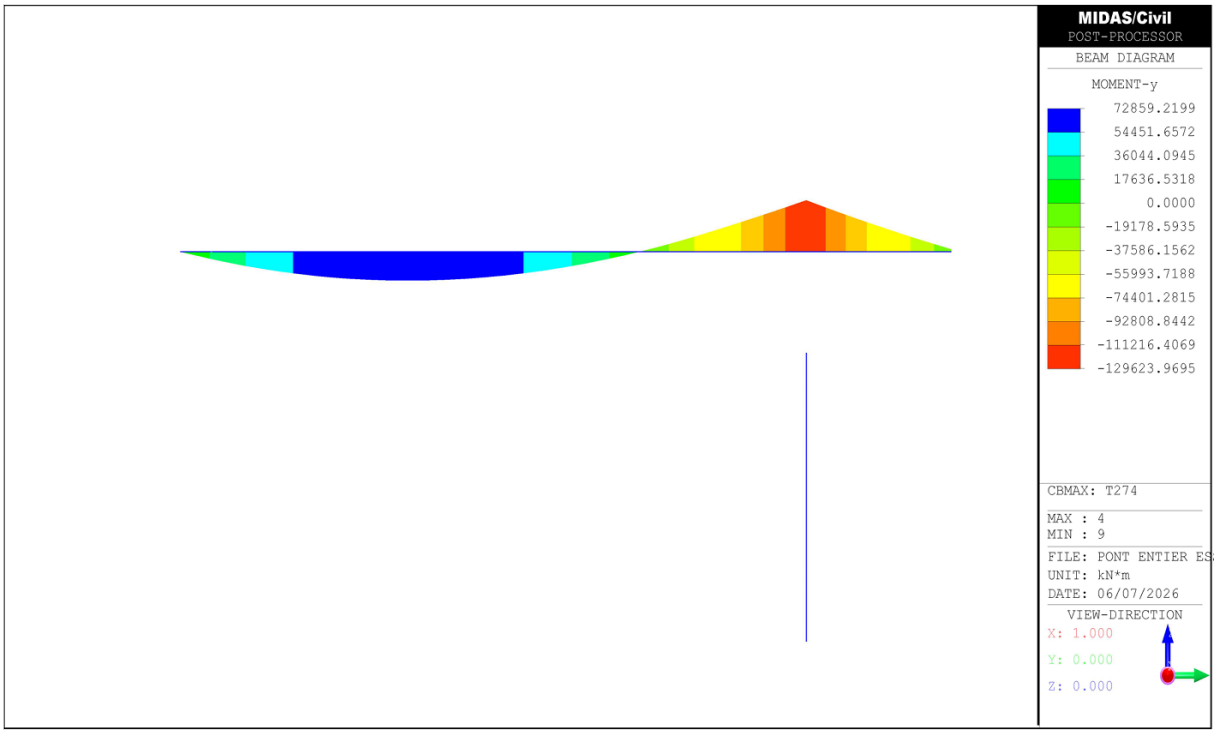


Figure VI.12. Moment fléchissant longitudinal maximum du travée du rive (kN.m)

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

Phase	X (m)	M (MN.m)	S (m²)	I (m^4)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenu	N/âme
Début VSC	0	0	10.31	20.28	2.28	2.13	0	0	0	0
Fin VSC	4.00	34.19	10.31	20.28	2.28	2.13	11.42	3.59	4	2
Fin V_1	9	61.91	10.06	21.51	2.19	2.04	20.52	6.45	8	4
Fin VDC	11	68.28	10.06	21.51	2.19	2.04	22.63	7.11	8	4
Fin V_5	16	72.86	10.06	21.51	2.19	2.04	24.15	7.59	8	4
Fin V_4	21	59.99	10.06	21.51	2.19	2.04	19.88	6.25	8	4
Fin V_3	26	30.82	10.06	21.51	2.19	2.04	10.22	3.21	4	2
Fin V_2	31	-14.91	10.06	21.51	2.19	2.04	-4.94	0	0	0
Fin V_1	36	-75.47	10.06	21.51	2.19	2.04	-23.3	0	0	0
Axe VSP	40	-129.62	10.31	20.28	2.28	2.13	-40.4	0	0	0

- ***Disposition des câbles***

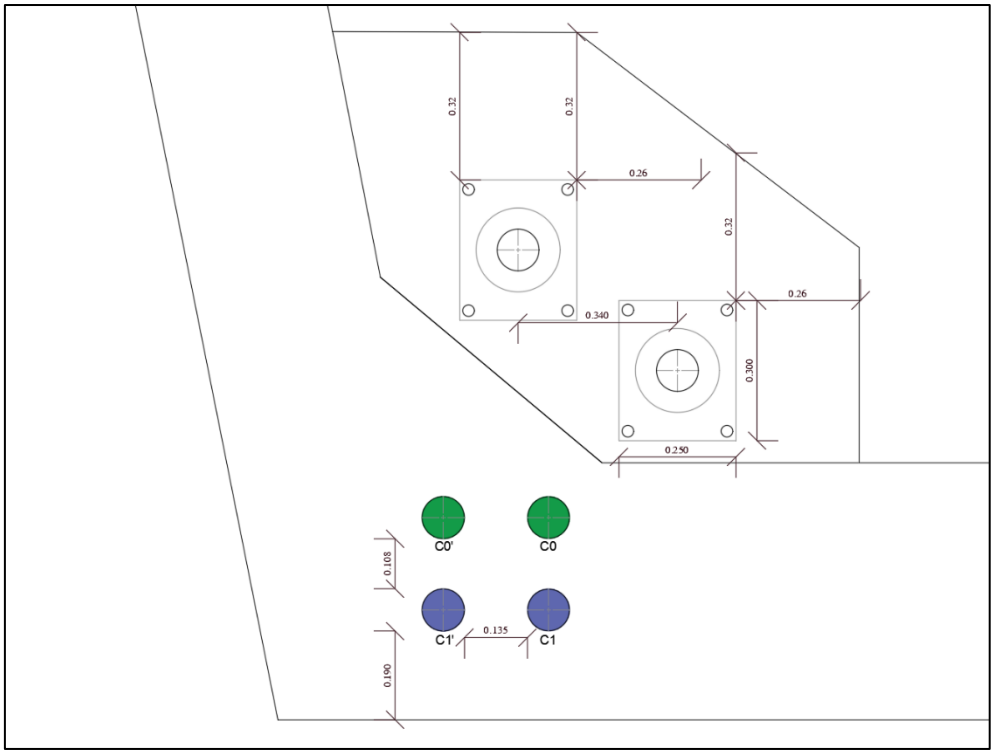


Figure VI.13. Disposition des câbles de continuité en travée de rive

- ***Tracé des câbles de continuité***

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 (m)	R_i (m)	β (rad)	z(x)
C0, C1	0.275	0.1375	2.5	22.73	0.109	$0.275 - 0.022x^2$
C0', C1'	0.160	0.08	2.5	39.06	0.064	$0.16 - 0.013x^2$

Tableau VI.10. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive

Câbles	y_i (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R_i (m)	α (rad)	y(x)
C0, C0'	5	0.433	0.747	39.80	0.125	$0.433 + 0.0125x^2$
C1, C1'	5	0.235	1.005	16.23	0.298	$0.235 + 0.031x^2$

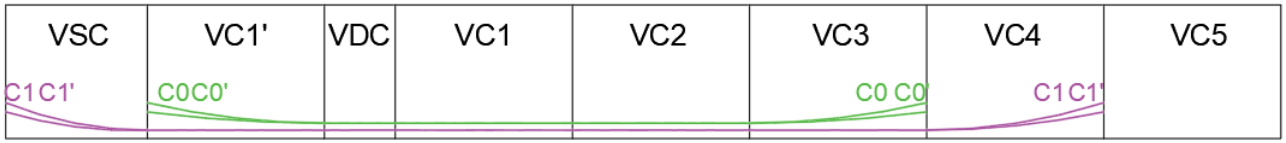


Figure VI.14. Tracé en élévation des câbles de continuité en travée de rive

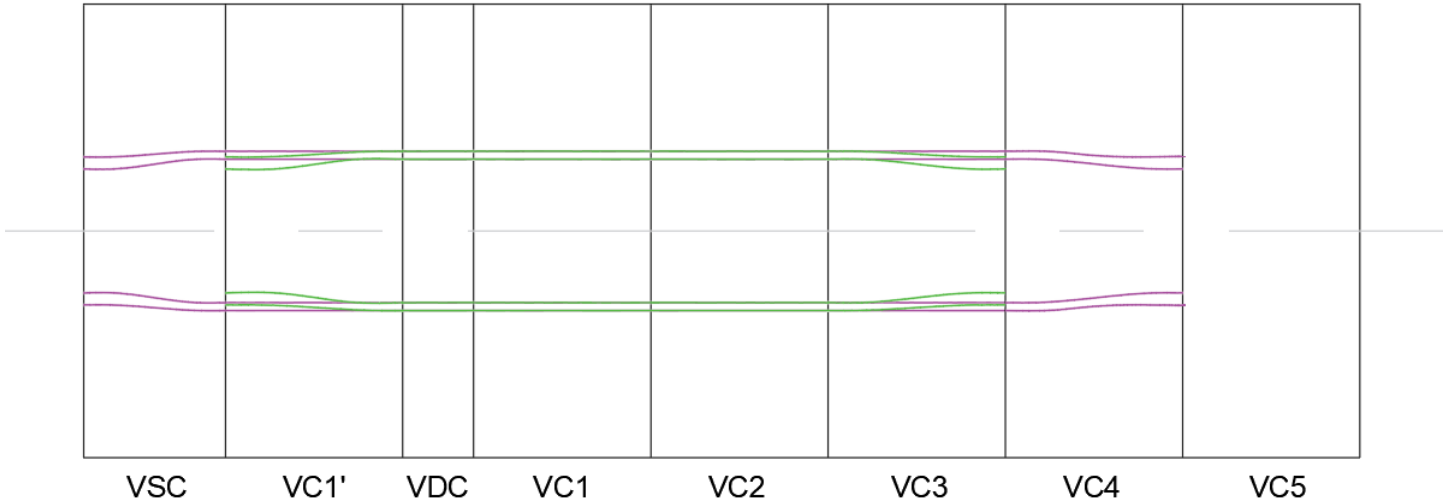


Figure VI.15. Tracé en plan des câbles de continuité en travée de rive

VI.4 EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Contrairement au béton armé classique, où la contrainte de travail de l'acier est simplement fixée à une fraction de sa limite élastique, le calcul des aciers de précontrainte est nettement plus complexe. On ne peut pas se contenter d'une valeur réglementaire statique, car la force de précontrainte initialement appliquée n'est pas celle qui agira réellement sur la structure à long terme.

En effet, plusieurs phénomènes physiques viennent "consommer" une partie de cette tension initiale. Ces pertes de précontrainte se divisent en deux catégories distinctes selon leur chronologie :

1. Les pertes instantanées

Elles se produisent immédiatement lors de la mise en tension ou lors du transfert de la force au béton. Elles incluent :

- Le frottement du câble contre sa gaine (particulièrement dans les tracés courbes).
- Le recul d'ancrage, dû au glissement des clavettes au moment du blocage.
- Le raccourcissement élastique du béton (ou la non-simultanéité de la mise en tension des différents câbles).

2. Les pertes différées

Ces pertes évoluent lentement dans le temps et ne stabilisent leur valeur maximale qu'après plusieurs mois, voire plusieurs années. Elles résultent de propriétés intrinsèques aux matériaux :

- Le retrait du béton (évaporation de l'eau excédentaire).
- Le fluage du béton (déformation lente sous charge permanente).
- La relaxation des aciers (diminution naturelle de la tension de l'acier à longueur constante).

L'objet est donc d'évaluer avec précision chacune de ces chutes de tension afin de garantir que la force résiduelle (la précontrainte finale) soit suffisante pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage durant toute sa durée de vie.

VI.4.1 Perte de tension instantanée

- ***Perte de tension par frottement***

Ces pertes de tension se manifestent lors de la mise en tension des armatures. Elles résultent du contact entre le câble et sa gaine, ce qui freine le déplacement du premier à l'intérieur de la seconde. On distingue deux origines à ce frottement :

- **L'effet de courbure :** Pour les câbles ayant un tracé courbe, le changement de direction impose une pression du câble contre la paroi de la gaine, créant une résistance proportionnelle à l'angle de déviation.
- **L'effet de déviations parasites :** Même dans les parties théoriquement rectilignes, le tracé réel présente toujours de légères ondulations involontaires dues aux imprécisions de pose ou à la rigidité des gaines.

Le BPEL synthétise ces deux phénomènes par la formule exponentielle suivante :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_f}(\boldsymbol{x}) = \boldsymbol{\sigma_{p0}}.\left(\mathbf{1} - \boldsymbol{e}^{-(\boldsymbol{f}.\boldsymbol{\theta}+\boldsymbol{\varphi}.\boldsymbol{x})}\right)$$

$\boldsymbol{f}$**:** coefficient de frottement courbe ($f = 0.18\ rd^{-1}$).

$\boldsymbol{\varphi}$: coefficient de frottement en ligne ($\varphi = 0.002\ m^{-1}$).

$\boldsymbol{\theta}$: déviation angulaire cumulée à l'abscisse x (rd).

$\boldsymbol{x}$: distance à l'ancrage (m).

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

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

$\tan\theta = \sqrt{\tan 2\beta + \tan 2\alpha}$ si ces déviations ont lieu simultanément.

- ***Perte de tension par glissement à l'ancrage***

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

a. Cas d'une seule pente avec d < longueur de câble :

$\Delta\boldsymbol{\sigma_g}(\boldsymbol{x}) = \mathbf{2} \times \boldsymbol{\sigma_{P0}} \times \boldsymbol{k} \times (\boldsymbol{d} - \boldsymbol{x})$; Avec $\boldsymbol{k} = \boldsymbol{f} \times \frac{\boldsymbol{\beta}}{\boldsymbol{l}} + \boldsymbol{\varphi}$ et $\boldsymbol{d} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{g} \times \boldsymbol{E_p}}{\boldsymbol{\sigma_{P0}} \times \boldsymbol{k}}}$

$\boldsymbol{k}$ **:** fonction croissante ;

$\boldsymbol{d}$: Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

$\boldsymbol{g}$ **:** Glissement à l'ancrage ;

$\boldsymbol{E_p}$: Module d'élasticité des câbles précontraints.

b. Cas d'une seule pente avec d > longueur de câble :

$\Delta\sigma_g(x) = \frac{g \times E_P}{l} + \sigma_{P0} \times k \times (l - 2x)$; Avec $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$ et $d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{P0} \times k}}$

c. Cas de deux pentes avec $l_1 = l_2$ et $d < (l_1+l_2)$:

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

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

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

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

- ***Perte de tension dues aux non simultanéité de la mise en tension***

Cette perte survient lorsque les câbles sont tendus les uns après les autres. En comprimant le béton, chaque nouveau câble "raccourcit" la pièce et détend légèrement ceux qui ont déjà été fixés.

Le principe : Le premier câble posé est celui qui perd le plus de tension (car il subit le raccourcissement dû à tous les suivants), tandis que le dernier ne perd rien.

La règle de calcul : Pour simplifier, le BPEL propose de calculer une perte moyenne sur l'ensemble des « n » câbles avec la formule suivante :

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

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

$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_P}{E_{bi}} \cdot \sigma_b(x)$ Avec $\frac{E_P}{E_{bi}} = \mathbf{5.18}$

D'où $\Delta\sigma_e(x) = 2.59 \times \sigma_b(x)$ Avec $\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_G \times e}{I}$

$\boldsymbol{E_P}$ **:** Module d'élasticité des câbles précontraints ;

$\boldsymbol{E_{bi}}$ **:** Module de déformation instantanée du béton ;

$\boldsymbol{\sigma_b}$: Contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles ;

$\boldsymbol{P}$ **:** Effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P_0(1 - \Delta P)$;

$\boldsymbol{M_G}$: Moment sous le poids propre.

- ***Pertes instantanées totales***

Pour le même abscisse x : $\Delta\boldsymbol{\sigma_i(x)} = \Delta\boldsymbol{\sigma_f(x)} + \Delta\boldsymbol{\sigma_g(x)} + \Delta\boldsymbol{\sigma_e(x)}$

Les résultats sont représentés dans **l'annexe B.**

VI.4.2 Perte de tension différées

- ***Perte de tension par retrait***

Le retrait est un phénomène physique qui se traduit par un raccourcissement du béton au fil du temps. Il est principalement dû à l'évaporation de l'eau excédentaire (non utilisée par l'hydratation du ciment) et aux réactions chimiques internes. Ce "rétrécissement" du béton entraîne mécaniquement une détente des câbles de précontrainte.

Dans le calcul, on ne considère que la part du retrait qui se produit après la mise en tension du câble. Elle est exprimée par la formule :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \epsilon_r \cdot [1 - r(t_0)]$$

Où :

$\boldsymbol{E_p}$: Module d'élasticité de l'acier ;

$\boldsymbol{\epsilon_r}$: Déformation finale due au retrait estimé par 2×10^{-4} pour région humide ;

$\boldsymbol{r(t_0)}$: Loi d'évolution du retrait à l'âge t_0.

Dans la pratique, on considère souvent que la majeure partie du retrait reste à venir au moment de la mise en service. En négligeant $\boldsymbol{r(t_0)}$ devant 1, le BPEL autorise l'usage de la forme simplifiée :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_r} = \boldsymbol{E_p} \cdot \boldsymbol{\epsilon_r}$$

- ***Perte de tension par fluage***

Le fluage se définit comme une déformation différée du béton qui se poursuit sous l'action d'une contrainte de compression maintenue constante. À la différence du retrait, le fluage est directement lié au chargement de l'ouvrage : il commence dès la mise en tension et évolue progressivement sur plusieurs années.

La perte due au fluage vaut : $\Delta\boldsymbol{\sigma_{fl}} = \boldsymbol{E_p} \cdot \boldsymbol{\epsilon_f}$

La déformation finale de fluage : $\boldsymbol{\epsilon_f} = \boldsymbol{\sigma_m} - \frac{\boldsymbol{\sigma_b}}{\boldsymbol{E_{bj}}}$

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

$\boldsymbol{\sigma_b}$ contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

D'où :

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

- ***Perte de tension par relaxation des aciers***

La relaxation est un phénomène propre à l'acier qui se traduit par une diminution progressive de sa tension alors qu'il est maintenu à une longueur constante. Contrairement au fluage ou au retrait qui concernent le béton, la relaxation dépend uniquement de la qualité de l'acier et du traitement thermique qu'il a subi en usine.

Selon le règlement BPEL, la perte de tension finale par relaxation est estimée par la formule suivante :

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

Où :

$\boldsymbol{\rho_{1000}}$: Taux de relaxation garanti à 1000h égale à 2.5.

$\boldsymbol{\mu}$: Rapport entre la contrainte initiale et la résistance à la rupture de l'acier ($\boldsymbol{\mu} = \boldsymbol{\sigma_{pi}}(\boldsymbol{x})/\boldsymbol{f_{prg}}$).

$\boldsymbol{\mu_0}$: Coefficient valant 0.43 pour les aciers à Très Basse Relaxation (TBR).

$\boldsymbol{\sigma_{pi}}(\boldsymbol{x})$: Contrainte initiale de l'armature dans la section considérée, après déduction des pertes instantanées.

- ***Pertes différées totales***

Pour le même abscisse x : $\Delta\boldsymbol{\sigma_d}(\boldsymbol{x}) = \Delta\boldsymbol{\sigma_r}(\boldsymbol{x}) + \Delta\boldsymbol{\sigma_{fl}}(\boldsymbol{x}) + \frac{\mathbf{5}}{\mathbf{6}}\Delta\boldsymbol{\sigma_p}(\boldsymbol{x})$

Les résultats sont représentés dans **l'annexe B.**

- ***Pertes totales***

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_{tot}}(\boldsymbol{x}) = \Delta\boldsymbol{\sigma_i}(\boldsymbol{x}) + \Delta\boldsymbol{\sigma_d}(\boldsymbol{x})$$

Les résultats sont représentés dans **l'annexe B.**

VI.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

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

$$\boldsymbol{\sigma_y} = \frac{\boldsymbol{P}}{\boldsymbol{B}} + \frac{\boldsymbol{P} \times \boldsymbol{e_0} + \boldsymbol{M}}{\boldsymbol{I}} \times \boldsymbol{y}$$

P : effort de précontrainte avec pertes.

B : section transversale.

I : inertie de la section considérée.

e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

y : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VI.5.1 Vérification des contraintes en phase de construction

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24\ MPa$

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24\ MPa$

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5\ MPa$ (Hors Section d'Enrobage)

$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -0.7 \times 3 = -2.1\ MPa$ (Section d'Enrobage)

VI.5.2 Vérification des contraintes en phase de service

On distingue deux états de vérification dans cette phase :

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

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24\ MPa$

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5\ MPa$ (Hors Section d'Enrobage)

$\sigma_{bt2} = -1 \times f_{t28} = -1 \times 3 = -3\ MPa$ (Section d'Enrobage)

Les résultats sont affichés dans **l'annexe B** (toutes les contraintes sont vérifiées)

VI.5.3 Armature des zones tendues

Dans cette partie on va calculer le ferraillage nécessaire des sections tendues selon (art 6.1.3 BPEL), la section d'armature minimal As est :

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

$\boldsymbol{B_t}$ Aire nette de la section du béton en traction ;

$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$ Valeur absolue de la contrainte maximale de la traction ;

$\boldsymbol{N_{bt}}$ La résistance des contraintes de traction correspondantes.

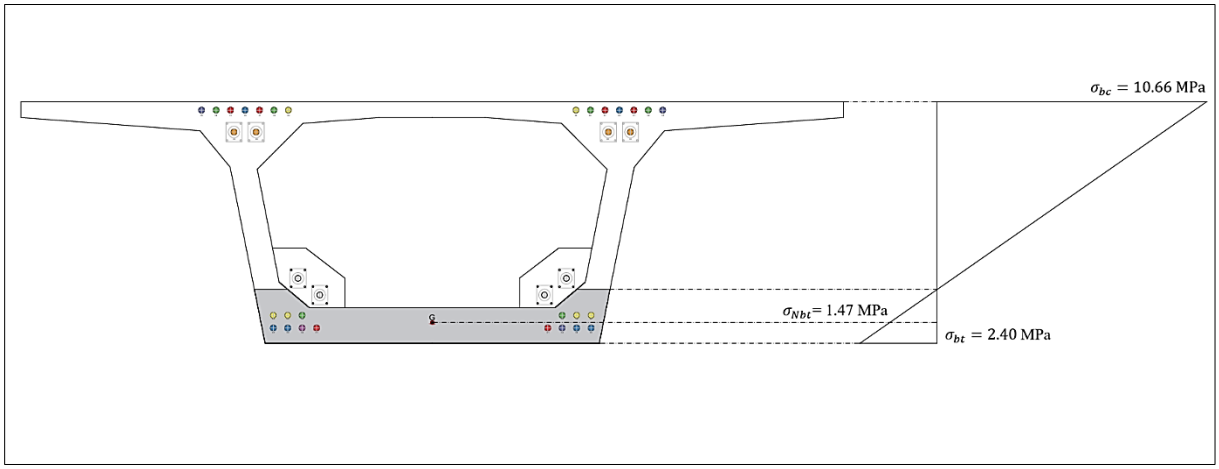


Figure VI.16. Diagramme des contraintes - zone tendue

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

$B_t = 3.30\ m^2$; $\sigma_{bt} = 2.40\ MPa$; $\sigma_{Nbt} = 1.47\ MPa$; $N_{bt} = \sigma_{Nbt} \times B_t = 4.86\ MN$;

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}\right) = \frac{3.30}{1000} + \left(\frac{4.86}{500} \times \frac{3}{2.40}\right) = 154.5\ \text{cm}^2$$

$$A_S = 12.95\ \frac{cm^2}{ml}$$

On opte pour deux nappes de HA32 e=15 cm

VI.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

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

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

Dans la section d'un voussoir, l'effort tranchant est intégralement repris par les âmes, tandis que la flexion est équilibrée par les hourdis supérieur et inférieur qui concentrent la majorité de l'inertie de la structure.

- ***Détermination de l'effort tranchant***

Effort tranchant dû au charges extérieures :

L'effort tranchant est : $\boldsymbol{V_{ELS} = V_g + V_q}$

$\boldsymbol{V_g}$ **:** Relative aux charges permanentes ;

$\boldsymbol{V_q}$ **:** Relative aux charges variables.

Effort tranchant dû à la précontrainte :

Une poutre isostatique subit une précontrainte d'intensité p, dont le tracé des câbles présente une inclinaison d'un angle α vis-à-vis de l'axe neutre de la section, ce qui entraine une composante verticale de la précontrainte : $\boldsymbol{V_P = P.\sin(\alpha)}$ qui vient de réduire l'effort tranchant.

Enfin, on détermine l'effort tranchant réduit tel que:

$$\boldsymbol{V_{red} = V_{ELS} - V_P}$$

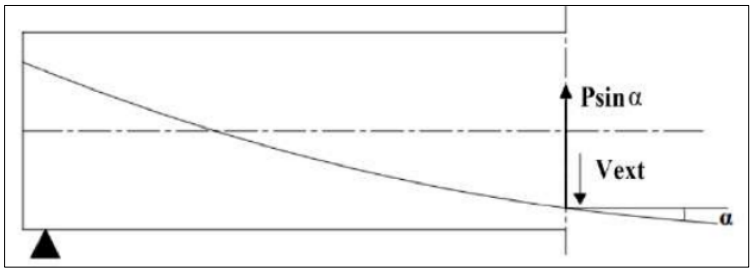


Figure VI.17. Effort de précontrainte

- ***Vérification de la contrainte de cisaillement***

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

Tel que :

Non-rupture par fissuration **:** $\boldsymbol{\tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

Par compression-cisaillement : $\boldsymbol{\tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \sigma_x)}$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_{max}}$: Contrainte de cisaillement maximale réduite de service ;

$\boldsymbol{\sigma_x}$: Contrainte normale longitudinale au CDG de section nette $\boldsymbol{\sigma_x = \frac{P \times \cos(\alpha)}{B_n}}$;

$\boldsymbol{B_n}$: Section nette obtenue en soustrayant les vides des conduites ;

$\boldsymbol{V_{red}}$: effort tranchant maximal réduit de service ;

$\boldsymbol{z}$: le bras de levier $\boldsymbol{z = \frac{I}{S}}$;

$\boldsymbol{s_n}$: moment statique nette de la section située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.

$\boldsymbol{b_n}$: épaisseur nette de l'âme, elle vaut : $b_n = 2 \times (b_0 - nk\Phi)$.

$\boldsymbol{b_0}$: l'épaisseur brute de l'âme ;

$\boldsymbol{n}$: Nombre de câble ;

$\boldsymbol{k}$ =0.5 Injection de coulis de ciment ;

Φ : Diamètre de la gaine.

Application numérique :

$P_0 = 4.24\ MPa$; $\Delta P = 18.80\ \%$; $n = 14\ câbles$; $P = 46.11\ MN$

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

$\frac{h}{2} = 1.87\ m$; $V_{ELS}(1.87m) = 18.20\ MN$; $\boldsymbol{V_{red} = V_{ELS} - V_P = 18.20\ MN}$

$n = 18\ câbles \Longrightarrow P = 59.28\ MN$

$B_n = 10.10\ m^2 \Longrightarrow \sigma_x = 5.87\ MN$

$f_{c28} = 40MPa$; $f_{t28} = 3MPa \Longrightarrow \boldsymbol{\tau_1 = 3.26\ MPa}$ et $\boldsymbol{\tau_2 = 4.91\ MPa}$

$I_n = 20.28\ m^4$;$S_n = 5.93\ m^2 \Longrightarrow z = \frac{I}{S} = 3.42$ m² ; $b_n = 2 \times (0.55) = 1.10\ m$;

$\Longrightarrow \boldsymbol{\tau_{max} = 4.38\ MPa > \min(\tau_1 = 3.26\ MPa\ ;\ \tau_2 = 4.91\ MPa)}$.

- Les contraintes de cisaillement **ne sont pas vérifiées** au voisinage de la section étudiée.
- **<u>Solution</u>** : Augmentation de l'épaisseur des âmes de 55 cm jusqu'à 75 cm.

<u>Application numérique :</u>

$B_n = 11.08\ m^2 \Longrightarrow \sigma_x = 5.35\ MN$

$f_{c28} = 40MPa$; $f_{t28} = 3MPa \Longrightarrow \boldsymbol{\tau_1 = 3.16\ MPa}$ et $\boldsymbol{\tau_2 = 4.83\ MPa}$

$I_n = 20.88\ m^4$; $S_n = 4.57\ m^2 \Longrightarrow z = \frac{I}{S} = 4.56$ m² ; $b_n = 2 \times (0.75) = 1.5\ m$;

$\Longrightarrow \boldsymbol{\tau_{max} = 2.65\ MPa < \min(\tau_1 = 3.16\ MPa\ ;\ \tau_2 = 4.83\ MPa)}$

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

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

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

- ***Les bielles comprimées***

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

$$\boldsymbol{\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}}\ ; \qquad \text{avec } \beta_u \geq 30°$$

σ_x: Contraintes normales au niveau de CDG suivant x : $\boldsymbol{\sigma_x = \frac{P \times \cos(\alpha)}{B_n}}$;

σ_y: Contraintes normales au niveau de CDG suivant y : $\boldsymbol{\sigma_y = 0}$ **;**

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

$V_{u\,red}$: est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section ;

La justification de la compression des bielles de béton se fait suivant la formule :

$\boldsymbol{\tau_u} \leq \frac{\mathbf{0.85 \times f_{c28}}}{\mathbf{3 \times \gamma_b}} \cdot \mathbf{sin(2\beta_u)}$; si $\beta_u = 30°$ alors on obtient $\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$

Application numérique :

$V_{ELU}(1.87m) = 18.78\ MN$; $V_{red} = 18.78\ MN$

$z = 4.56\ m^2$; $b_n = 1.5\ m \Longrightarrow \tau_u = 2.74\ MPa$

$\sigma_x = 5.35\ MN$; $\sigma_y = 0\ MN$; $\beta_u = 27.12°$ on prend $\beta_u = 30°$

$\boldsymbol{\tau_u = 2.74\ MPa \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.66\ MPa}$

- Les bielles comprimées du béton **sont bien vérifiées**.

- ***La résistance des armatures transversales***

Consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t, donnée par la formule :

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

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

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

$\boldsymbol{\gamma_s}$**= 1.15** : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

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

Application numérique :

$\tau_u = 2.74\ MPa$; $f_{t28} = 3\ MPa$; $f_e = 500MPa$; $\gamma_s = 1.15$; $b_n = 1.5\ m$; $\beta_u = 30°$

$\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 34.66\,\frac{cm^2}{ml}}$

$\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\,\frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 20.7\,\frac{cm^2}{ml}}$ → **à vérifier dans l'étude transversale**

VI.7 VERIFICATION DE LA FLECHE

La vérification de la flèche consiste à confronter les déformations calculées sous charges via le logiciel **MIDAS CIVIL** aux limites réglementaires, garantissant ainsi l'intégrité structurelle et le confort des passagers.

VI.7.1 Valeur limite de la flèche verticale maximale pour le confort des passagers

La flèche verticale maximale (δ) sous charges ferroviaires est vérifiée pour garantir la stabilité de la voie et le confort dynamique. Elle dépend de :

La longueur d la travée L[m] ;

La vitesse du train V [km/h] ;

Le nombre de travées ;

Le type de pont (travée indépendante, poutre continue).

Remarque :

Pour les poutres continues à trois travées ou plus, les valeurs de L/δ données dans la figure suivante doivent être multipliées par 0,9.

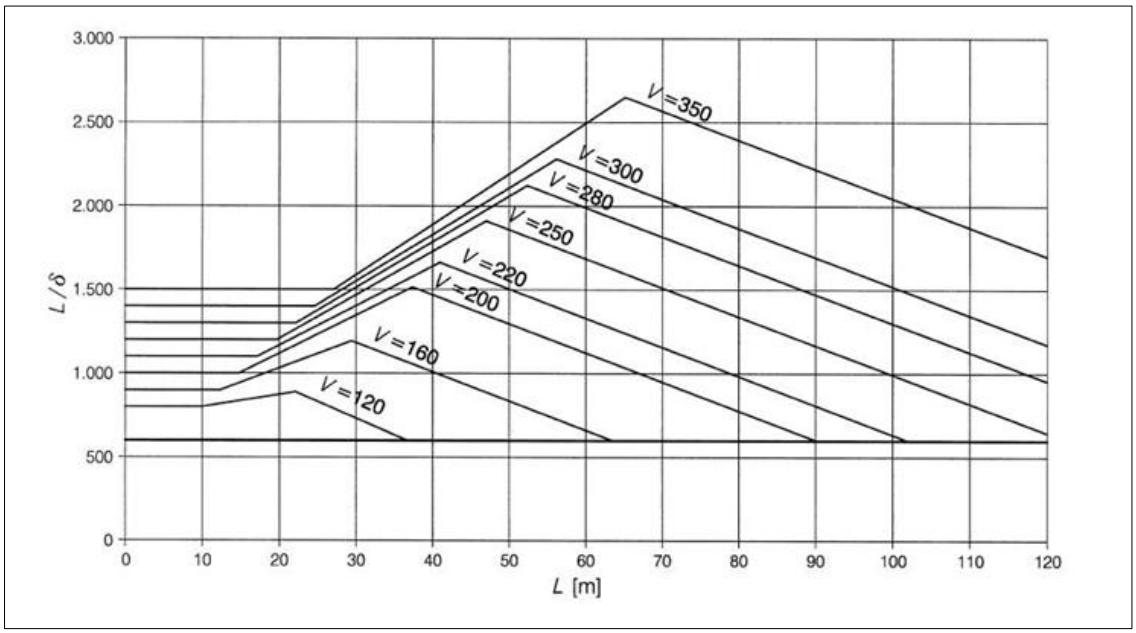


Figure VI.18. Limites des déformations verticales pour un confort des passagers très bon, applicables à un pont constitué de 3 travées indépendantes (isostatiques) ou plus. Référence : NF EN 1990:2002 Annexe A2, Figure A2.3.

- **NOTE :** Pour les ponts ferroviaires, les exigences sont accrues afin de garantir la sécurité et le confort des passagers, la rigidité de l'ouvrage est primordiale. En pratique, la flèche maximale est strictement limitée à $\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{900}}$ de la portée.

<u>Application numérique :</u>

$L = 60\ m \implies \frac{L}{900} = \frac{60}{900} = 6.67\ cm$

La valeur limite de la flèche verticale maximale est donc : $\boldsymbol{\delta_{adm} = 6.67\ cm}$

VI.7.2 Valeur de la flèche verticale maximale par le logiciel

On obtient une flèche de $\boldsymbol{\delta = 3.63\ cm < \delta_{max} = 6.67\ cm.}$

- La flèche **est vérifiée**.

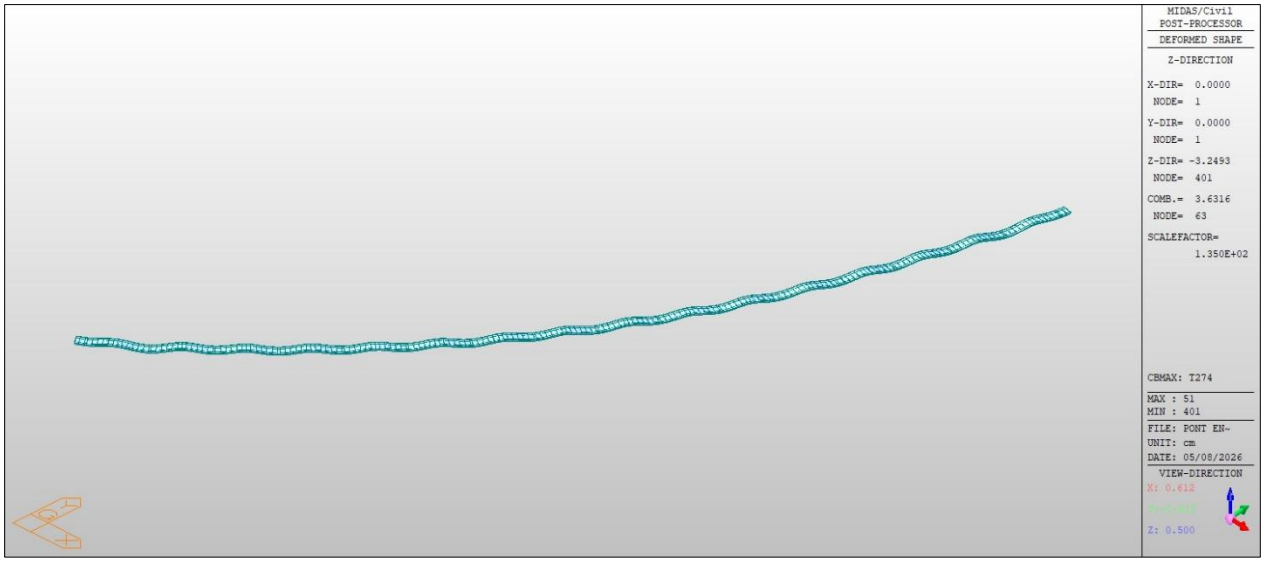


Figure VI.19. La valeur de la flèche verticale obtenue par le logiciel MIDAS CIVIL

Chapitre VII

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1 INTRODUCTION

Ce chapitre est dédié à la détermination des armatures passives nécessaires au droit des âmes ainsi que des hourdis supérieur et inférieur. Compte tenu de la géométrie du viaduc à hauteur constante, l'analyse de la flexion transversale est menée sur la section du voussoir courant.

Sur le plan mécanique, l'action du poids propre et des différentes surcharges d'exploitation développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VII.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1 Modélisation

La modélisation est effectuée par le logiciel **MIDAS CIVIL,** Le caisson est présenté par un portique fermé appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (double-simple) à l'extrémité de chaque âme.

On prend une largeur du caisson de 1m, les sections des différents éléments sont remplacées par des sections équivalentes, assurant une équivalence en termes de poids propre et d'inertie.

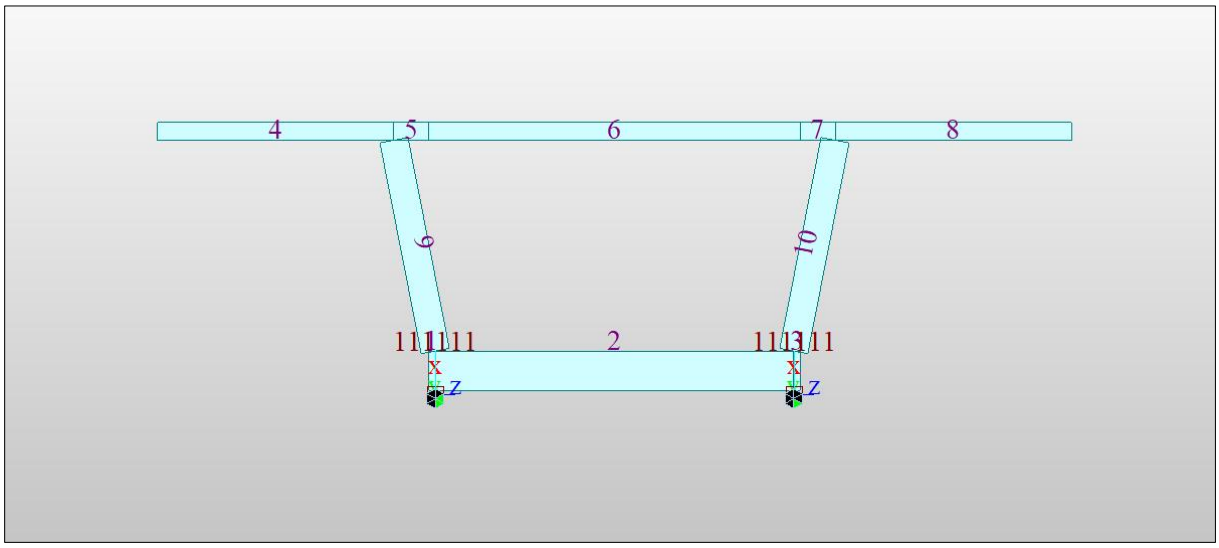


Figure VII.1. Modèle de calcul de VSP

Remarque : les combinaisons de charge utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

VII.2.2 Résultats

Les diagrammes des moment fléchissants et efforts tranchants sont donnés dans **l'annexe B**.

Les sections à justifier sont représentée dans la figure ci-dessous :

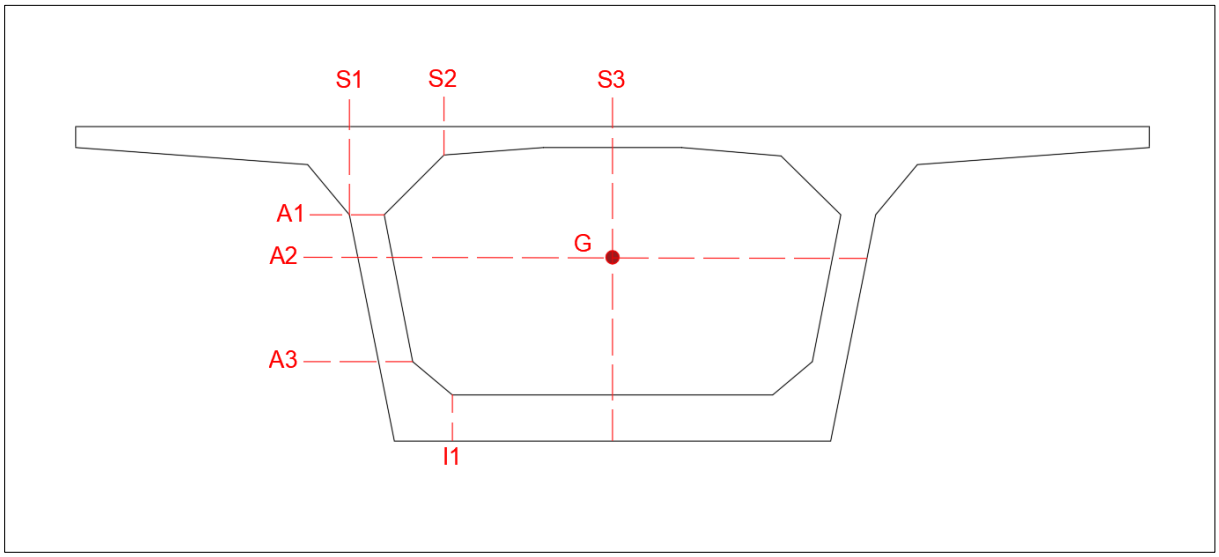


Figure VII.2. Sections à justifier selon SETRA

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1. Les sollicitations maximales dans le VSP

Elément	Section	M max (KN.m)		N max (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis supérieur	S1	-476.19	-352.74	/	/
	S2	-266.11	-196.79	/	/
	S3	243.37	180.27	/	/
Ames	A1	312.85	231.74	-670.24	-496.47
	A2	228.68	169.39	-687.81	-509.49
	A3	52.54	38.92	-722.96	-535.53
Hourdis inférieur	I1	-35.24	-26.10	/	/

Tableau VII.2. Les sollicitations maximales dans le VC

Elément	Section	M max (KN.m)		N max (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis supérieur	S1	-460.39	-341.03	/	/
	S2	-250.27	-185.38	/	/
	S3	259.4	192.14	/	/
Ames	A1	294.95	218.48	-667.07	-494.12
	A2	198.99	147.40	-676.44	-501.07
	A3	2.91	2.15	-695.19	-514.95
Hourdis inférieur	I1	-96.08	-71.17	/	/

VII.3 FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on coupe le voussoir en plusieurs éléments :

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

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

VII.3.1 Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur du voussoir courant

Les fissuration sont jugées préjudiciables, le dimensionnement sera à l'ELS.

Application numérique :

Nappe supérieure

$M_{ser} = 341.03\ kN.m$; $\overline{\sigma_{bc}} = 24\ MPa$; $\overline{\sigma_{st}} = 250\ MPa$

$b = 1m$; $h = 105\ cm$; $d = 0.9\ h = 94.5\ cm$

$$X = \frac{15\ \times \overline{\sigma_{bc}}}{15\ \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d = \frac{15\ \times 24}{15\ \times 24 + 250} \times 94.5 = 55.77\ cm$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 94.5 - \frac{55.77}{3} = 75.91\ cm$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma_{bc}} \cdot Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 0.5577 \times 24 \times 10^3 \times 0.7591 = 5080.20\ kN.m$$

$\overline{\boldsymbol{M_1}} > \boldsymbol{M_{ser}} \Rightarrow \boldsymbol{Section\ sans\ armature\ comrim\acute{e}e}\ (\boldsymbol{SSAC})$.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{341.03 \times 10^{-3}}{0.7591 \times 250} \times 10^4 = \mathbf{17.97\ cm^2}$$

$$A_{min} = \frac{0.23\ f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = \frac{0.23\ \times 3}{500} \times 1 \times 0.945 \times 10^4 = \mathbf{13.041\ cm^2}$$

$A_{ser} > A_{min} \Longrightarrow \boldsymbol{Condition\ de\ non\ fragilit\acute{e}}\ (\boldsymbol{CNF})\boldsymbol{v\acute{e}rifi\acute{e}e}$.

Nappe inférieure

$M_{ser} = 192.14\ kN.m$; $\overline{\sigma_{bc}} = 24\ MPa$; $\overline{\sigma_{st}} = 250\ MPa$

$b = 1m$; $h = 25cm$; $d = 0.9\ h = 22.5\ cm$

$$X = \frac{15\ \times \overline{\sigma_{bc}}}{15\ \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d = \frac{15\ \times 24}{15\ \times 24 + 250} \times 22.5 = 13.28\ cm$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 22.5 - \frac{13.28}{3} = 18.07\ cm$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma_{bc}} \cdot Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 0.1328 \times 24 \times 10^3 \times 0.1807 = 287.96\ kN.m$$

$\overline{\boldsymbol{M_1}} > \boldsymbol{M_{ser}} \Rightarrow \boldsymbol{Section\ sans\ armature\ comrim\acute{e}e}\ (\boldsymbol{SSAC})$.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{192.14 \times 10^{-3}}{0.1807 \times 250} \times 10^4 = \mathbf{42.53\ cm^2}$$

$$A_{min} = \frac{0.23\ f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = \frac{0.23\ \times 3}{500} \times 1 \times 0.225 \times 10^4 = \mathbf{3.105\ cm^2}$$

$A_{ser} > A_{min} \Longrightarrow \boldsymbol{Condition\ de\ non\ fragilit\acute{e}}\ (\boldsymbol{CNF})\boldsymbol{v\acute{e}rifi\acute{e}e}$.

Ferraillage longitudinal

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{42.53}{3} = \mathbf{14.18\ cm^2}$$

$$A_{min} = \frac{0.23\ f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = \frac{0.23\ \times 3}{500} \times 1 \times 0.225 \times 10^4 = \mathbf{3.105\ cm^2}$$

$A_{ser} > A_{min} \Longrightarrow \boldsymbol{Condition\ de\ non\ fragilit\acute{e}}\ (\boldsymbol{CNF})\ \boldsymbol{v\acute{e}rifi\acute{e}e}$.

Remarque : les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, ce résultat est une conclusion d'une vérification des contraintes admissible en phase de construction et en phase de service.

VII.3.2 Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide de logiciel de calcul de ferraillage (**Robot Expert 2010**), on trouve les résultats données dans le tableau suivant, et détaillés dans l'annexe C.

Tableau VII.3. Ferraillage passif de VSP

Elément	Section	h (cm)	Transversale			longitudinal		
			$A_s(cm)$	$\Phi(mm)$	$e\ (cm)$	$A_s(cm)$	$\Phi(mm)$	$e\ (cm)$
Hourdis supérieur	S1	105	15.1	HA25	12.5	13.04	HA20	20
	S2	35	30.5	HA25		10.17	HA20	
	S3	25	44.1	HA25		14.70	HA20	
Ame	A1	75	24.1	HA25	15	9.31	HA16	20
	A2	75	20.6	HA25		9.31	HA16	
	A3	75	13.1	HA20		9.31	HA16	
Hourdis inférieur	I1	40	12.95	HA16	15	4.97	HA14	15

Tableau VII.4. Ferraillage passif de VC

Elément	Section	h (cm)	Transversale			longitudinal		
			$A_s(cm)$	$\Phi(mm)$	$e\ (cm)$	$A_s(cm)$	$\Phi(mm)$	$e\ (cm)$
Hourdis supérieur	S1	105	14.6	HA25	12.5	13.04	HA20	20
	S2	35	28.6	HA25		10.17	HA20	
	S3	25	47.3	HA25		15.76	HA20	
Ame	A1	40	38.3	HA25	15	12.76	HA16	20
	A2	40	29.0	HA25		9.67	HA16	
	A3	40	10.6	HA20		4.97	HA16	
Hourdis inférieur	I1	55	12.95	HA16	15	6.83	HA14	15

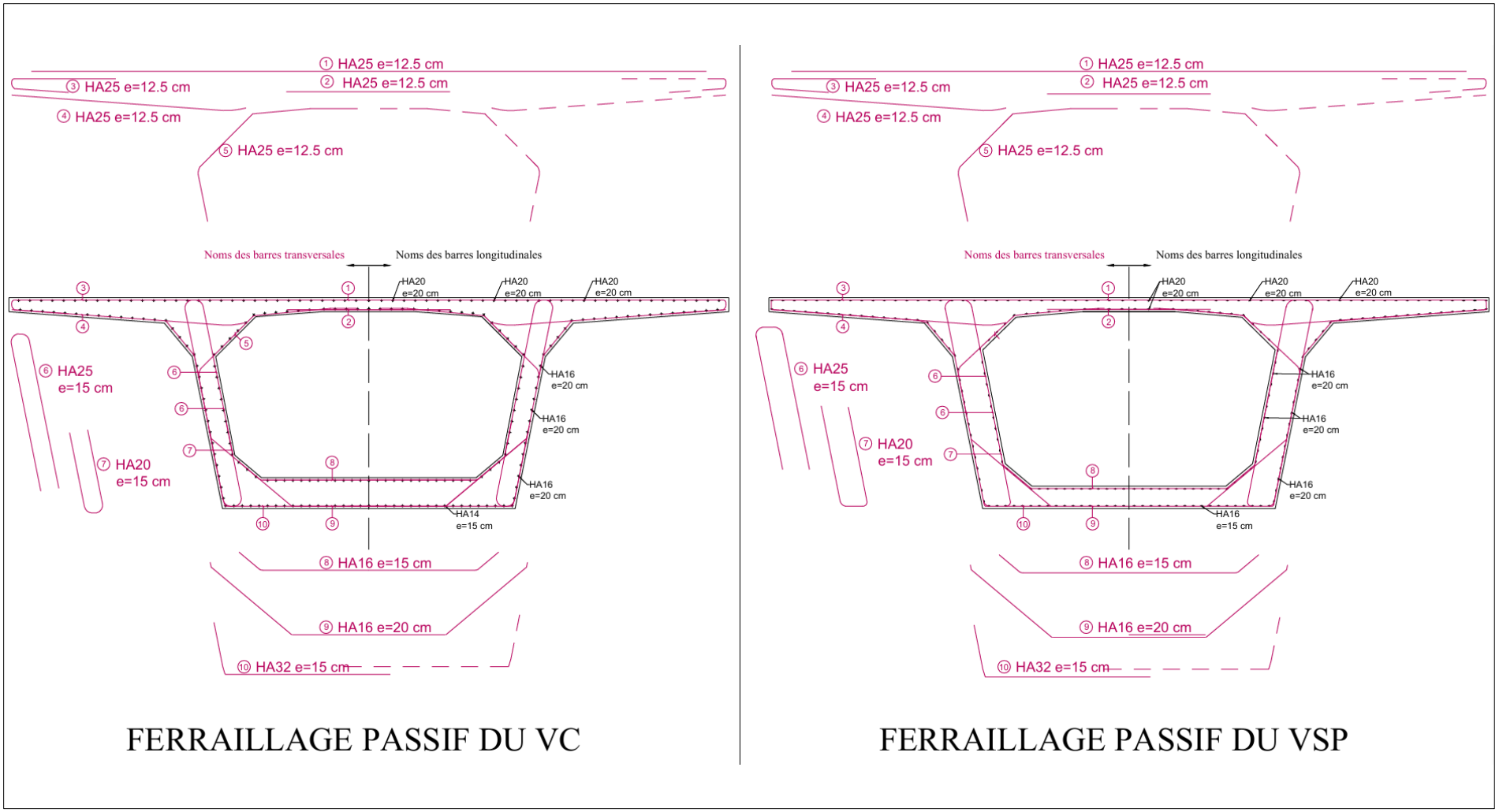


Figure VII.3. Ferraillage transversale des section des voussoirs

Chapitre VIII

EQUIPEMENT DU PONT

VIII.1 INTRODUCTION

Les équipements d'un pont assurent la fonctionnalité, la sécurité des circulations et la durabilité de la structure porteuse. Leur choix et leur disposition sont rigoureusement dictés par les contraintes mécaniques, géométriques et fonctionnelles spécifiques à l'ouvrage.

Ce chapitre présente la justification technologique et les dispositions constructives de ces composants. Il détaille la constitution des appareils d'appui à pot, le dimensionnement et le ferraillage d'éclatement de leurs dés d'appui, les dispositifs de dilatation de la voie, ainsi que le système de recueil et d'évacuation des eaux pluviales.

VIII.2 LES APPAREILS D'APPUI

VIII.2.1 Rôle des appareils d'appui

L'appareil d'appui constitue l'organe d'interface mécanique indispensable entre la superstructure (le tablier) et l'infrastructure (les piles et les culées). Son rôle fondamental est d'assurer la transition des charges tout en gérant les libertés de mouvement du pont. Il doit transmettre les réactions verticales lourdes et les efforts horizontaux vers l'infrastructure, tout en autorisant les rotations locales du tablier sous l'effet des flexions induites par le trafic ferroviaire.

VIII.2.2 Choix du type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui se classent selon leur conception et les mouvements qu'ils autorisent : si l'élastomère fretté est la solution standard pour les ponts courants, d'autres technologies répondent à des besoins spécifiques comme les appuis à rotule (grandes rotations), les appuis glissants Téflon-acier (grands déplacements) et les appuis à pot, conçus pour les fortes charges et les rotations élevées. D'ailleurs, selon le guide technique du SETRA, le choix de l'appareil est directement dicté par la réaction d'appui maximale à l'État Limite Ultime (ELU): au-delà de 12 MN, l'élastomère fretté convient parfaitement, tandis qu'au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot deviennent indispensables pour limiter l'encombrement géométrique du dispositif sur le dé d'appui. (Guide Technique SETRA (juillet 2007) « Appareils d'appui en élastomère fretté »)

VIII.2.3 Conditions d'appuis sur l'ouvrage

Pour concilier le tracé et la longueur du viaduc, trois types d'appareils d'appui sont répartis sur l'ouvrage. Ils concrétisent les conditions aux limites injectées dans le modèle de calcul :

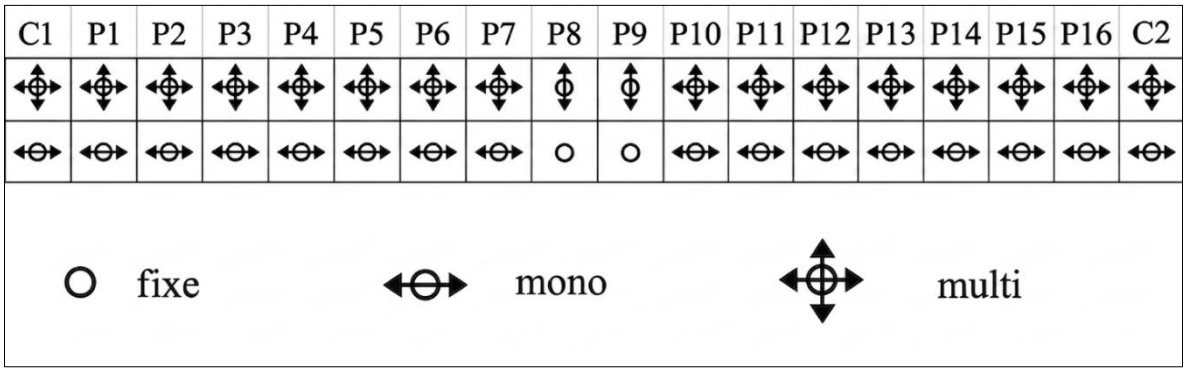


Figure VIII.1. Les conditions d'appui

VIII.2.4 Évaluation des sollicitations de calcul

A partir du model réalisé a l'aide de logiciel Midas Civil, nous avons retenu les valeurs des réactions maximales obtenues sous chargement de la combinaison (LM71 SW/2) à l'ELU ; l'ouvrage étant symétrique, on peut résumer les résultats dans ce tableau:

Tableau VIII.1. Les réactions maximales obtenues sur un appui à l'ELU

	C1-C2	P1-P16	P2-P15	P3-P14	P4-P13	P5-P12	P6-P11	P7-P10	P8-P9
$R_{ELU,max}$ (MN)	7.035	20.91	22.70	22.27	22.37	22.34	22.33	22.60	22.78

On a donc $R_{ELU\ max} = 22.78\ MN > 20\ MN$, on opte pour des **appareils d'appui à pot.**

VIII.2.5 Dimensionnement et vérification structurelle des appareils d'appui à pot

- <u>Descentes de charges :</u>

On prends les valeurs suivantes pour le dimensionnement des appareils d'appui

Tableau VIII.2. Les valeurs retenues pour le prédimensionnement des appareils d'appui

	Culées (C1 - C2)	Piles (P1 à P16)
$R_{ELU,max}$ (MN)	7.035	22.78

- Surface du pot S_p :

Selon le guide SETRA mentionné ci-dessus, la pression moyenne sous combinaisons fondamentales dans le PTFE est :

$$f_{e,d\ moy} = 40.00\ MPa$$

On détermine la surface minimale du pot Sp pour chaque appui :

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

D'où on obtient :

Tableau VIII.3. Surface minimal du pot Sp

	Culées (C1 - C2)	**Piles (P1 à P16)**
$S_p\ (\boldsymbol{m^2})$	0.1758	0.5695

- Surface du coussin S_c :

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin en élastomère est limitée à f_u/γ_M sous combinaisons fondamentales, soit avec :

$$f_{e,d} \leq \frac{f_u}{\gamma_M}$$

Avec : $f_u = 60\ MPa$ et $\gamma_M = 1.3$

D'où : $f_{e,d} = 46.15$

On détermine la surface minimale du coussin Sc pour chaque appui :

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

Tableau VIII.4. Surface minimal du coussin Sc

	Culées (C1 - C2)	**Piles (P1 à P16)**
$S_c\ (\boldsymbol{m^2})$	0.1524	0.4936

- Choix du modèle :

Appuis	Appareil d'appui 1	Appareil d'appui 2	Type d'appareil d'appui 1	Type d'appareil d'appui 2
C1-C2	MONO	MULTI	GG 8000-2400.400	GL 9800.780.40
P1-P7/P10-P16	MONO	MULTI	GG 25000-2500.400	GL 25000.1990.40
P8-P9	FIXE	MONO	FX 25000-11000	GG 25000-2500.400

Les appareils d'appui à pot adoptés sont de type TETRON® Freyssinet. La désignation comprend le type de fonctionnement (fixe, guidé ou libre), la charge verticale admissible, l'effort horizontal admissible ou le déplacement autorisé.

Tableau VIII.5. Les types des appareils d'appuis à pot

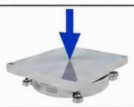
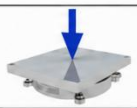
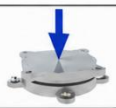
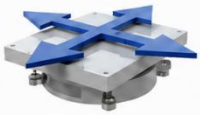
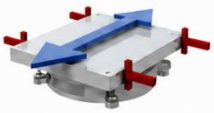
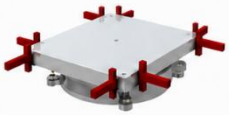
Type	Appui libre glissant	Appui guidé glissant	Appui fixe
Désignation	GL	GG	FX
Symbole			
Charge verticale			
Rotation	Jusqu'à 30 mrad	Jusqu'à 30 mrad	Jusqu'à 30 mrad
Déplacement horizontal	 Multidirectionnel	 Unidirectionnel	 Bloqué

Tableau VIII.6. Dimensions adoptées des appareils d'appui selon les catalogues TETRON® CD

Type	Dimensions adoptées (mm)
GG 8000-2400.400	900×900×200
GL 9800.780.40	100×100×220
GG 25000-2500.400	1250×1250×250
GL 25000.1990.40	1600×1300×300
FX 25000-11000	1350×1350×250

VIII.3 CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES DES D'APPUI

Les dés d'appui sont des éléments structuraux en béton armé coulés en surélévation par rapport à la surface supérieure des piles ou des culées. Ils constituent l'interface physique directe entre les piles et l'appareil d'appui qui supporte le tablier.

VIII.3.1 Prédimensionnement géométrique des dés d'appui

$A = b + 200$

$B = a + 200$

$h \geq 2 \times S/P$

Avec $S = A \times B$; $P = 2 \times (A + B)$

Application numérique

- <u>Pour les culées</u>

$A = 900 + 200 = 1100\ mm$

$B = 900 + 200 = 1100\ mm$

$S = A \times B = 1.10 \times 1.10 = 1.21\ m^2$

$P = 2 \times (A + B) = 2 \times (1.10 + 1.10) = 4.40\ \ m$

$h \geq 2 \times 1.21/4.40 = 0.55\ m$

On prend : $h = 0.6\ m$

- <u>Pour les piles</u>

$A = 1600 + 200 = 1800\ mm$

$B = 1300 + 200 = 1500\ mm$

$S = A \times B = 1.80 \times 1.50 = 2.70\ m^2$

$P = 2 \times (A + B) = 2 \times (1.80 + 1.50) = 6.60\ \ m$

$h \geq 2 \times 2.70/6.60 = 0.82\ m$

On prend : $h = 0.9\ m$

VIII.3.2 Ferraillage des dés d'appui

Vérification de la pression localisée (compression)

C'est la justification principale à l'ELU selon l'article A.8.1 du BAEL 91. Le béton sous le pot subit une compression triaxiale bénéfique due au confinement.

Formule réglementaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_{ELU,max}}{A_0} \leq 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_0}}$$

$R_{ELU,max}$: La réaction maximale ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton ($f_{c28} = 30\ MPa$) ;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton (1.5 en situation durable) ;

A_0 Surface de la plaque du pot d'appui ;

A_1 Surface du dé d'appui en béton.

Application numérique :

Pour la culée :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_{ELU,max}}{A_0} = \frac{7.035 \times 10^6}{\pi 450^2} = 11.06\ MPa$$

$$0.85 \cdot \frac{30}{1.5} \cdot \sqrt{\frac{1100^2}{\pi 450^2}} = 27.58\ MPa$$

D'où : $\sigma_{bc} = 11.06\ MPa \leq 27.58\ MPa$

Conclusion : Validation de non-existence du risque d'écrasement du béton

Pour la pile :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_{ELU,max}}{A_0} = \frac{22.78 \times 10^6}{1600 \times 1300} = 10.95\ MPa$$

$$0.85 \cdot \frac{30}{1.5} \cdot \sqrt{\frac{1800 \times 1500}{1600 \times 1300}} = 22.79\ MPa$$

D'où : $\sigma_{bc} = 10.95\ MPa \leq 22.79\ MPa$

Conclusion : Validation de non-existence du risque d'écrasement du béton

Calcul du Ferraillage des dés d'appui

La section d'armature est évaluée suivant Annexe E [ART 8.2,3] du BAEL 91 révisé99.

- ***Frettage de surface A_s***

Au-dessous des dés d'appui on a disposé les armatures pour le frettage d'éclatement :

$$A_s \geq 0.04 \times \frac{R_u}{f_{su}}$$

Avec :

$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$

Application numérique :

Pour culée

$$A_s \geq 0.04 \times \frac{7.035}{435} \times 10^4 = 6.47\ cm^2$$

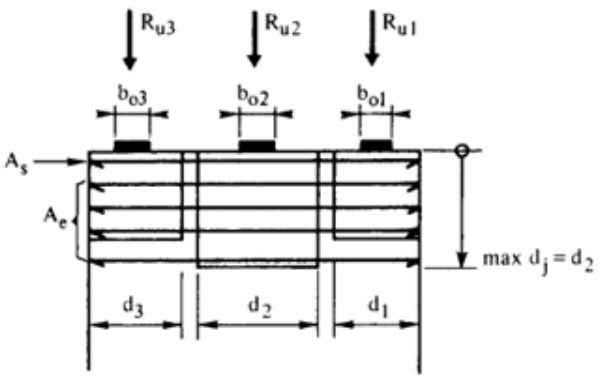
On prévoit 8HA20, soit $A_{s,prévu} = 25\ cm^2$

Pour pile

$$A_s \geq 0.04 \times \frac{22.780}{435} \times 10^4 = 20.94\ cm^2$$

On prévoit 10HA20, soit $A_{s,prévu} = 32.12\ cm^2$

- ***Ferraillage d'éclatement A_e***



La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$\begin{cases} dans\ le\ plan\ \Delta:\ \ R_j = 0.25(1 - \frac{b_{oj}}{d_j})R_{uj} \\ dans\ le\ plan\ \Delta':\ \ R_j = 0.25(1 - \frac{a_{oj}}{d_j})R_{uj} \end{cases}$$

Pour chaque charge concentrée, et pour chaque plan, on calcule une section d'acier d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{k_j \times f_{su}}$$

Le coefficient k_j prenant les valeurs suivantes :

$k_j = 1$ si j repère une position d'extrémité ;

$k_j = 1.5$ si j repère une position intermédiaire.

Application numérique :

Pour culée

$$R_j = 0.25 \times \left(1 - \frac{1.02}{1.80}\right) \times 7035 = 762.12\ kN$$

$$k_j = 1\ \ (pos\ d'extrémité)$$

$$A_{e,min} = \frac{762.12 \times 10^{-3}}{1 \times 435} \times 10^4 = 17.52\ cm^2$$

On prévoit 5 nappes de 4HA16 avec un pas de 10cm, soit $A_{e,prévu} = 40.2\ cm^2$

Pour piles

$$R_j = 0.25 \times \left(1 - \frac{1.02}{1.80}\right) \times 22780 = 2467.83\ kN$$

$$k_j = 1\ \ (pos\ d'extrémité)$$

$$A_{e,min} = \frac{2467.83 \times 10^{-3}}{1 \times 435} \times 10^4 = 56.73\ cm^2$$

On prévoit 8 nappes de 4HA16 avec un pas de 10cm, soit $A_{e,prévu} = 64.32\ cm^2$

Ferraillage total

En définitive, on dispose dans chaque plan une section d'armatures :

$$A_e + A_s = sup \begin{cases} \max(A_{ej}) + 0.04 \times \dfrac{R_u}{f_{su}} \\ 0.15 \times \dfrac{\max(R_{uj})}{f_{su}} + 0.04 \times \dfrac{R_u}{f_{su}} \end{cases}$$

Application numérique :

Pour culée

$A_e + A_s = 17.52 + 6.47 = 24\ cm^2$

Pour pile

$A_e + A_s = 56.73 + 20.94 = 77.67\ cm^2$

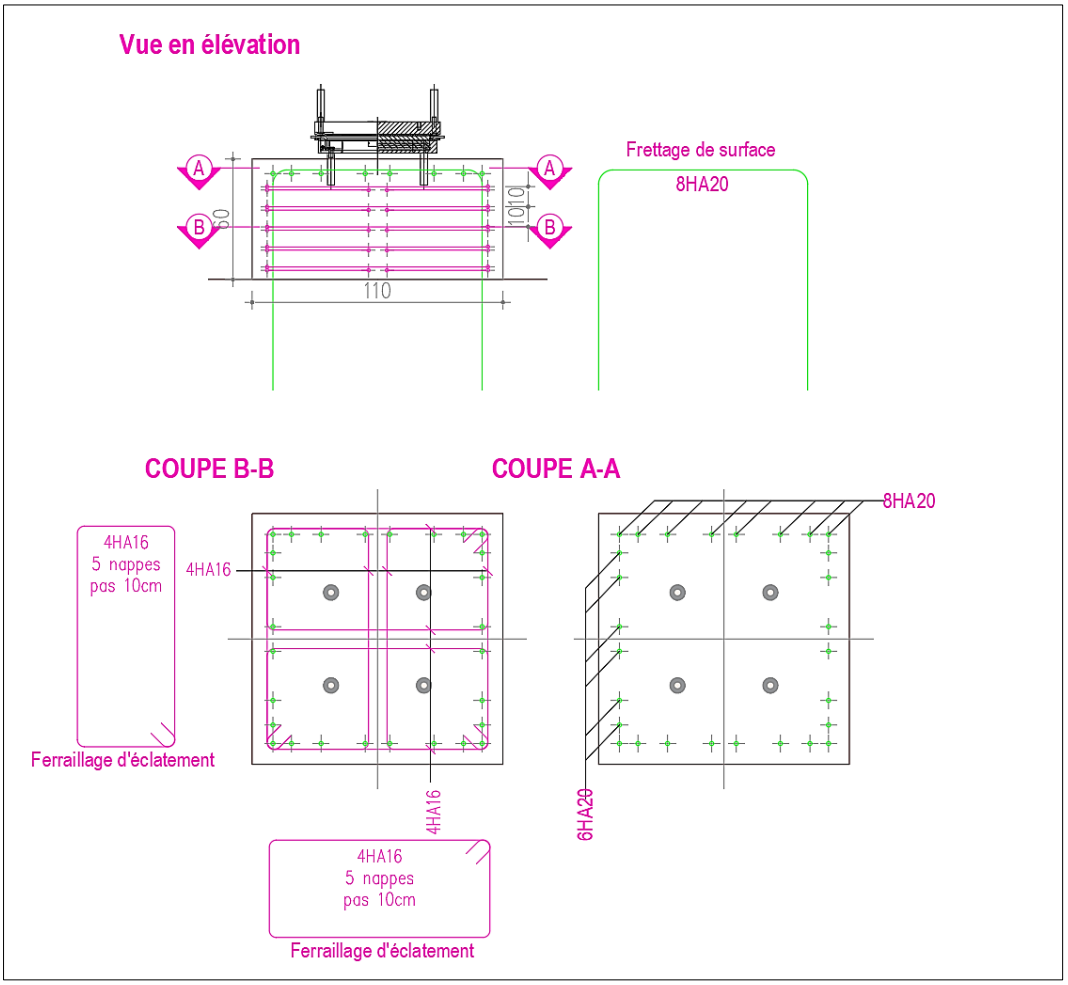


Figure VIII.2. Plan de ferraillage des dés d'appui au niveau des culées

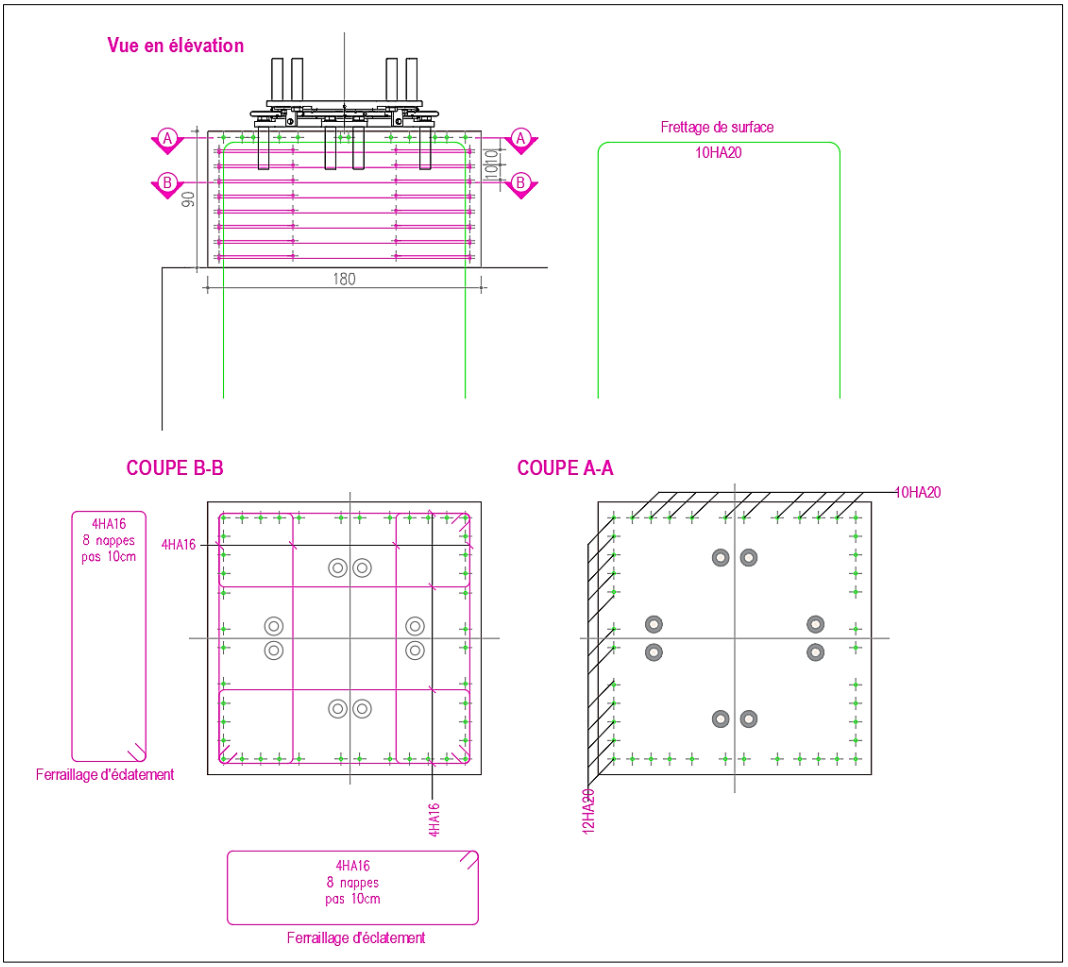


Figure VIII.3. Plan de ferraillage des dés d'appui au niveau des piles

VIII.4 DISPOSITIFS DE DILATATION FERROVIAIRE ET JOINTS

VIII.4.1 Appareil de dilatation

Si la fonction principale d'un joint de dilatation reste identique pour les ouvrages routiers et ferroviaires (à savoir libre cours aux déformations thermiques), le domaine ferroviaire impose une contrainte supplémentaire majeure : la prise en compte de l'armement de la voie pour assurer la continuité structurelle du roulement.

VIII.4.2 Joint sous ballast

Fonctions et performances du joint sous ballast :

- Liberté de mouvement : Absorbe les déplacements des structures (longitudinaux : 0 à 350 mm ; verticaux : ± 20 mm).
- Protection **:** Empêche l'intrusion du ballast dans le vide du joint.

- Maintenance **:** Permet le vérinage de l'ouvrage sans aucun démontage de la voie.
- **Calcul du souffle** :

Le souffle correspond à la variation d'ouverture maximale admissible par un joint, directement dictée par les déformations limites du tablier. Ce déplacement global s'obtient par la somme algébrique des variations induites par les effets thermiques, le retrait, le fluage ainsi que les rotations d'extrémité des poutres-caissons.

- Dilatation thermique :

Les effets thermiques étant considérés comme des actions transitoires (ou de courte durée), l'étude prend en compte un coefficient de raccourcissement relatif pour le dimensionnement.

$$\frac{\Delta l_{dt}}{0{,}5l} = 1 \times 10^{-5}$$

Étant la longueur du tablier qui est de 980m alors :

$$\Delta l_{dt} = 0.49cm$$

- Retrait :

Dans les zones où la température est considérable (cas de Bejaïa)

$$\frac{\Delta l_r}{0{,}5l} = 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_r = 9.8cm$$

- Fluage :

Les raccourcissements induits par le fluage dépendent directement des contraintes normales appliquées. Dans le cadre de cette étude, ils seront évalués en première approximation.

$$\frac{\Delta l_f}{0{,}5l} = k_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec k_{fl} est le coefficient de fluage à $t = 0°C$ au moment où il subit la contrainte σ_b Selon [Eurocode 2 article 3.1.4 figures 3.1 humidité 80%] avec $t_0 = 10$ jours, on trouve : $k_{fl} = 2$

Donc :

$$\Delta l_f = 9{,}8cm$$

– Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre caisson sous charge crée au niveau du joint de ballast un déplacement horizontal :

$$\Delta l_{re} = h \times \tan \alpha$$

Nous acceptons pour le dernier voussoir une rotation de 0.01 rad ce qui crée un déplacement

$$\Delta l_{re} = 3{,}75cm$$

Donc :

$$\Delta l_{final} = \Delta l_{dt} + \Delta l_r + \Delta l_f + \Delta l_{re} = 0{,}49 + 9{,}8 + 9{,}8 + 3{,}75$$

$$\Delta l_{final} = 23{,}84cm$$

VIII.5 SYSTEME D'ÉVACUATION DES EAUX PLUVIALES

Le système d'assainissement d'un tablier de pont remplit des fonctions essentielles de sécurité publique et de pérennité de l'ouvrage. La collecte transversale des eaux pluviales est assurée par une inclinaison de la chaussée en pente unique ou en double pente (profil en toit), dont la valeur minimale de 2 % s'élève couramment à 2,5 % en pratique. Une fois rabattues vers les lignes de fil d'eau, ces eaux sont évacuées longitudinalement et verticalement au moyen de gargouilles ou de corniches-caniveaux.

VIII.6 CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'analyser le rôle de chaque équipement du tablier et de définir leurs dimensionnements pour garantir la performance globale de la voie. L'intégration de ces dispositifs clôture l'étude de la superstructure, permettant d'aborder la conception de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

Chapitre IX

ETUDE SISMIQUE

IX.1 INTRODUCTION

L'étude sismique a pour objectif d'assurer la stabilité de l'ouvrage ainsi que la sécurité des usagers face aux sollicitations sismiques. Elle permet de déterminer les fréquences et les modes propres de vibration de la structure, d'évaluer les efforts maximaux transmis aux piles et aux fondations, et de dimensionner les dispositifs de protection tels que les appareils d'appui.

IX.2 DONNEES DE BASE

Le site du viaduc d'Akbou (Wilaya de Bejaia) présente les caractéristiques suivantes selon le RPOA 2008 :

Tableau IX.1. Les caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Paramètre	Valeur/Classe
Zone sismique	Zone IIa (moyenne)
Groupe d'usage	Groupe 2B (Pont important)
Coefficient d'accélération (A)	0.20
Catégorie de sol	S3 (sol meuble)
Taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) (ξ)	5%

IX.3 MODELISATION ET ANALYSE DYNAMIQUE LINAIRE

IX.3.1 Modélisation numérique sur Midas Civil

La structure est modélisée en 3D à l'aide du logiciel Midas Civil, en intégrant la modélisation des piles et des appareils d'appui.

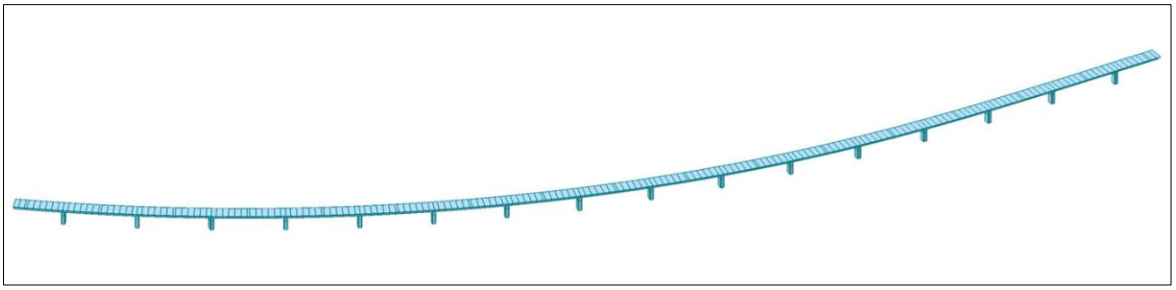


Figure IX.1. Modèle 3D du pont sur Midas Civil

IX.3.2 Détermination des actions sismiques

Pour l'analyse sismique, nous utilisons le spectre de réponse élastique S_{ae} comme donnée de base. Ce spectre est défini pour les deux directions horizontales selon la période élastique T et l'amortissement ξ de l'ouvrage. Les modèles spectraux intégrés au calcul sont les suivants :

- **Composante horizontale :**

La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon les directions longitudinale et transversale du pont. On utilise donc le spectre ci-dessous pour les deux directions :

$$S_{ae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} a_g S\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta a_g S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta a_g S\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta a_g S\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (g=9.81m/s²) ;

T :périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

S : coefficient de site ;

η : facteur de correction de l'amortissement ;

ξ : taux d'amortissement.

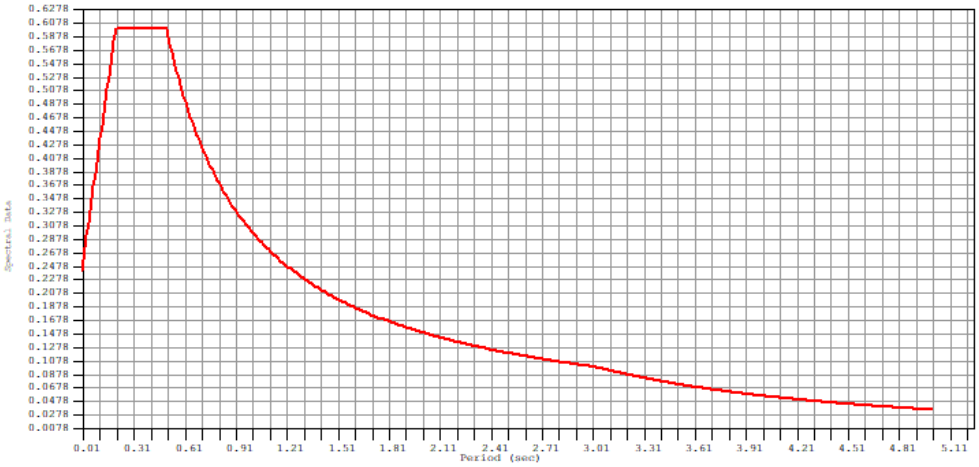


Figure IX.2. Spectre de réponse élastique : Composante horizontale

- **Composante verticale**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha a_g S\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha\eta a_g S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha\eta a_g S\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha\eta a_g S\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : α =0.7 pour la zone sismique IIa.

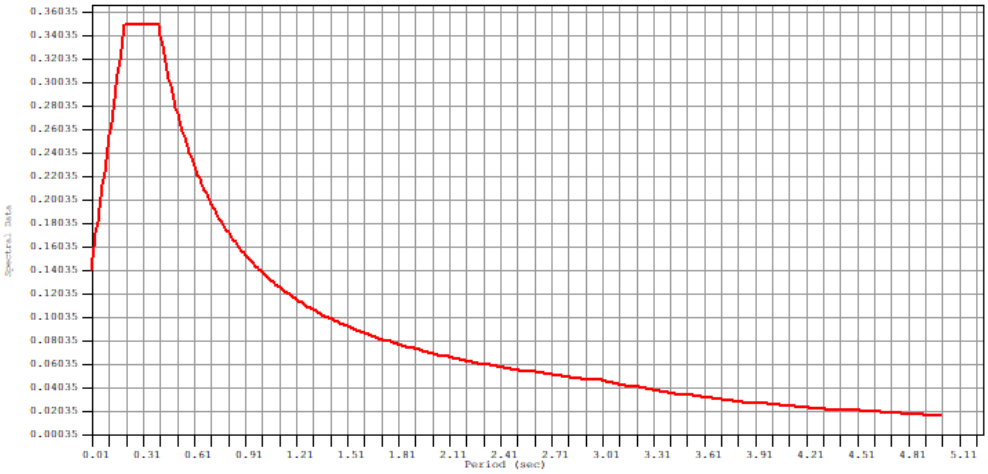


Figure IX.3. Spectre de réponse élastique : Composante sismique verticale

NB : Les effets de la composante sismique verticale sur les piles sont généralement négligés, pour les zones de faible sismicité I et IIa.

IX.3.3 Détermination des modes propres et caractéristiques dynamiques

Selon les exigences réglementaires du RPOA (4.3.2.3), une analyse sismique n'est considérée comme complète que si le cumul des participations massiques atteint le seuil minimal de **90 %** dans les trois directions (X,Y,Z). Cette condition garantit que les modes de vibration retenus sont représentatifs du comportement dynamique global de la structure sous sollicitation sismique.

Tableau IX.2. Modes propres

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.02	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.02	0.05	0.15	0.16	0.02	0.02	0.03	0.04	0.01	0.01	0.00	0.00
4	2.00	2.05	5.44	5.60	0.00	0.02	1.48	1.52	0.32	0.33	0.00	0.00
…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…
9	1.49	38.12	0.04	48.22	0.16	0.28	0.00	13.52	0.07	4.44	0.00	0.00
10	6.71	44.83	15.84	64.06	0.00	0.28	1.36	14.87	0.01	4.45	0.00	0.00
…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…
20	0.02	93.42	2.05	81.30	0.00	0.69	0.46	16.24	0.00	5.48	0.00	0.00
21	0.02	93.44	0.01	81.32	0.00	0.69	0.00	16.24	0.00	5.48	0.00	0.00
30	0.00	93.86	0.24	89.09	0.16	6.57	0.09	18.82	0.00	5.50	0.00	0.00
…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…
39	0.00	93.96	0.01	93.03	0.07	68.42	0.01	19.63	0.00	5.52	0.00	0.00
40	0.01	93.97	0.37	93.40	0.03	68.45	0.09	19.72	0.00	5.52	0.00	0.00

Le seuil réglementaire de 90% de participation massique cumulée est atteint au bout du 40ème mode pour les deux directions horizontales principales (93.97% selon X et 93.40% selon Y). Conformément aux exigences du RPOA, le comportement dynamique horizontal de la structure est entièrement capturé. La composante verticale Z, bien que n'atteignant pas 90% à ce stade (68.45%), n'influe pas significativement sur les sollicitations des piles d'après les critères d'application retenus.

Chapitre X

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1 INTRODUCTION

L'infrastructure constitue l'ensemble des éléments assurant la liaison entre le tablier et le sol de fondation. Ce chapitre est dédié à la conception et au dimensionnement des piles, semelles et du système de fondations profondes sur pieux.

X.2 ETUDE DE LA PILE

X.2.1 Conception des piles

Le choix s'est porté sur une pile de type caisson d'une section rectangulaire, solide en haut puis évidée. Nous avons retenu une conception de piles de dimensions $4m \times 5{,}2\ m$ avec une épaisseur de voile de $0{,}60\ m$.

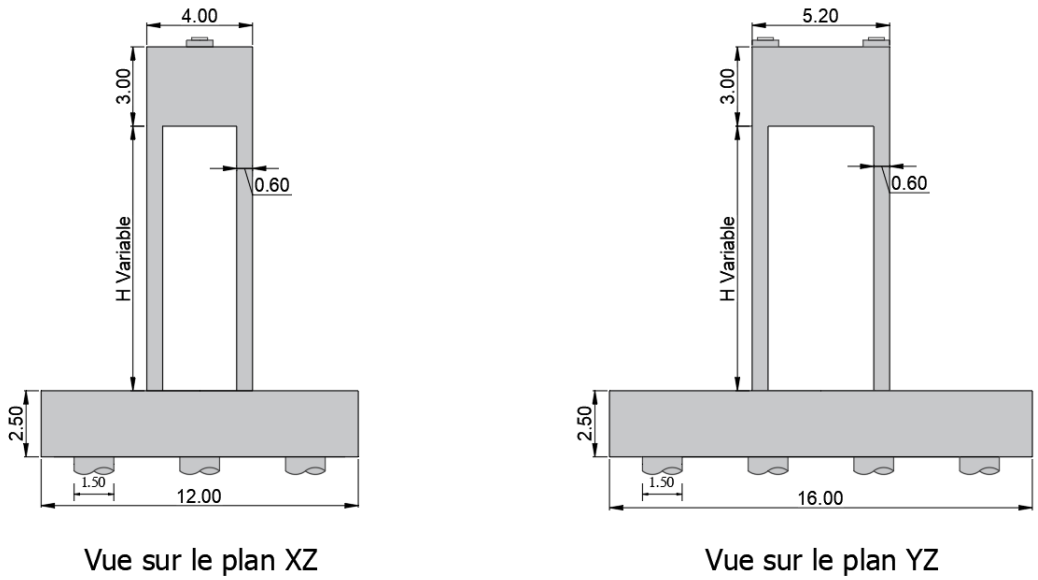


Figure X.1. Coupe longitudinale de la pile

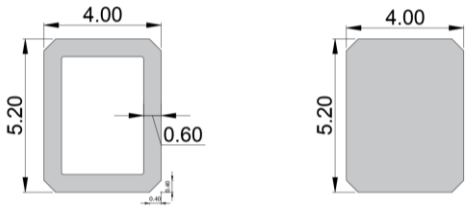


Figure X.2. Coupe transversale de la pile

- **Implantation et hauteur des piles**

Tableau X.1. Implantation et hauteur des piles

Pile/Culée	PK	Hauteur (m)	Pile/Culée	PK	Hauteur (m)
P1	22+530	8.41	P9	23+010	12.62
P2	22+590	12.53	P10	23+070	12.12
P3	22+650	12.83	P11	23+130	11.00
P4	22+710	12.76	P12	23+190	10.36
P5	22+770	12.53	P13	23+250	9.39
P6	22+830	12.18	P14	23+310	8.80
P7	22+890	12.22	P15	23+370	8.23
P8	22+950	11.62	P16	23+430	7.58

- **Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis au flambement**

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

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70}$$

$\boldsymbol{l_f}$ longueur du flambement de la pile la plus haute $\boldsymbol{l_f = 2l_0}$

$\boldsymbol{i}$ rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}}$ (transversal) ; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}}$ (longitudinal)

Application numérique (Vérification de la stabilité de la pile la plus haute) :

$l_0 = 12.83\ m$; $I_x = 3.004\ m^4$; $I_y = 1.930\ m^4$; $B = 9.284\ m^2$

$l_f = 2 \times 12.83 = 25.66\ m$; $i_x = \sqrt{\frac{3.004}{9.284}} = 0.568\ m$; $i_y = \sqrt{\frac{1.930}{9.284}} = 0.456\ m$;

D'où :

$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{25.66}{0.568} = 45.17 < 70$

$\lambda_x = \frac{l_f}{i_y} = \frac{25.66}{0.456} = 56.27 < 70$

Conclusion : Pas de risque de flambement.

X.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitation induisent sur la pile des efforts dynamiques et statiques se résumant en forces verticales, horizontales et moments de flexion. Le comportement structurel de la pile sera assimilé à celui d'une console encastrée en pied.

Efforts sismiques

Selon le RPOA, une méthode est utilisée pour prendre en compte l'incertitude directionnelle des séismes en combinant les forces sismiques orthogonales cette combinaison permet de déterminer l'effet probable de l'action sismique maximale résultante de l'occurrence simultanée des actions sismiques le long des axes orthogonaux X, Y, Z.

$$E_1 = E_x \pm 0.3\ E_y \pm 0.3\ E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3\ E_x \pm 0.3\ E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0.3\ E_x \pm 0.3\ E_y$$

Combinaisons des efforts

Conformément aux dispositions de l'Eurocode 0 (NF EN 1990 / Annexe A2) pour l'établissement des critères de sécurité et de l'Eurocode 1 Partie 2 (NF EN 1991-2 / Section 6) pour la définition des surcharges ferroviaires, les sollicitations sur la pile sont calculées en appliquant les combinaisons d'actions suivantes :

$$\mathbf{ELS} = G + LM71_{\text{Voie 1}} + \text{Freinage}_{\text{Voie 1}} + SW2_{\text{Voie 2}} + 0{,}8 \cdot T$$

$$\mathbf{ELU} = 1{,}35 \cdot G + 1{,}45 \cdot [LM71_{\text{Voie 1}} + \text{Freinage}_{\text{Voie 1}}] + 1{,}45 \cdot SW2_{\text{Voie 2}} + 1{,}2 \cdot T$$

$$\mathbf{ELA} = G + E + 0{,}6 \cdot LM71_{\text{Voie 1}}$$

La pile la plus sollicitée est la pile 8, ci-dessous le tableau des résultats :

Tableau X.2. évaluation des réactions et moments à la base des piles les plus sollicitées

élément	Combinaison	R_V (kN)	M_Y (kN.m)	M_X (kN.m)
Pile 08	ELS	-29424.5	27597.7	-19165.6
	ELU	-40717.2	40476.9	-28200.4
	ELA	-23742.2	233750.1	276960.8

X.2.3 Ferraillage de la pile

Le ferraillage d'une section rectangulaire creuse est généralement réparti en deux nappes d'armatures, disposées respectivement à proximité des surfaces extérieure et intérieure. Le dimensionnement de la section est réalisé à l'aide des abaques de Walther. Les piles étant soumises à de la flexion oblique, les sollicitations de calcul les plus défavorables sont obtenues sous la combinaison accidentelle (ELA) pour la Pile 08 :

$$N = 23.742 \text{ MN} \; ; \; M_{T\,max} = 276.960 \text{ MN}.m \; ; \; M_{L\,max} = 233.750 \text{ MN}.m$$

Les abaques de Walther permettent de déterminer le ratio mécanique d'armature totale, noté ω. Pour exploiter ces abaques en flexion oblique, il convient au préalable de calculer les variables réduites suivantes :

$$\boldsymbol{m_x = \frac{M_x}{b \cdot h^2 \cdot \beta_w}} \quad ; \quad \boldsymbol{m_y = \frac{M_y}{b^2 \cdot h \cdot \beta_w}} \quad ; \quad \boldsymbol{n = \frac{N}{b \cdot h \cdot \beta_w}} \quad ; \quad \boldsymbol{\eta = \frac{m_y}{m_x}}$$

Nota : la résistance à la compression du béton $\boldsymbol{f_{c28}}$ est notée $\boldsymbol{\beta_w}$ selon la version originale du livre de Walther (édité en Suisse à l'EPFL).

Une fois la valeur de ω lue sur l'abaque en fonction de ces paramètres, la section totale d'armatures nécessaires (F_a) est déduite à partir de la définition du ratio mécanique :

$$\boldsymbol{\omega = \frac{F_a}{b \cdot h} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{c28}}{\sigma_s}}$$

Application numérique

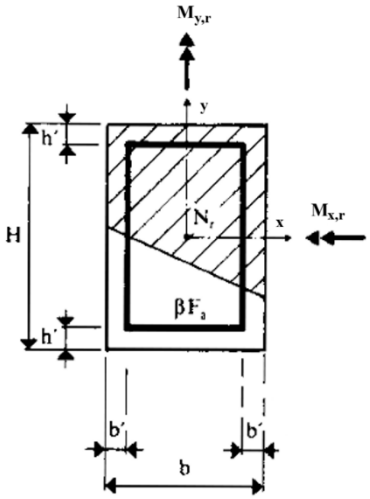
$$h = 5.2\,m \; ; \; b = 4\,m \; ; \; \beta = \frac{b}{2(b+h)} = \frac{4}{2(4+5.2)} = 0.2174$$

$$m_x = \frac{233.750}{4 \times 5.2^2 \times 30} = 0.072$$

$$m_y = \frac{276.9608}{4^2 \times 5.2 \times 30} = 0.110$$

$$n = \frac{-23.7422}{4 \times 5.2 \times 30} = -0.038$$

$$\eta = 1.527$$



Le rapport donne : $\eta = 0 < \eta = 1.527 < \eta = \infty$

On utilise les abaques suivants pour obtenir le degré mécanique d'armature totale ω :

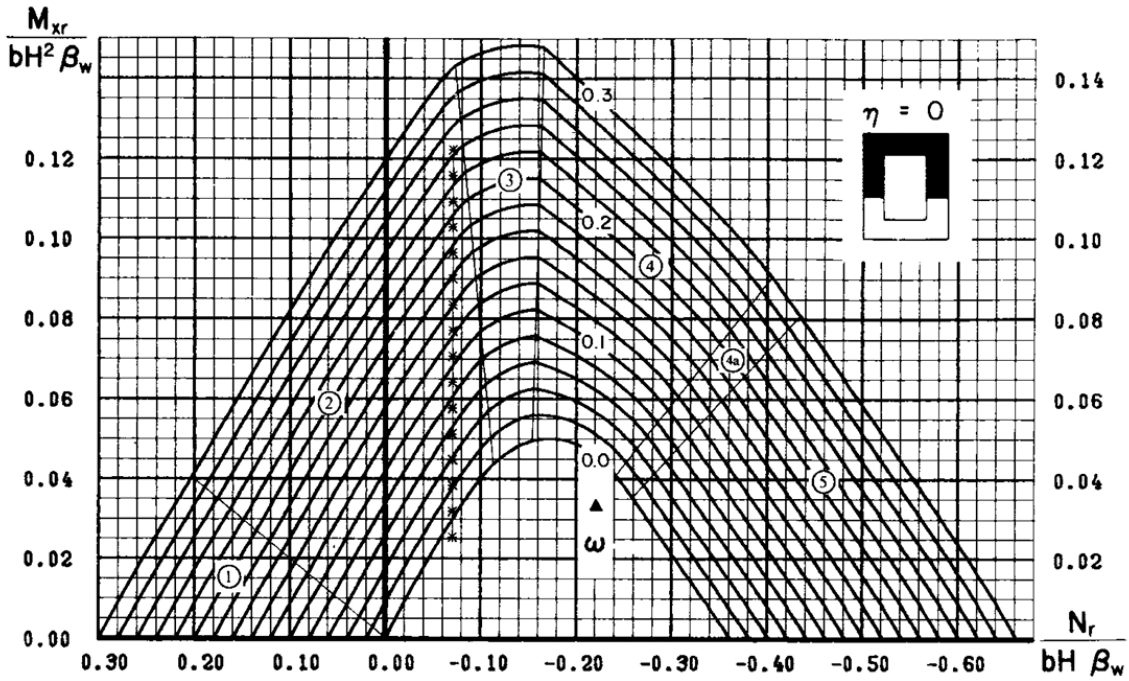


Figure X.3. Abaque de Walther pour $\eta = 0$

D'où : $\omega_i(\eta = 0) = 0.142$

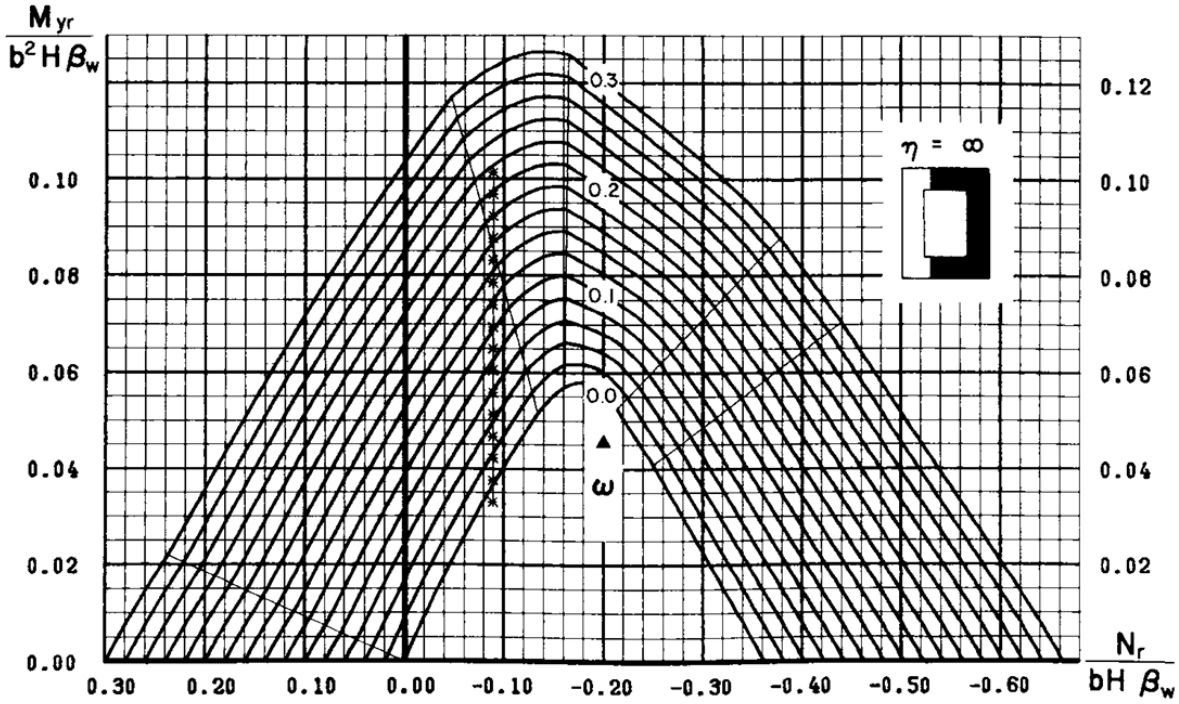


Figure X.4. Abaque de Walther pour η=∞

D'où : $\omega_i(\eta = \infty) = 0.286$

La section totale d'armatures nécessaires

$$\boldsymbol{F_a = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{c28}}{\sigma_s}}$$

Application numérique

$$F_a = \frac{0.142 \times 4 \times 5.2 \times 30 \times 10^4}{500} = 1772.16\ cm^2$$

$$F_a = \frac{0.286 \times 4 \times 5.2 \times 30 \times 10^4}{500} = 3570\ cm^2$$

On continue le calcul avec $\boldsymbol{F_a = 3570\ cm^2}$

Donc on a :

$$A_{s(Côté\,b)} = \beta \times F_a = 0{,}2174 \times 3570 = 776.12\ cm^2$$

On choisit **2 nappes de HA32, e=15 cm**

$$A_{s(Côté\,h)} = (0.5 - \beta) \times F_a = 0.2826 \times 3570 = 1008.88\ cm^2$$

On choisit **2 nappes de HA32, e=15 cm**

$$A_{s\,min} = 0.23 \times h \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 5.2 \times 4 \times \frac{2.4}{500} = 229.63\ cm^2 \leq A_s$$

$$\Longrightarrow \boldsymbol{CNF\ Vérifiée}$$

Armatures transversales

Les armatures transversales doivent former un ceinturage continu afin de maintenir efficacement chaque barre (ou groupe de barres) du ferraillage longitudinal et s'opposer à leur flambement prématuré vers l'extérieur de la paroi sous l'effet des efforts normaux maximaux.

La section d'armatures transversales minimale est donnée par la formule :

$$\boldsymbol{A_t = \frac{A_l\, f_{el}}{16\, f_{et}} \cdot \frac{s_t}{100}}$$

Avec :

$\boldsymbol{A_l}$**:** La section maximale d'une barre longitudinale (ou d'un groupe de barres accolées).

$\boldsymbol{f_{el}, f_{et}}$ **:** Limites élastiques respectives des aciers longitudinaux et transversaux.

$\boldsymbol{s_t}$ **:** L'espacement des armatures transversales (en mm).

L'espacement maximum des armatures selon RPOA (article 7.2.1.2):

$$\boldsymbol{s_t \leq \min(12\phi_L\,;\ b\,;\ 200\ mm)}$$

$$s_t \leq min(12 \times 32\,;\ 400\,;\ 200\ mm) = 20cm$$

$$s_t = 15cm$$

Tableau X.3. Ferraillage de la pile

Dimensions	Coté b	Coté h
A_L(cm²)	776.12	1008.88
ϕ_l (mm)	HA32 e=15cm	HA32 e=15cm
A_t (cm²)	97.01	126.11
ϕ_t (mm)	HA16 e=15 cm	HA16 e=15 cm

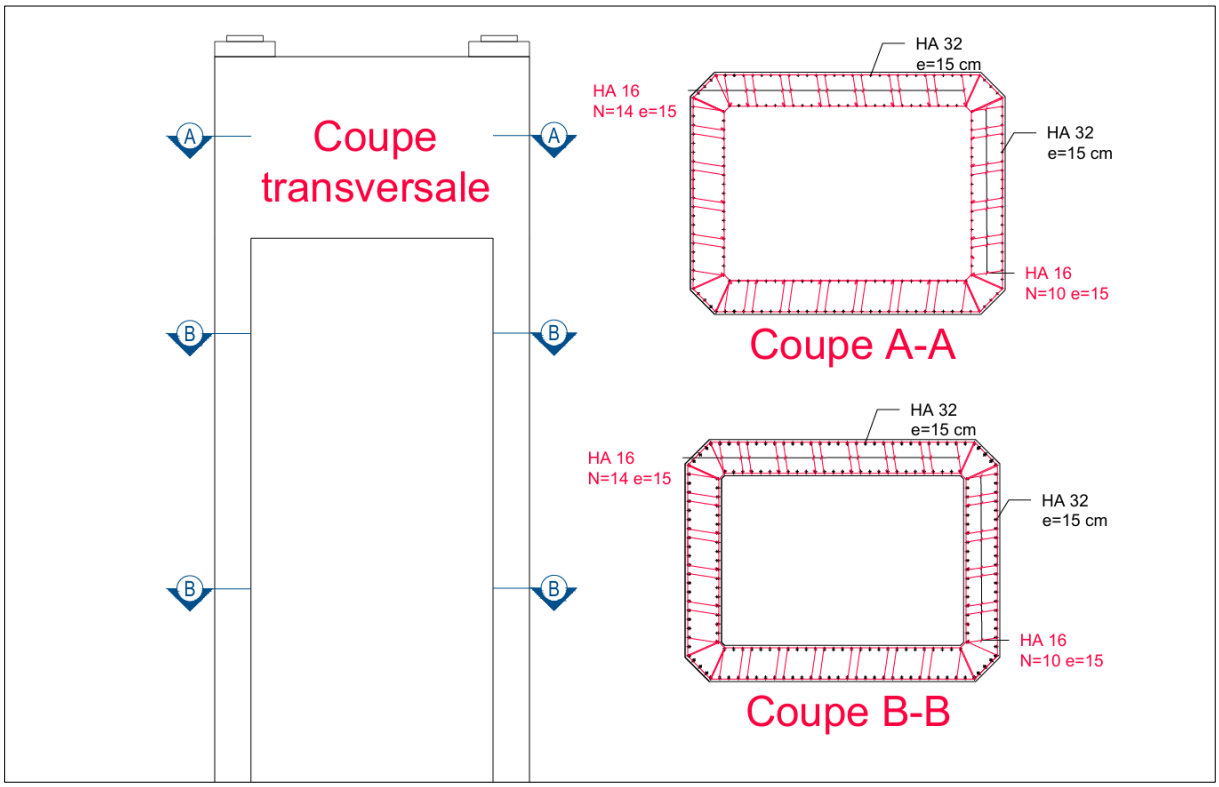


Figure X.5. Ferraillage de la pile

X.3 ETUDE DES FONDATIONS PROFONDES

X.3.1 Choix du type de fondation et présentation du rapport de sol

Le choix du type de fondation dépend de la nature des couches de sol traversées, des charges transmises par la superstructure ainsi que des critères de déformabilité admissibles par l'ouvrage. On distingue généralement trois grandes catégories de fondations :

- Les fondations superficielles ;
- Les fondations semi-profondes ;
- Les fondations profondes.

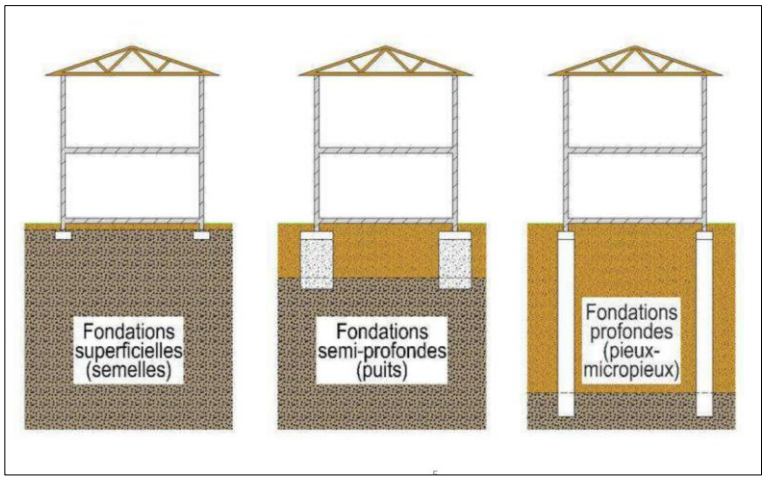


Figure X.6. Les types des fondations

Pour le présent viaduc ferroviaire, le recours à des fondations profondes (pieux) se justifie par les arguments techniques suivants :

- **Nature géotechnique du site :** Le rapport de sol met en évidence des couches superficielles de faible capacité portante (alluvions et argiles) sur une épaisseur importante. Le bon sol (marneux compact) se situe à une profondeur qui ne permet pas d'envisager des fondations superficielles économiques.
- **Importance des charges ferroviaires :** Le viaduc ferroviaire transmet des charges verticales massives combinées à d'importants efforts horizontaux et moments de renversement.
- **Sensibilité aux tassements :** Les ponts rails sont extrêmement sensibles aux tassements différentiels. Un infime déplacement vertical ou horizontal entre une pile et une culée perturberait la géométrie de la voie et mettrait en danger la circulation des trains à grande vitesse.

En conséquence, les fondations profondes par pieux encastrés dans la couche résistante s'imposent pour garantir le transfert des charges en profondeur par frottement latéral et effet de pointe, tout en assurant un tassement quasi nul.

X.3.2 Dimensionnement et justification géotechnique des pieux (fascicule 62)

Modélisation

Pour le calcul des pieux nous allons exploiter les résultats du modèle globale fait par Midas Civil 2022.

La semelle est représentée par des éléments plaques d'épaisseur de 2.50 m. Reposant sur des éléments barres de section circulaire avec un diamètre D = 1.50 m représentant les pieux.

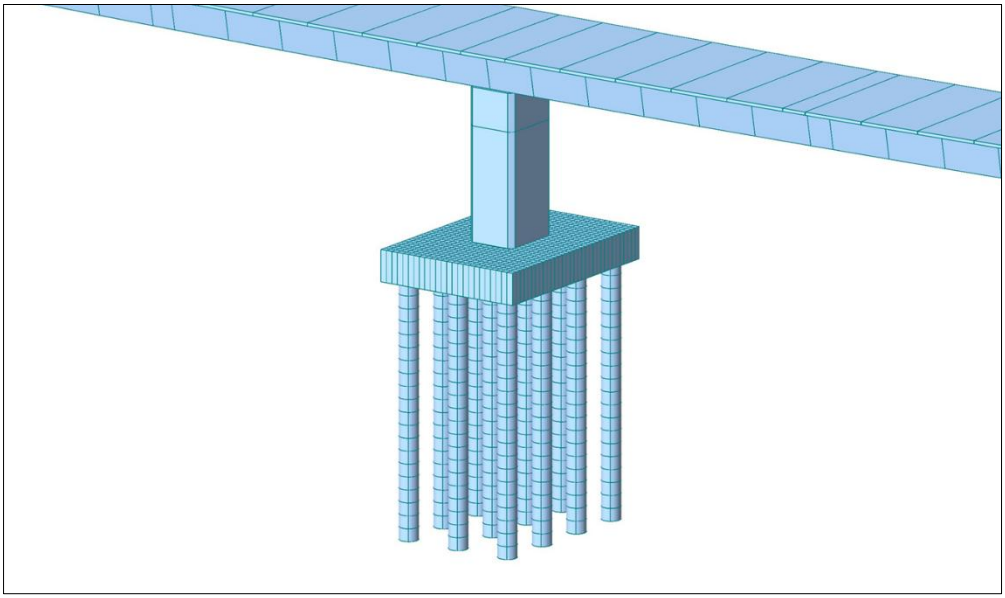


Figure X.7. Vue en 3D de l'EF de la semelle et les pieux sur Midas

L'interaction sol structure est prise en compte à l'aide des appuis élastiques (spring point) avec les raideurs horizontales (K_f) et verticales (K_τ) du sol issues de rapport géotechnique (Annexe D).

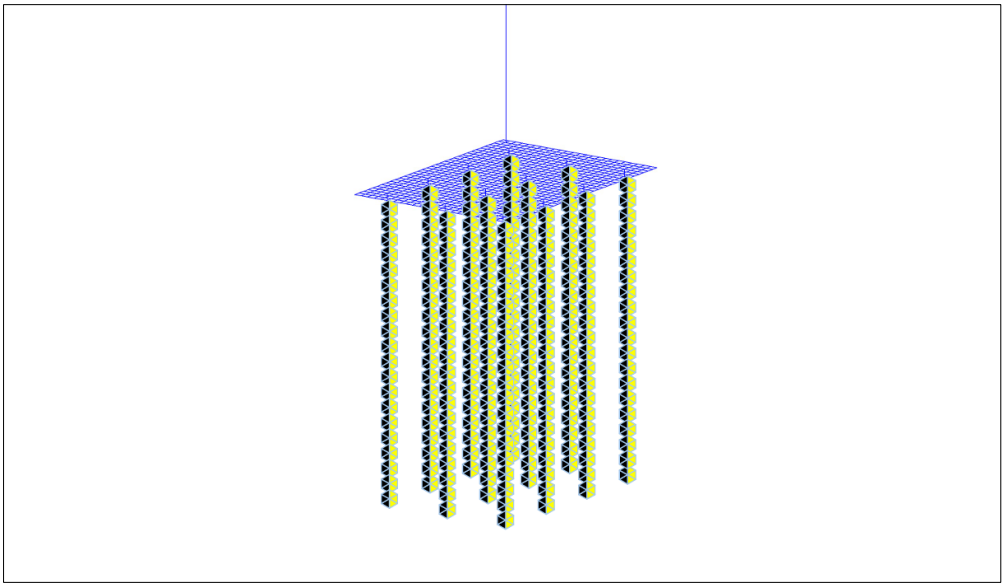


Figure X.8. Modèle EF sur Midas, Boundary

Résultats

Les résultats suivants sont les sollicitations maximales dans pieux dans les cas les plus défavorables

Tableau X.4. Les sollicitations maximales dans les pieux

Combinaison	$F_X\ (kN)$	$M_Y\ (kN.m)$	$M_z\ (kN.m)$
ELS	4430.76	-117.88	-109.51
ELU	5540.17	-157.12	276.01
ELA	3139.49	-689.01	726.47

Ancrage des pieux

La longueur des pieux est déterminée en comparant les réactions sur les pieux aux capacités portantes données dans le rapport géotechnique. La réaction de calcul est la plus grande force axiale dans les éléments barres qui représente les pieux.

Pour déterminer la longueur idéale des pieux nous avons fait un modèle avec une longueur de pieux égale à 20 m. Et nous avons comparé la portance et les actions jusqu'à avoir un bon rapport entre ces deux derniers.

Pour la portance de sol nous allons prendre en compte le sondage correspondant à la position de la pile 8.

Tableau X.5. Calcul d'ancrage des pieux

Combinaison	N (kN)	Z_{min} (m)
ELS	4430.76	-6.00
ELU	5540.17	-19.50
ELA	3139.49	-3.50

Cote d'ancrage minimale : $Z\ min\ =\ -19.50\ m$

Cote de référence : $Z\ ref\ =\ -4.00\ m$

Longueur minimale de pieu : $Lp, min\ =\ 15.50\ m$

Longueur de pieu : $\boldsymbol{Lp\ =\ 19.00\ m}$

$Lp\ >\ Lp, min$ Vérifié

Vérification d'arrachement

On a aucune réaction négative, donc il ne y a pas de risque d'arrachement.

Calcul du ferraillage longitudinal

Le calcul de ferraillage a été réalisé à l'aide du logiciel ROBOT Expert, en prenant compte de la section des pieux D=1.5 m, et les sollicitations résultantes de la modélisation, soumise à une flexion composée déviée.

Les résultats de ferraillage sont accompagnée dans **l'annexe C**. D'après ce, on choisit :

29HA20 avec un entraxe de 15.21 cm, et As = 91.11 cm².

Calcul du ferraillage transversal

Selon les recommandations du RPOA 2008 (7.6.2.2.b) nous avons une zone critique sous la semelle d'une longueur égale à deux fois le diamètre de pieu donc :

$L_{zc1} = 2 \times 1.50 = 3.00\ m$

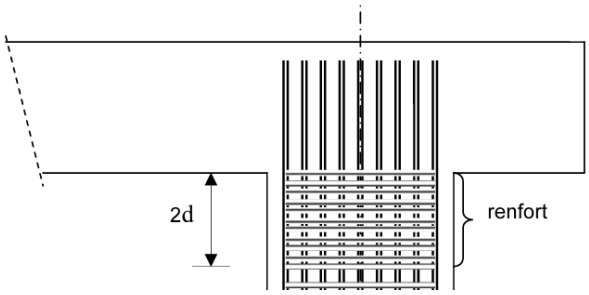


Figure X.9. Ferraillage du pieu

Ces renforts concernent uniquement les aciers transversaux ; les armatures transversales en zones renforcées sont caractérisés par un pourcentage en volume de $0{,}8\%/\sqrt{d}$, borné supérieurement à 0.8 %, et un espacement des cerces de 10 cm. (RPOA 7.6.2.2.b).

Nous allons diviser le pieu en deux zones pour le calcul de ferraillage transversal, une première zone de 3.00 m et le reste de pieu sera en deuxième zone.

Les efforts de calcul :

$$V = \sqrt{F_y^2 + F_z^2}$$

Tableau X.6. Effort de dimensionnement du ferraillage transversal

Zone	Combinaison	V (kN)	N (kN)
1	**ELU**	88.94	5540.17
	ELA	315.56	3139.49
2	**ELU**	33.70	5296.90
	ELA	133.06	2720.19

Les résultats sont représentés dans **l'annexe C**, on choisit :

Pour la zone 1 : Des cerces HA16 avec un espacement de $S_t = 10\ cm$.

Pour la zone 2 : Des cerces HA16 avec un espacement de $S_t = 15\ cm$.

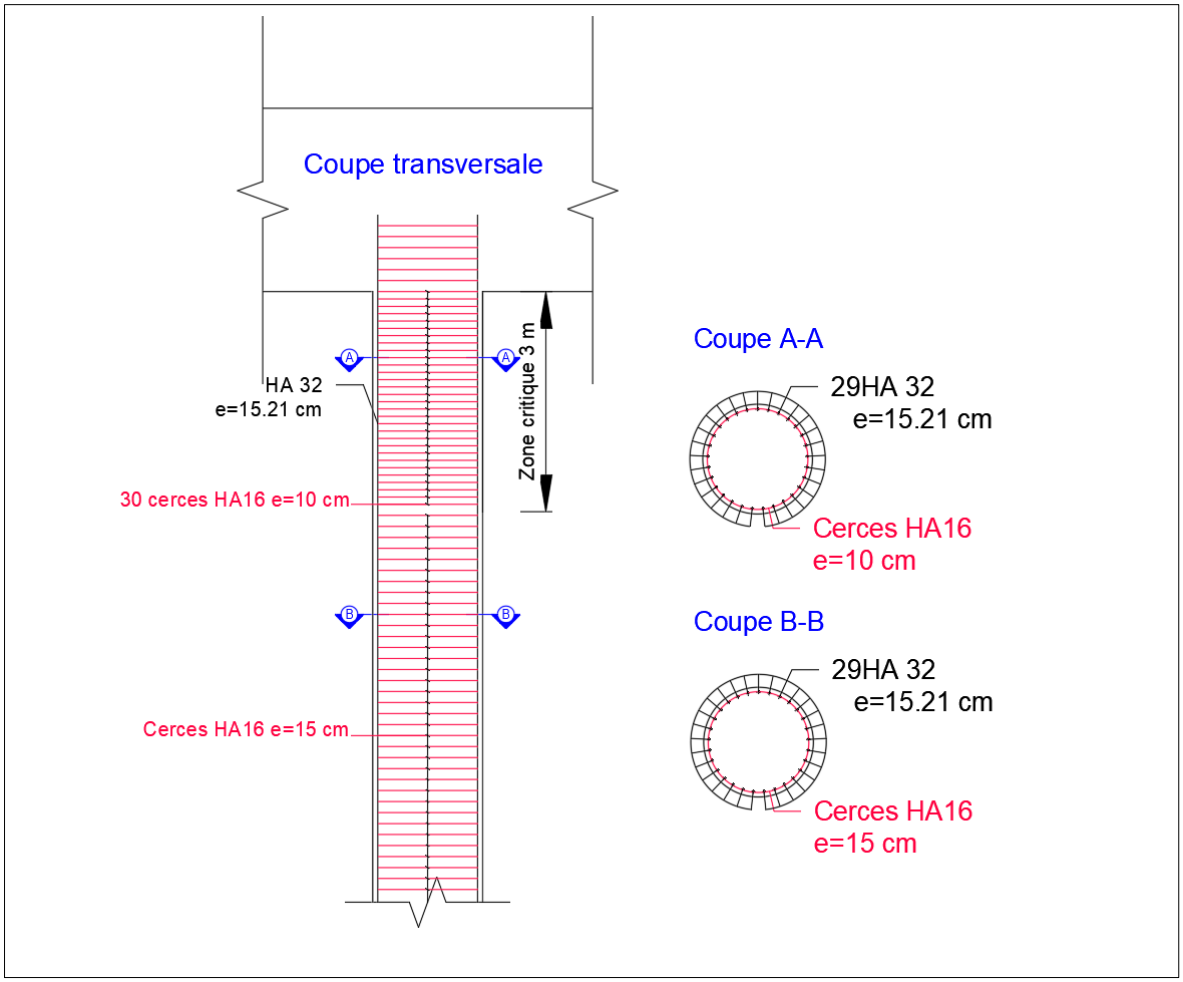


Figure X.10. Plan de ferraillage du pieu

X.4 ETUDE ET FERRAILLAGES DES SEMELLES

Selon RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées dans la zone IIa est de :

<u>En traction :</u>

$$\mathbf{0.15\%} < \boldsymbol{\rho_g} < \mathbf{1.5\%}$$

Application numérique

$H = 2.5\ m$; $B = 100 \times 250 = 25000\ cm^2$

$A_s = \rho_g \times B$

$A_{s\ min} = 37.50\ cm^2$; $A_{s\ max} = 375\ cm^2$

<u>En compression :</u>

$$\mathbf{0.10\%}$$

Application numérique

$H = 2.5\ m$; $B = 100 \times 250 = 25000\ cm^2$

$A_s = \rho_g \times B$

$A_{s\,min} = 25\ cm^2$;

Tableau X.7. évaluation des efforts dans la semelle

Moments	ELS	ELU	ELA
$M_{x\,max}$	4710.00	8490.41	4607.57
$M_{x\,min}$	-2444.38	-3163.72	-1824.87
$M_{y\,max}$	5944.47	8122.45	4671.07
$M_{y\,min}$	-2450.00	-3494.82	-1971.00

Calcul du ferraillage longitudinal

Avec Robot Expert, on calcul le ferraillage nécessaire sous la flexion simple suivant les deux sens XX, YY :

Dans le sens X :

Nappe inf : $A_s = 105.90\ cm^2$, on choisit 2 nappes HA32 avec e=15 cm

Nappe sup : $A_s = 52.70\ cm^2$, on choisit une nappe HA32 avec e=15 cm

Armatures latérales : $A_{s,l} = \frac{A_s}{10} = \frac{105.90}{10} = 10.59\ cm^2$ 16HA14 avec e=30 cm

Dans le sens Y :

Nappe inf : $A_s = 135.00\ cm^2$, on choisit 2 nappes de HA32 et 1 nappe de HA25 avec e=15 cm

Nappe sup : $A_s = 52.80\ cm^2$, on choisit une nappe HA32 avec e=15 cm

Armatures latérales : $A_{s,l} = \frac{A_s}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\ cm^2$ 16HA14 avec e=30 cm

Calcul du ferraillage transversal

Selon EN 1992-1-1 : Il convient que le diamètre des armatures transversales (cadres, boucles ou armature en hélice) ne soit pas inférieur à 6 mm ou au quart du diamètre maximal des barres longitudinales.

$$\varphi_t \geq \max\left(6\,;\,\frac{32}{4}\right) = 8\,mm$$

Selon RPOA : Les cadres sont calculés pour reprendre un cisaillement en moins égale à 0.4 MPa sont disposés dans un maillage d'espacement maximal de 40 cm.

Selon BAEL : On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau} = \min\,(0.1\,f_{c28}\,;4MPa)$$

Au niveau du pieu l'effort tranchant max que subit la semelle est $V_{u,max} = 5540.17\,kN$

Application numérique

$b_0 = 3\,m; h = 2.5\ m; d = 0.9\,h$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{5540.17 \times 10^{-3}}{3 \times 0.9 \times 2.5} = \mathbf{0.82\ MPa} < \bar{\tau} = \min(0.1 \times 30\,;4MPa) = \mathbf{3MPa}$$

$\Longrightarrow$ ***vérifiée***

Les cadres A_t et leur espacement S_t doivent respecter la condition :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0(\tau_u - 0.3\,K\,f_{tj})}{0.9\,(f_e/\gamma_s)}$$

$\gamma_s = 1.15\,(ELU)$;

$K = 1\,(flexion\ simple\ et\ pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage)$;

Espacement minimal :

$$S_{t,max} \leq \min(0.9d\,;40\,cm) = 40\,cm$$

Application numérique

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0\left(\tau_u - 0.3\,K\,f_{tj}\right)}{0.9\,(f_e/\gamma_s)} = \frac{3 \times (0.82 - 0.3 \times\ 2.4)}{0.9\,(500/1.15)} \times 10^4 = 7.67\,cm^2/ml$$

On choisit 2HA16 sur une bande de 3.00 m avec un espacement de 30 cm.

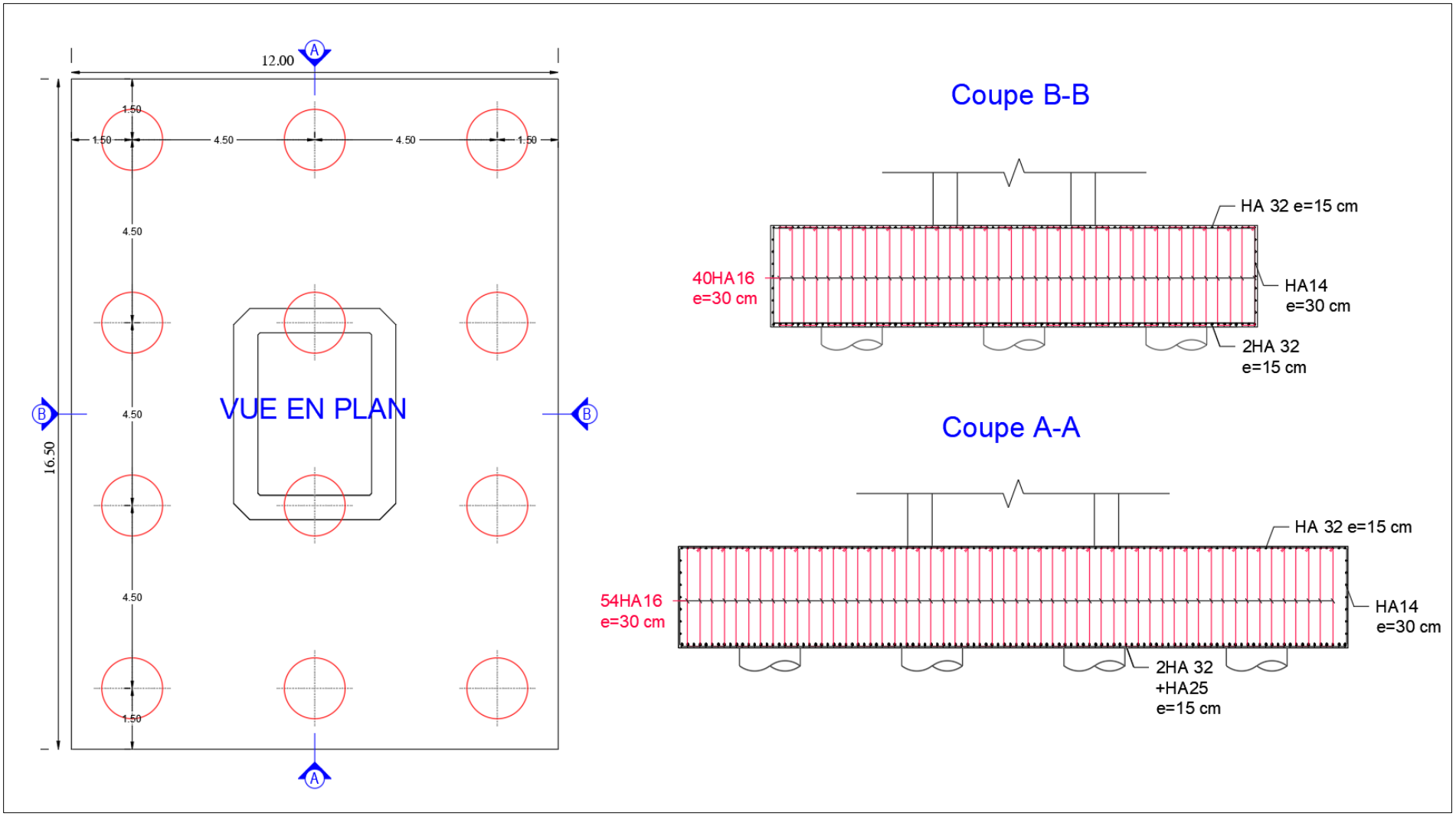


Figure X.11. Plan de ferraillage de la semelle

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce projet de fin d'études, qui marque l'aboutissement de notre cursus au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, nous avons eu l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques et les compétences techniques acquises tout au long de notre formation à travers l'étude et la conception détaillée du viaduc ferroviaire d'Akbou, ouvrage stratégique de la liaison ferroviaire Beni Mansour–Béjaïa.

La conception de ce viaduc ferroviaire de 980 m, implanté sur un tracé en courbe, a nécessité une démarche méthodologique rigoureuse s'appuyant sur l'utilisation de logiciels de modélisation par éléments finis tels que MIDAS Civil et Robot Structural Analysis. Cette approche nous a permis d'analyser avec précision le comportement de l'ouvrage, tant durant les phases de construction par encorbellements successifs qu'en phase d'exploitation.

Au-delà des aspects techniques, ce projet a constitué une expérience formatrice, nous permettant de mettre en application les réglementations en vigueur (BAEL, BPEL, RPOA, Eurocodes et fiches UIC) tout en développant notre maîtrise des outils de calcul et notre capacité à appréhender les défis complexes de l'ingénierie des ouvrages d'art.

En définitive, ce travail représente bien davantage qu'un exercice académique. Il constitue une étape déterminante dans notre formation d'ingénieurs, en consolidant les compétences scientifiques, techniques et méthodologiques indispensables à l'exercice de notre future profession. Nous espérons que cette étude pourra contribuer à la réflexion technique autour des infrastructures ferroviaires et qu'elle marquera le début de notre engagement au service de la conception et de la réalisation d'ouvrages performants, durables et adaptés aux défis de mobilité de demain.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] 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).

[2] 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).

[3] Code UIC 776-R1 charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails.

[4] Document SETRA, Guide méthodologique, Eurocode 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton. (2007).

[5] Document SETRA, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP), (1996).

[6] Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, (2003).

[7] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton. (2010).

[8] Fascicule N°62-Titre V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. (1993).

[9] NF EN 1991-2 Eurocode 1- Actions sur les structures- Partie 2: Actions sur les ponts, dues au trafic. (2009).

[10] RCPR, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. (2009). Algérie.

[11] RPOA, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008, Algérie.

[12] THONIER, H. (1992). Le béton précontraint aux états-limites en conformité avec le BPEL 91, France.

ANNEXE A

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

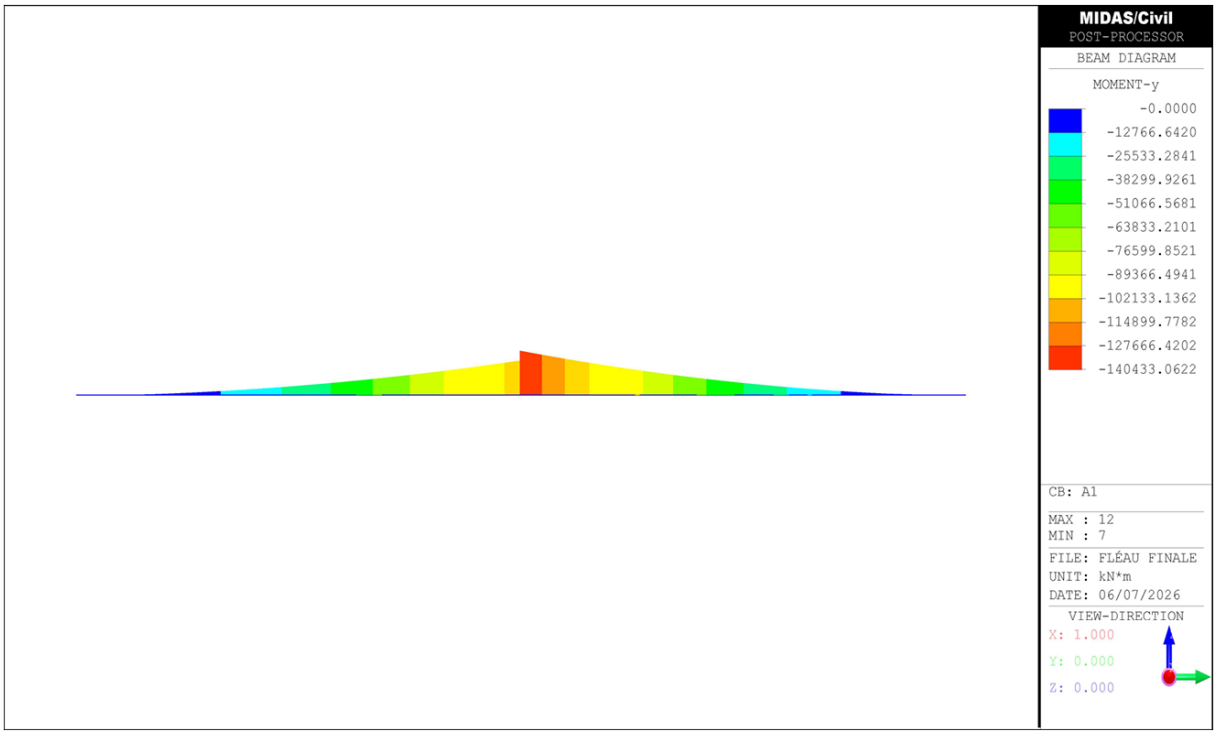


Figure A.1. Moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison A1 (kN.m)

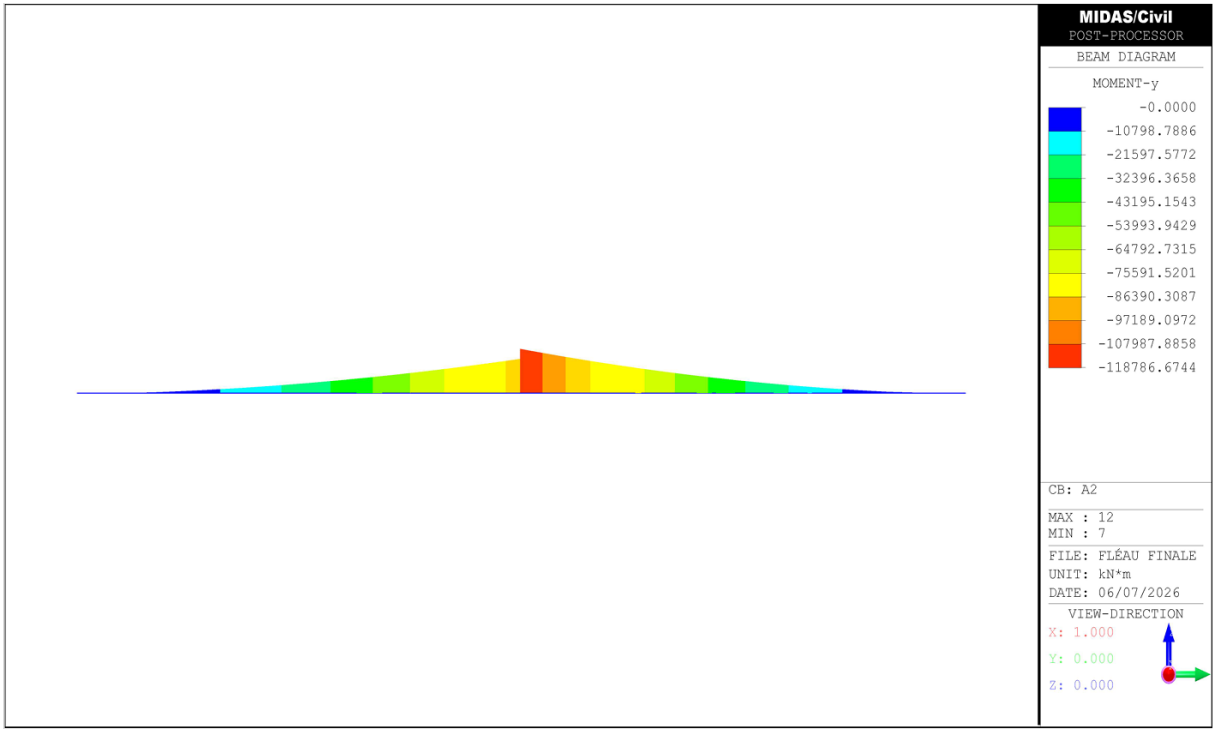


Figure A.2. Moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison A2 (kN.m)

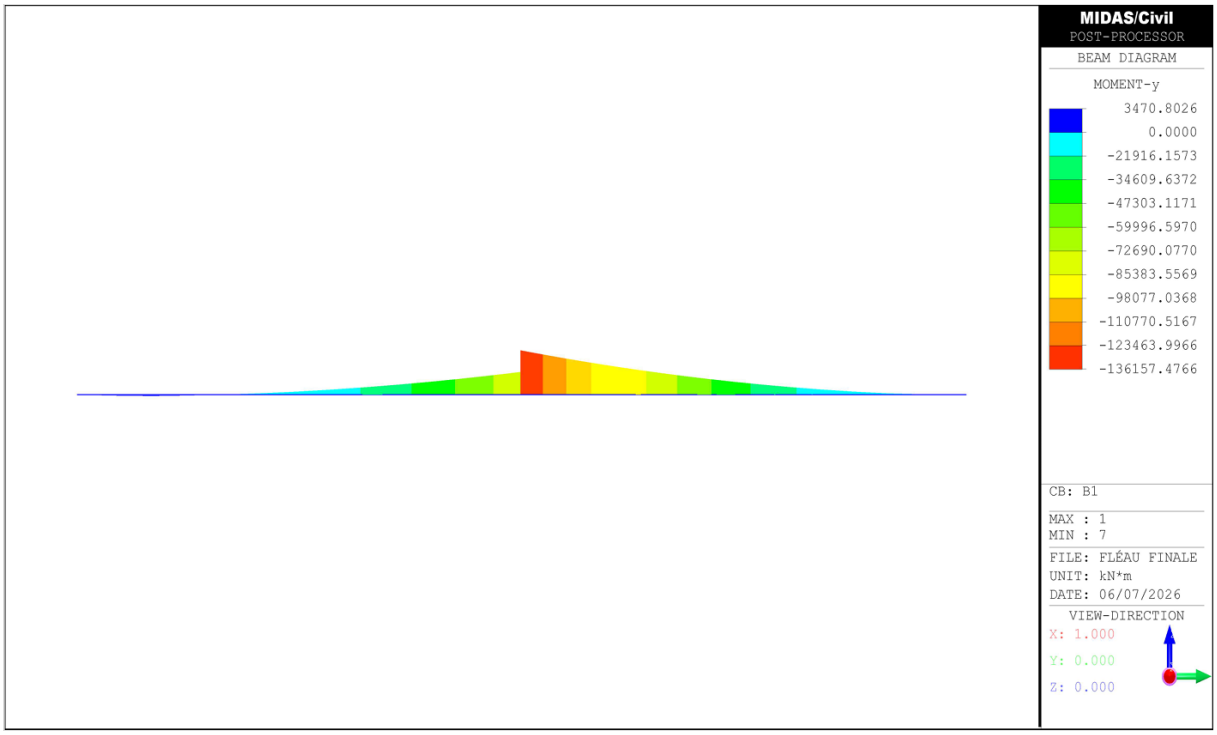


Figure A.3. Moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison B1 (kN.m)

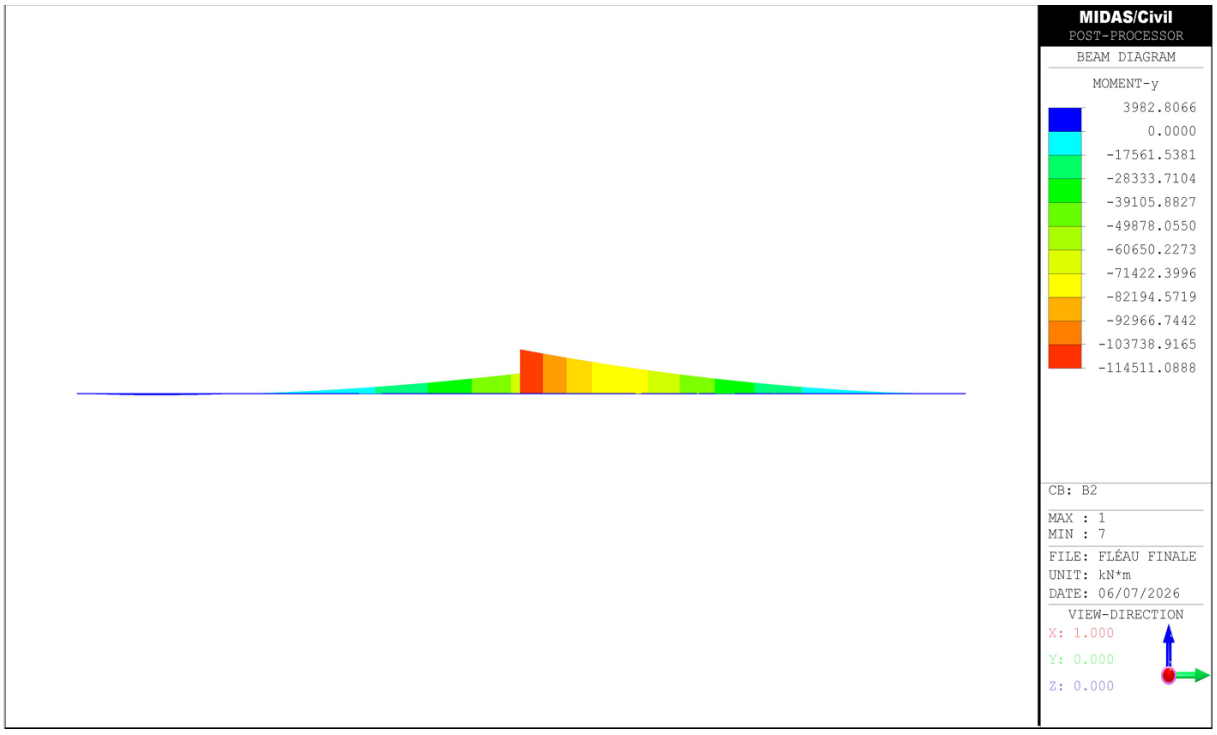


Figure A.4. Moment fléchissant dans la phase de construction du fléau sous la combinaison B2 (kN.m)

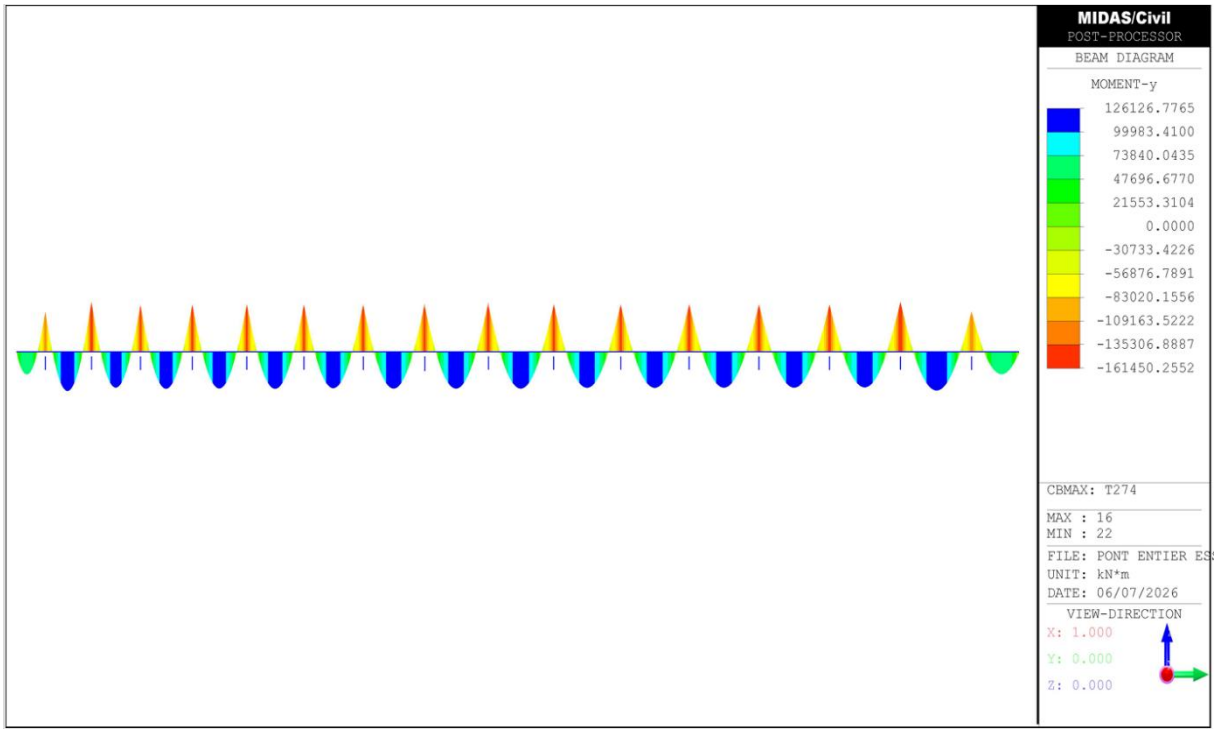


Figure A.5. Moment fléchissant longitudinal maximum du travée principale (kN.m)

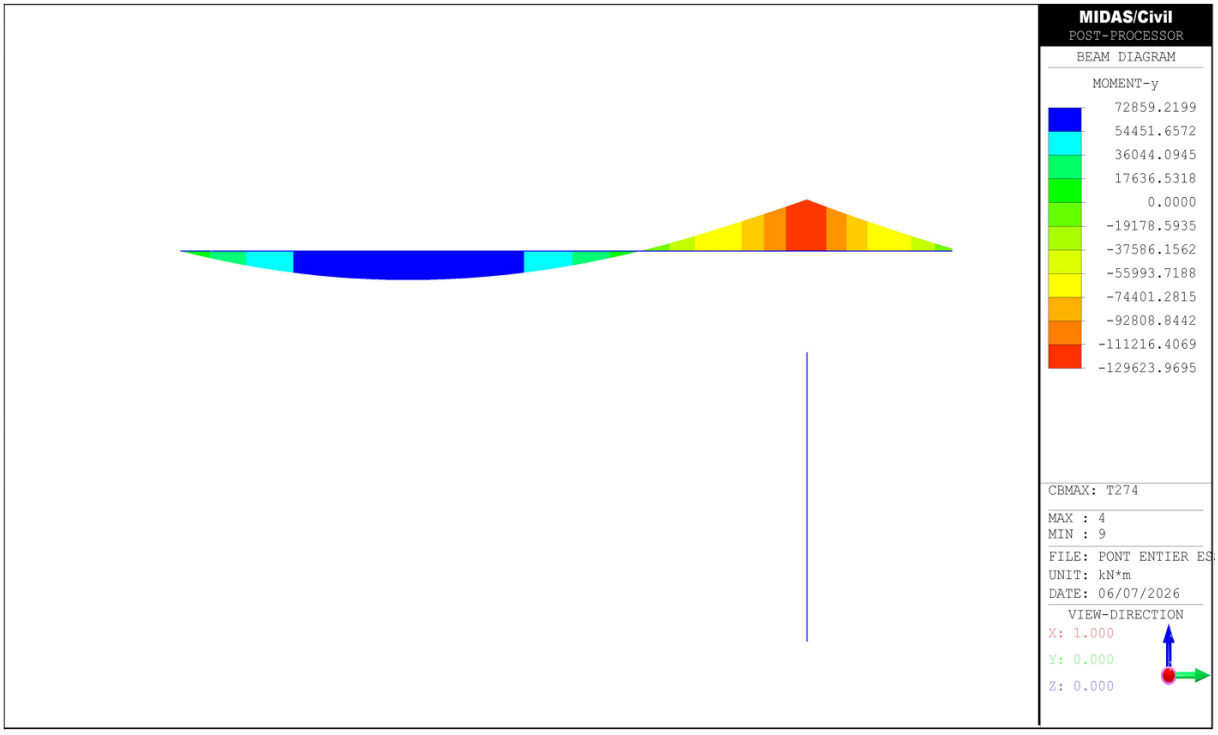


Figure A.6. Moment fléchissant longitudinal maximum du travée du rive (kN.m)

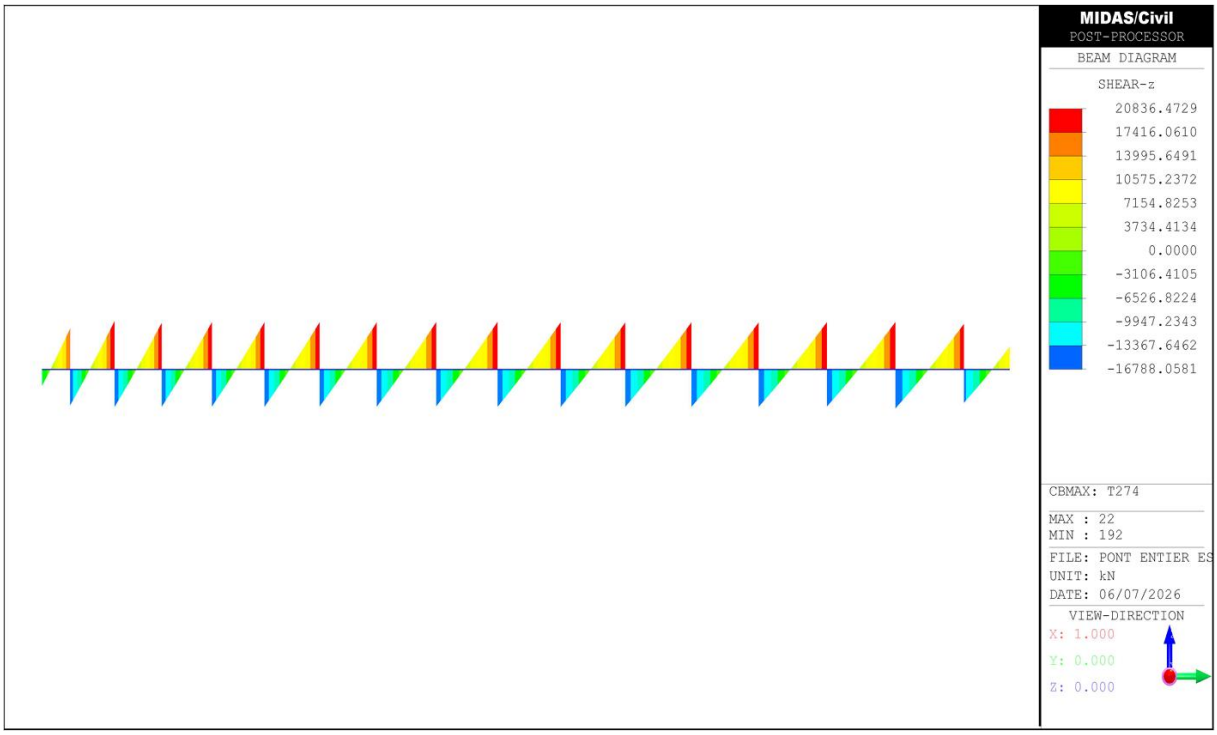


Figure A.7. Effort tranchant maximum longitudinal à ELS (kN)

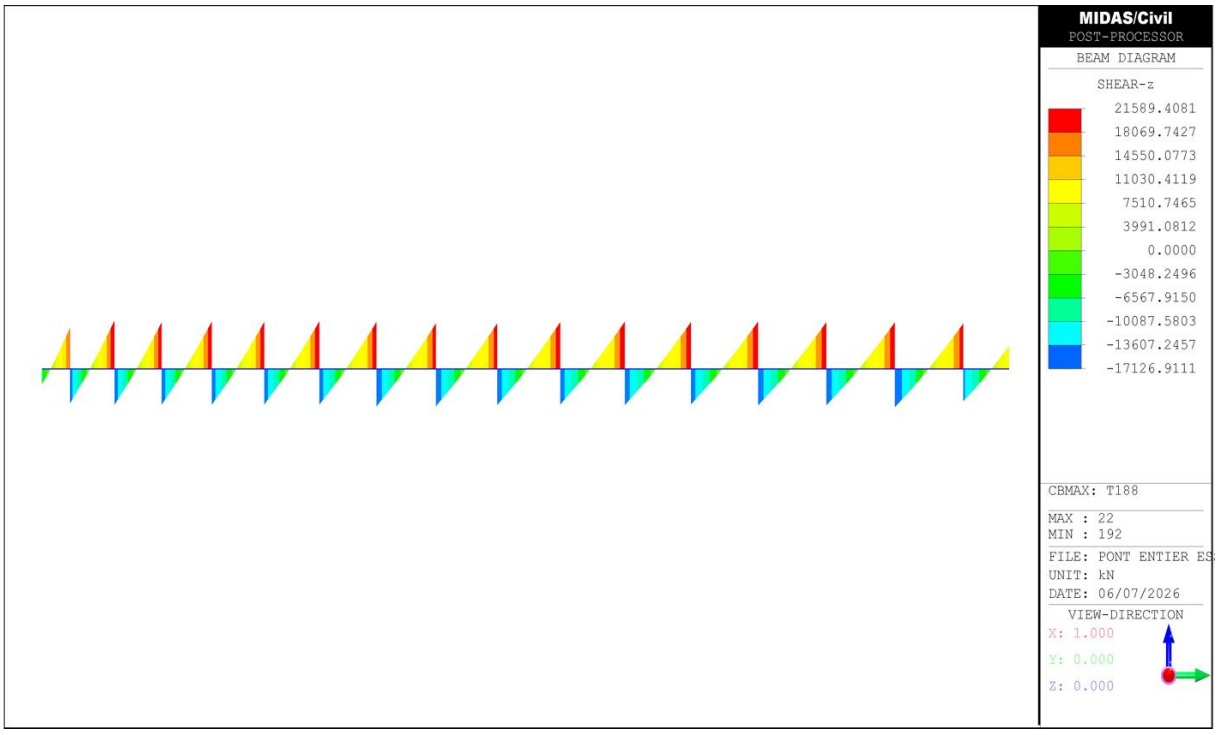


Figure A.8. Effort tranchant maximum longitudinal à ELU (kN)

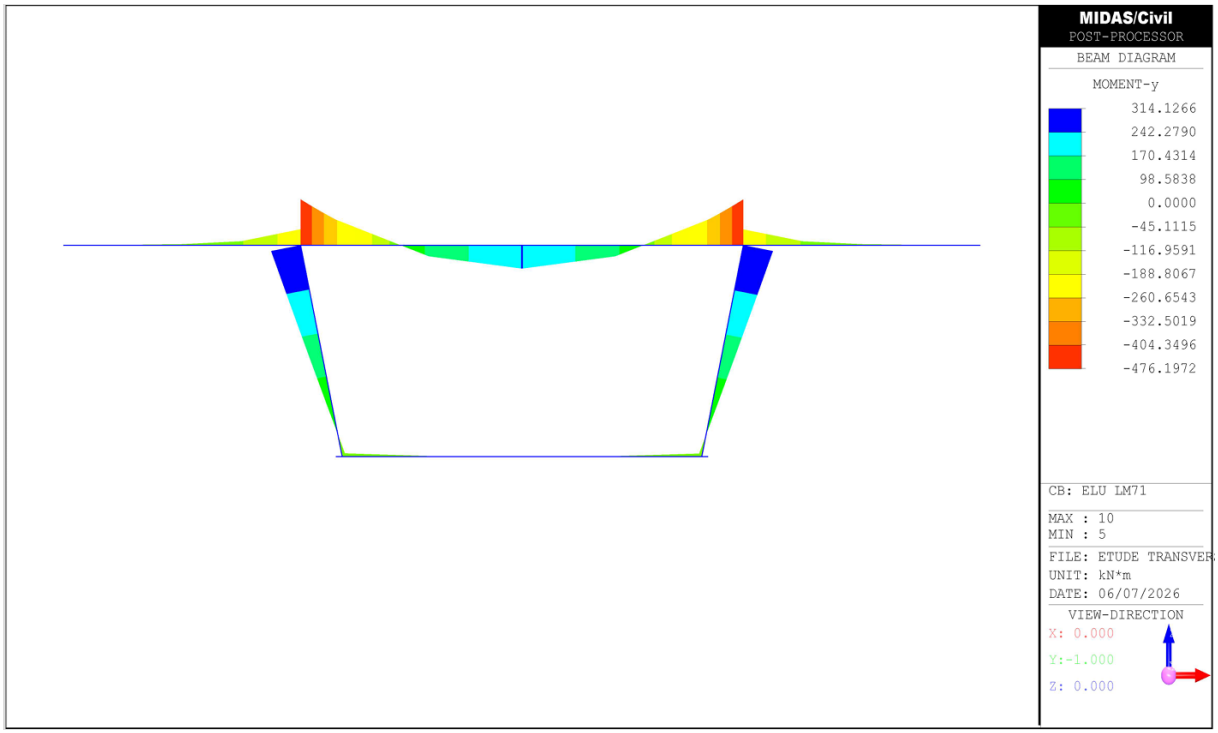


Figure A.9.Moment fléchissant transversale du VSP à ELU (kN.m)

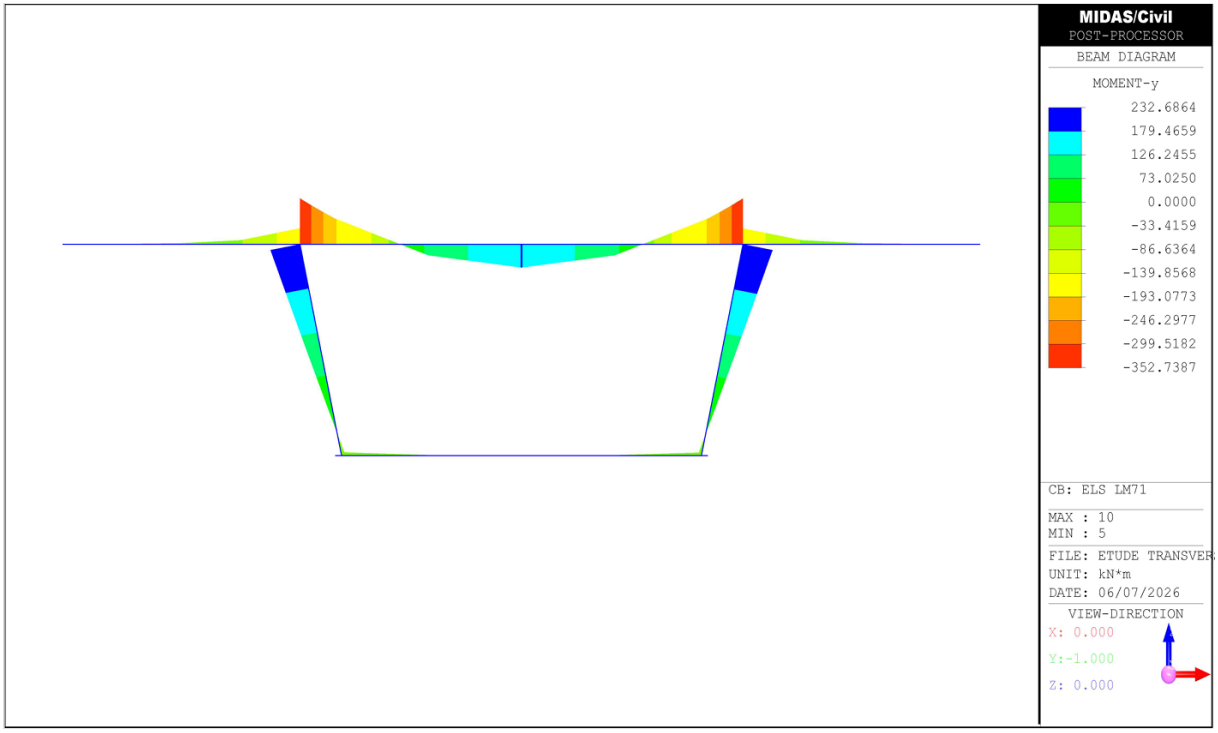


Figure A.10. Moment fléchissant transversale du VSP à ELS (kN.m)

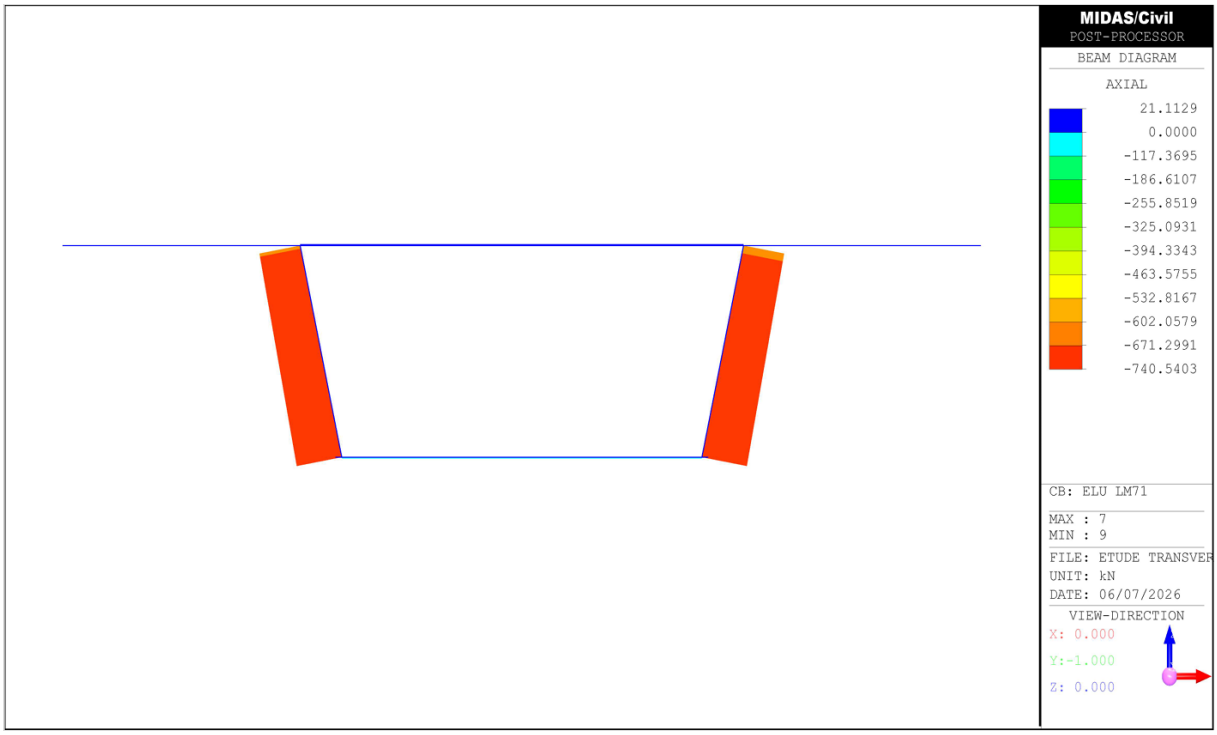


Figure A.11. Effort normal du VSP à ELU (kN)

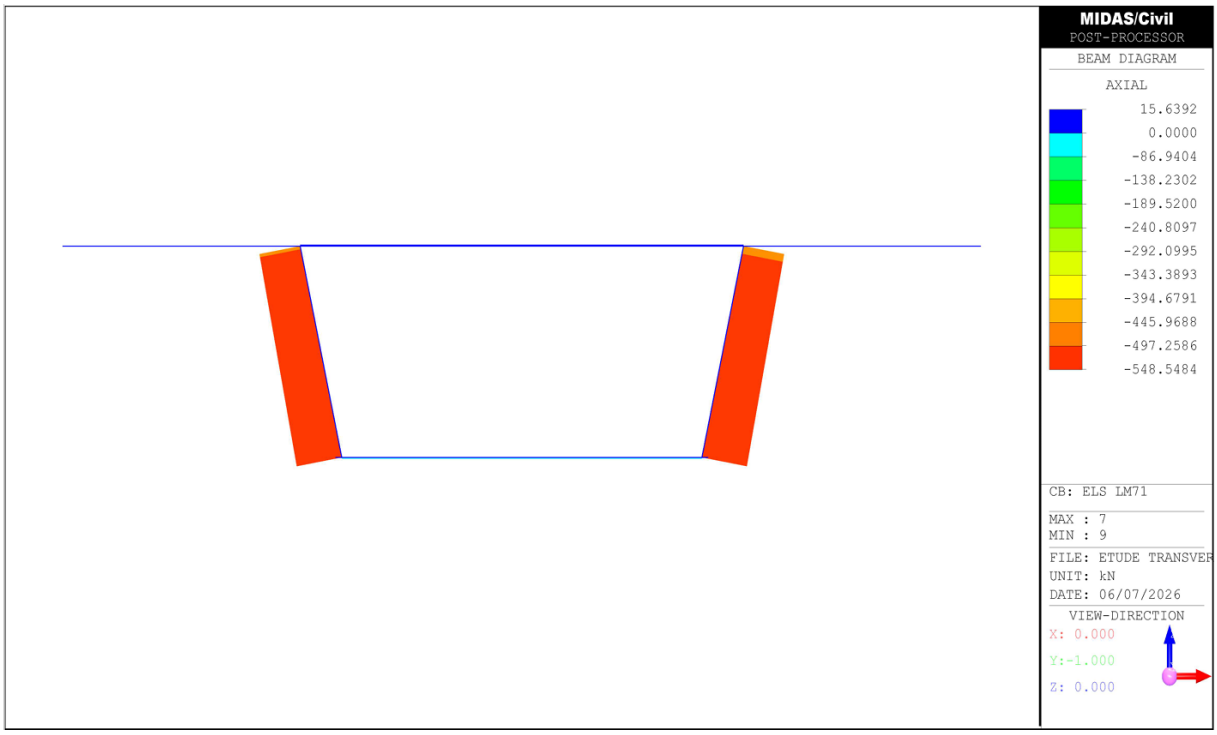


Figure A.12. Effort normal du VSP à ELS (kN)

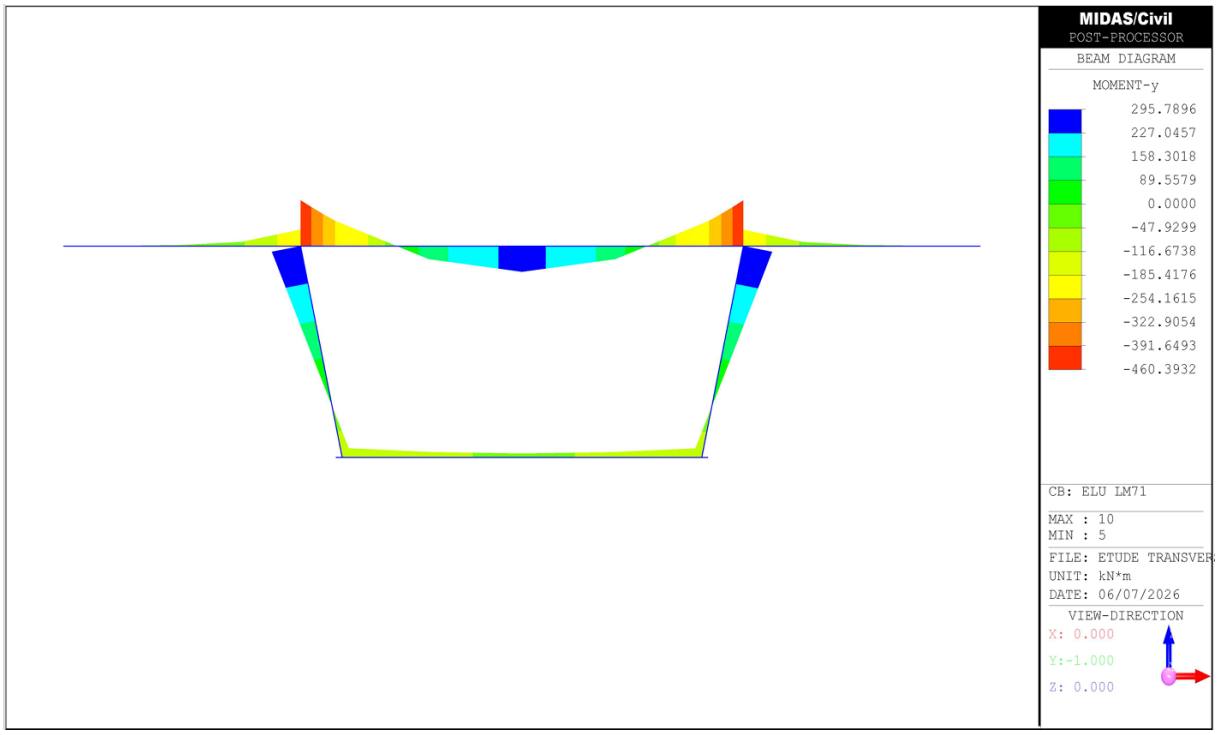


Figure A.13. Moment fléchissant transversale du VC à ELU (kN.m)

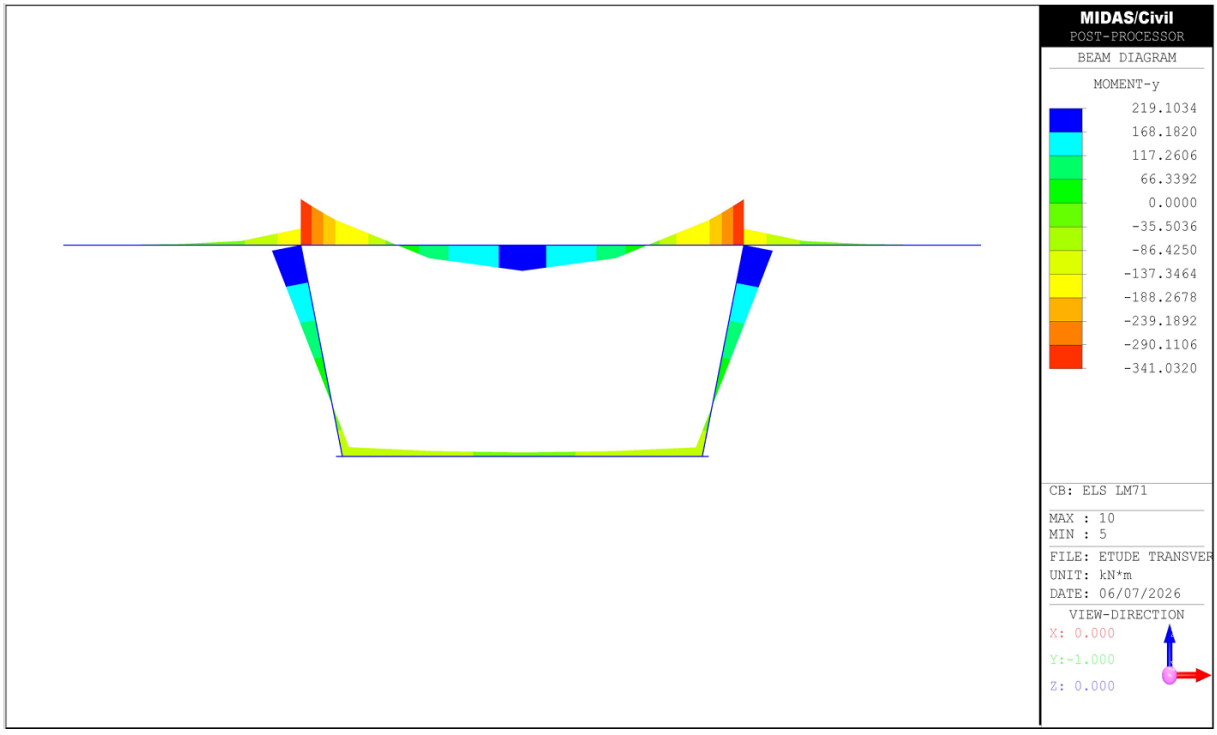


Figure A.14. Moment fléchissant transversale du VC à ELS (kN.m)

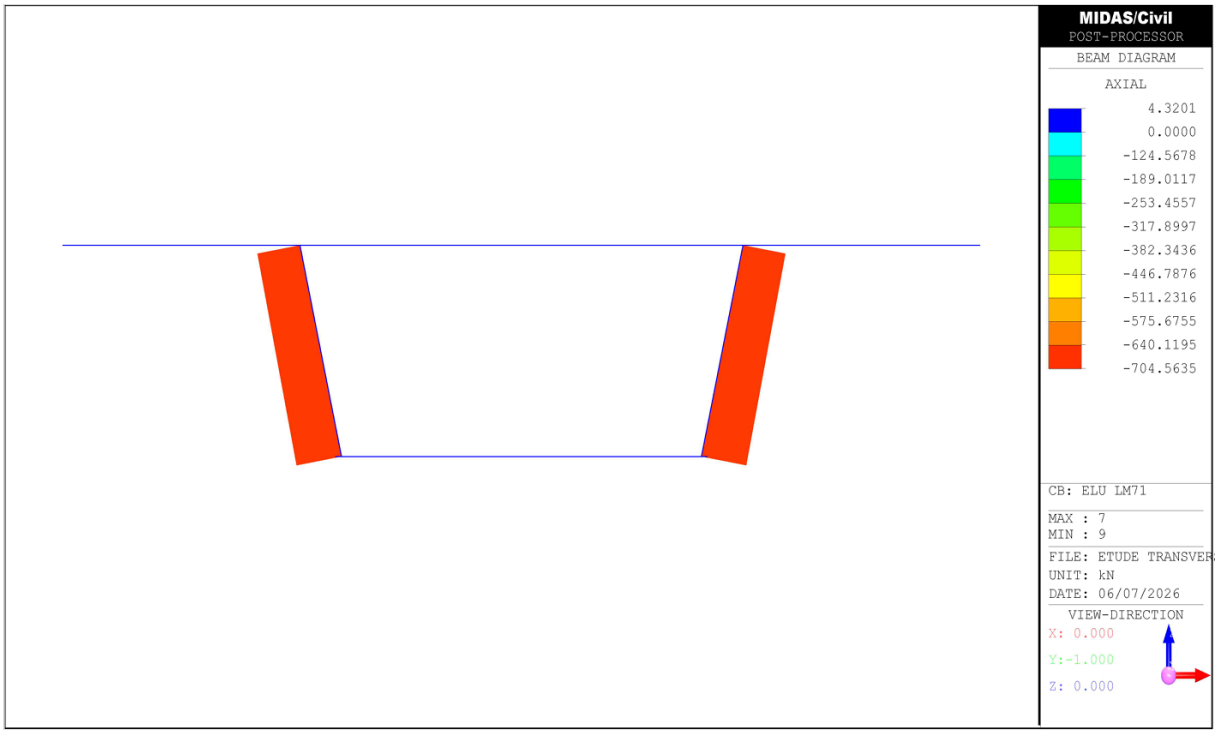


Figure A.15. Effort normal du VC à ELU (kN)

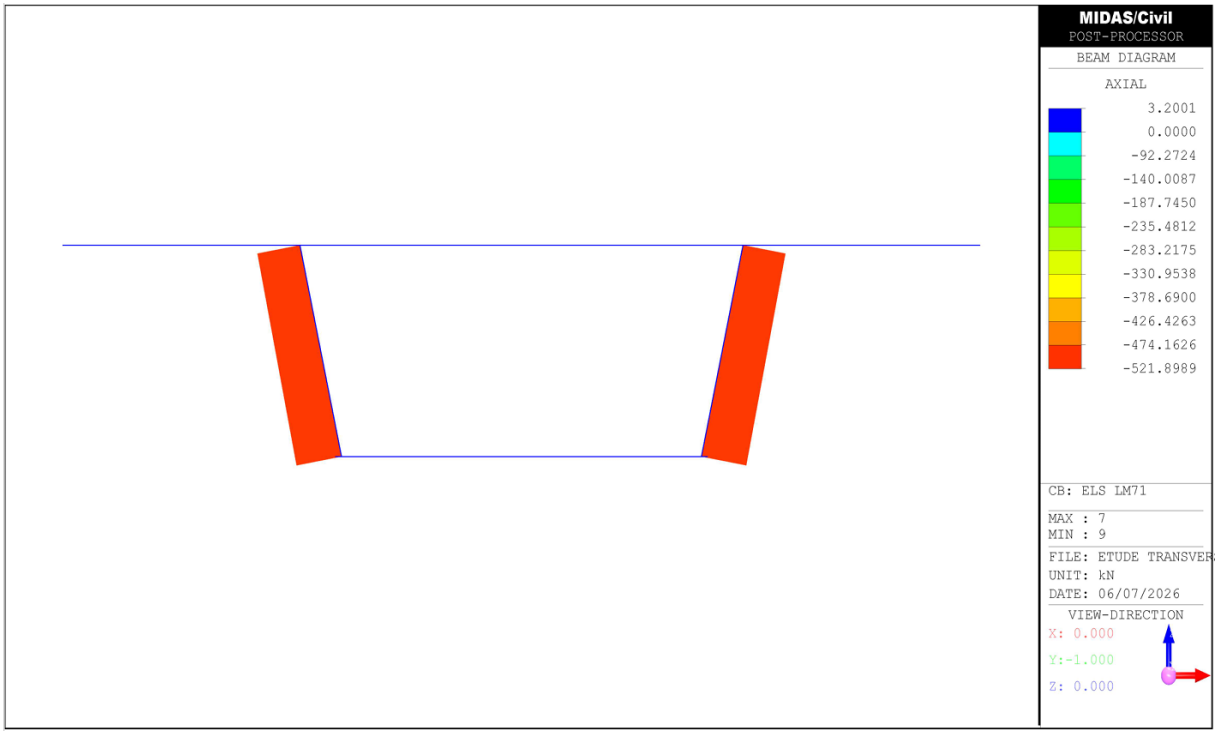


Figure A.16. Effort normal du VC à ELS (kN)

ANNEXE B
TABLEAUX DES CALCULS

Tableau B.B.1. Pertes par frottement

X (m)	Câbles	L	β (rad)	α (rad)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5
4	C0	4	0	0	11,85	0,00	-	-	-	-	-
4	C0	4	0	0	11,85	0,00	-	-	-	-	-
9	C1	5	0,179	0,135	106,83	95,74	0,00	-	-	-	-
9	C1	5	0,179	0,135	106,83	95,74	0,00	-	-	-	-
14	C2	5	0,11	0,135	103,49	92,37	82,57	0,00	-	-	-
14	C2	5	0,11	0,135	103,49	92,37	82,57	0,00	-	-	-
19	C3	5	0,068	0,135	106,86	95,77	85,99	76,15	0,00	-	-
24	C4	5	0,199	0,135	152,46	141,73	132,28	122,76	113,17	0,00	-
29	C5	5	0,199	0,135	165,75	155,13	145,77	136,34	126,85	67,31	0,00
moyenne					96,60	85,43	75,60	67,05	80,01	33,66	0,00
En %					6,49	5,74	5,08	4,51	5,38	2,26	0,00

Tableau B.2. Pertes par recul d'ancrage

X	Câbles	L	θ (rad)	k	d	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5
4	C0	4	0	0,002	11,45	85,60	109,40	-	-	-	-	-
4	C0	4	0	0,002	11,45	85,60	109,40	-	-	-	-	-
9	C1	5	0,179	0,008	6,74	0,00	0,00	66,46	-	-	-	-
9	C1	5	0,179	0,008	6,74	0,00	0,00	66,46	-	-	-	-
14	C2	5	0,11	0,006	6,97	0,00	0,00	0,00	65,15	-	-	-
14	C2	5	0,11	0,006	6,97	0,00	0,00	0,00	65,15	-	-	-
19	C3	5	0,068	0,004	7,11	0,00	0,00	0,00	0,00	64,39	-	-
24	C4	5	0,199	0,009	6,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	67,83	-
29	C5	5	0,199	0,009	5,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10,25	144,87
moyenne						19,02	24,31	18,99	26,06	21,46	39,04	144,87
En %						1,28	1,63	1,28	1,75	1,44	2,62	9,74

Tableau B.3. Pertes par non-simultanéité de mise en tension des câbles

	N câbles	v (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m^4)	S (m^2)	M (MN.m)	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$	P (MN)	$\Delta\sigma_b$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
axe VSP	18	1,47	0,21	1,26	20,28	10,31	99,60	7,77	3,91	8,89	21,57	1,45
fin VSP	14	1,47	0,21	1,26	20,28	10,31	73,98	7,38	3,93	7,18	17,42	1,17
Fin V1	10	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	47,35	6,36	3,97	6,27	15,20	1,02
Fin V2	6	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	26,63	6,26	3,97	3,89	9,42	0,63
Fin V3	4	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	11,84	6,82	3,95	2,96	7,18	0,48
Fin V4	2	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	2,96	4,89	4,03	1,71	4,16	0,28
Fin V5	0	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	0,00	9,74	3,83	0,00	0,00	0,00

Tableau B.4. Pertes par retrait

zone climatique	ε_r	Ep	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
A	0,0002	195000	39	2,62

Tableau B.5. Pertes par fluage

	N câbles	v (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m^4)	S (m^2)	M (MN.m)	P (MN)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
axe VSP	18	1,47	0,21	1,26	20,28	10,31	99,6	3,91	79,68	5,36
fin VSP	14	1,47	0,21	1,26	20,28	10,31	73,98	3,93	65,31	4,39
Fin V1	10	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	47,35	3,97	59,06	3,97
Fin V2	6	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	26,63	3,97	37,03	2,49
Fin V3	4	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	11,84	3,95	29,52	1,98
Fin V4	2	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	2,96	4,03	17,71	1,19
Fin V5	0	1,56	0,135	1,425	21,51	10,06	0	3,83	0,00	0,00

Tableau B.6. Pertes par relaxation

	$\Delta\sigma_{rel}$ (%)
Torons 15S15 (TBR)	2,5

Tableau B.7. Pertes totales

	$\Delta\sigma_f$ (%)	$\Delta\sigma_g$ (%)	$\Delta\sigma_{rac}$ (%)	**Totales instantanées**	$\Delta\sigma_r$ (%)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	$\Delta\sigma_{rel}$ (%)	**Totales différées**	**Total (%)**
axe VSP	6,49	1,28	1,45	9,22	2,62	5,36	2,50	9,58	18,80
fin VSP	5,74	1,63	1,17	8,54	2,62	4,39	2,50	8,78	17,32
Fin V1	5,08	1,28	1,02	7,38	2,62	3,97	2,50	8,43	15,81
Fin V2	4,51	1,75	0,63	6,89	2,62	2,49	2,50	7,19	14,09
Fin V3	5,38	1,44	0,48	7,30	2,62	1,98	2,50	6,77	14,08
Fin V4	2,26	2,62	0,28	5,16	2,62	1,19	2,50	6,11	11,27
Fin V5	0,00	9,74	0,00	9,74	2,62	0,00	2,50	5,12	14,86

Tableau B.8. Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à vide)

Voussoirs	v' (m)	v(m)	I (m^4)	S (m^2)	Nf	Nc	P F (MN)	PC (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	verf sup	verf inf
Fin V1	2,19	1,56	21,51	10,06	10	0	31,80	0,00	1,96	0,55	-29,25	6,53	0,76	OK!	OK!
FIN V2	2,19	1,56	21,51	10,06	6	2	19,08	6,36	1,92	0,9	10,44	6,74	-0,47	OK!	OK!
FIN V3	2,19	1,56	21,51	10,06	4	6	12,72	19,08	1,94	1,07	39,95	7,66	-0,05	OK!	OK!
FIN V4	2,19	1,56	21,51	10,06	2	10	6,36	31,80	1,88	1,18	59,27	7,23	1,35	OK!	OK!
FIN V5	2,19	1,56	21,51	10,06	0	12	0,00	38,16	1,72	1,16	68,41	6,25	2,04	OK!	OK!
Axe VDC	2,19	1,56	21,51	10,06	0	14	0,00	44,52	0,00	1,24	69,21	5,85	3,41	OK!	OK!
Fin V5	2,19	1,56	21,51	10,06	0	12	0,00	38,16	1,72	1,16	68,41	6,25	2,04	OK!	OK!
Fin V4	2,19	1,56	21,51	10,06	2	10	6,36	31,8	1,88	1,18	59,27	7,23	1,35	OK!	OK!
Fin V3	2,19	1,56	21,51	10,06	4	6	12,72	19,08	1,94	1,07	39,95	7,66	-0,05	OK!	OK!
Fin V2	2,19	1,56	21,51	10,06	6	2	19,08	6,36	1,92	0,9	10,44	6,74	-0,47	OK!	OK!
Fin V1	2,19	1,56	21,51	10,06	10	0	31,80	0,00	1,96	0,55	-29,25	6,53	0,76	OK!	OK!

Tableau B.9. Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à vide)

Voussoirs	v' (m)	v(m)	I (m^4)	S (m^2)	Nf	Nc	P F (MN)	PC (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	verf sup	verf inf
Début VSC	2,28	1,74	20,28	10,31	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	OK!	OK!
Fin VSC	2,28	1,74	20,28	10,31	0,00	4,00	0,00	12,72	0,00	0,86	19,21	2,16	0,52	OK!	OK!
FIN VC1'	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	8,00	0,00	25,44	0,00	1,19	33,91	2,90	2,27	OK!	OK!
FIN VDC	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	8,00	0,00	25,44	0,00	1,23	36,92	3,10	2,12	OK!	OK!
FIN V5	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	8,00	0,00	25,44	1,72	1,23	37,38	3,15	2,09	OK!	OK!
FIN V4	2,19	1,56	21,51	10,06	2,00	8,00	6,36	25,44	1,88	1,23	27,65	4,01	2,56	OK!	OK!
FIN V3	2,19	1,56	21,51	10,06	4,00	4,00	12,72	12,72	1,94	1,01	7,73	4,52	1,11	OK!	OK!
FIN V2	2,19	1,56	21,51	10,06	6,00	0,00	19,08	0,00	1,92	0,68	-22,38	3,35	0,86	OK!	OK!
FIN V1	2,19	1,56	21,51	10,06	10,00	0,00	31,80	0,00	1,96	0,00	-62,68	3,13	3,19	OK!	OK!

Tableau B.10. Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à charge)

Voussoirs	v' (m)	v(m)	I (m^4)	S (m^2)	Nf	Nc	P F (MN)	PC (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	verf sup	verf inf
Fin V1	2,19	1,56	21,51	10,06	10,00	0,00	31,80	0,00	1,96	0,55	-97,47	-0,42	5,71	OK!	OK!
FIN V2	2,19	1,56	21,51	10,06	6,00	2,00	19,08	6,36	1,92	0,90	-25,75	3,05	2,15	OK!	OK!
FIN V3	2,19	1,56	21,51	10,06	4,00	6,00	12,72	19,08	1,94	1,07	35,32	7,19	0,29	OK!	OK!
FIN V4	2,19	1,56	21,51	10,06	2,00	10,00	6,36	31,80	1,88	1,18	81,76	9,51	-0,28	OK!	OK!
FIN V5	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	12,00	0,00	38,16	1,72	1,16	111,76	10,66	-2,40	OK!	OK!
Axe VDC	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	14,00	0,00	44,52	0,00	1,24	126,12	11,65	-0,72	OK!	OK!
Fin V5	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	12,00	0,00	38,16	1,72	1,16	111,76	10,67	-2,40	OK!	OK!
Fin V4	2,19	1,56	21,51	10,06	2,00	10,00	6,36	31,80	1,88	1,18	81,76	9,51	-0,28	OK!	OK!
Fin V3	2,19	1,56	21,51	10,06	4,00	6,00	12,72	19,08	1,94	1,07	35,32	7,19	0,29	OK!	OK!
Fin V2	2,19	1,56	21,51	10,06	6,00	2,00	19,08	6,36	1,92	0,90	-25,75	3,05	2,15	OK!	OK!
Fin V1	2,19	1,56	21,51	10,06	10,00	0,00	31,80	0,00	1,96	0,55	-97,47	-0,42	5,71	OK!	OK!

Tableau B.11. Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à charge)

Voussoirs	v' (m)	v(m)	I (m^4)	S (m^2)	Nf	Nc	P F (MN)	PC (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	verf sup	verf inf
Début VSC	2,28	1,74	20,28	10,31	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	OK!	OK!
Fin VSC	2,28	1,74	20,28	10,31	0,00	4,00	0,00	12,72	0,00	0,86	34,19	3,85	-0,76	OK!	OK!
FIN VC1'	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	8,00	0,00	25,44	0,00	1,19	61,91	5,75	0,23	OK!	OK!
FIN VDC	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	8,00	0,00	25,44	0,00	1,23	68,28	6,29	-0,15	OK!	OK!
FIN V5	2,19	1,56	21,51	10,06	0,00	8,00	0,00	25,44	1,72	1,23	72,86	6,76	-0,49	OK!	OK!
FIN V4	2,19	1,56	21,51	10,06	2,00	8,00	6,36	25,44	1,88	1,23	59,99	7,30	0,21	OK!	OK!
FIN V3	2,19	1,56	21,51	10,06	4,00	4,00	12,72	12,72	1,94	1,01	30,82	6,87	-0,56	OK!	OK!
FIN V2	2,19	1,56	21,51	10,06	6,00	0,00	19,08	0,00	1,92	0,68	-14,91	4,11	0,32	OK!	OK!
FIN V1	2,19	1,56	21,51	10,06	10,00	0,00	31,80	0,00	1,96	0,00	-75,47	1,82	4,11	OK!	OK!

ANNEXE C
FERRAILLAGE DES ELEMENTS

FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE DU VOUSSOIR COURANT (VC)

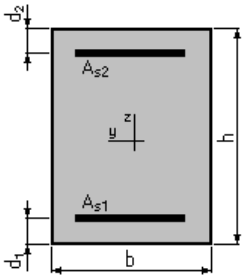
Calcul de Section (S1) du VC en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 105,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-460,39	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-341,03	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 14,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,15 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -460,39 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 3,5	(cm)
Bras de levier:	Z = 98,6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,36	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = -341,03 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,8 (cm)
Bras de levier: Z = 93,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 23,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

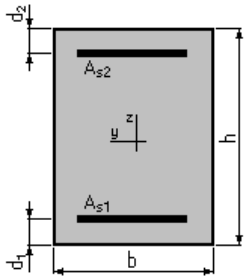
Calcul de Section (S2) du VC en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-250,27	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-185,38	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 28,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)

théorique ρ = 0,95 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -250,27 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,9 (cm)
Bras de levier: Z = 27,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,97 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -185,38 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,3 (cm)
Bras de levier: Z = 25,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

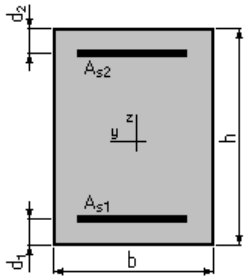
Calcul de Section (S3) du VC en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

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

2. Section:



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

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	259,40	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	192,14	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 47,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
théorique ρ = 2,36 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 259,40 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,23 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 11,3 (cm)
Bras de levier: Z = 15,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 2,68 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 192,14 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,2 (cm)
Bras de levier: Z = 16,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 21,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

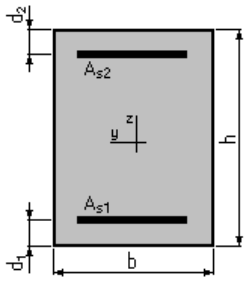
Calcul de Section (I1) du VC en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 55,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-96,08	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-71,17	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6,7 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,13 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -96,08 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,50 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,6 (cm)
Bras de levier: Z = 49,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,33 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -71,17 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,11
Position de l'axe neutre: y = 9,1 (cm)
Bras de levier: Z = 47,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 16,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

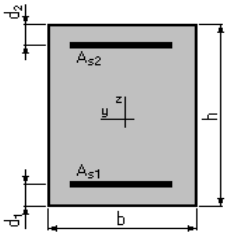
Calcul de Section (A1) du VC en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 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 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-667,07	294,95
2.	ELS	-494,12	218,48

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 38,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)
théorique ρ = 1,09 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -667,07 (kN) M = 294,95 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,3 (cm)
Bras de levier: Z = 33,3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,40 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = -494,12 (kN) M = 218,48 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,4 (cm)
Bras de levier: Z = 31,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

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

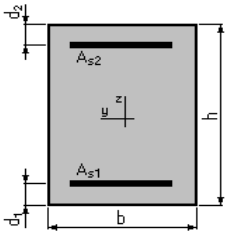
Calcul de Section (A2) du VC en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 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 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-676,44	198,99
2.	ELS	-501,07	147,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,1 (cm2)
théorique ρ = 0,83 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -676,44 (kN) M = 198,99 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,31	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 34,2	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 0,63	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = -501,07 (kN) M = 147,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 8,5 (cm)
Bras de levier:	Z = 32,2 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5,3 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

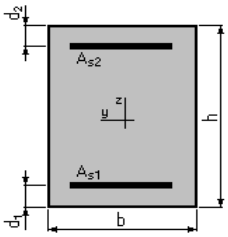
Calcul de Section (A3) du VC en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 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 = 5,0	(cm)
d_2 = 5,0	(cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-695,19	2,91
2.	ELS	-514,95	2,15

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 10,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 10,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)
théorique ρ = 0,59 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -695,19 (kN) M = 2,91 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = - infini
Bras de levier: Z = 35,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -514,95 (kN) M = 2,15 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = - infini
Bras de levier: Z = 35,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 18,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE DU VOUSSOIR SUR PILE (VSP)

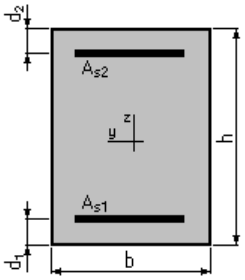
Calcul de Section (S1) du VSP en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 105,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-476,19	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-352,74	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 15,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,15 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -476,19 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,6 (cm)
Bras de levier: Z = 98,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = -352,74 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,1 (cm)
Bras de levier: Z = 93,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 24,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

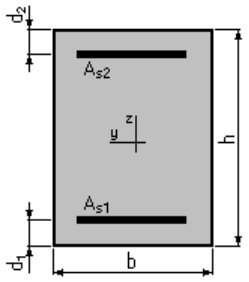
Calcul de Section (S2) du VSP en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-266,11	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-196,79	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 30,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 1,02 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -266,11 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7,3 (cm)
Bras de levier: Z = 27,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,23 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = -196,79 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,6 (cm)
Bras de levier: Z = 25,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

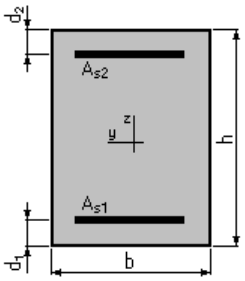
Calcul de Section (S3) du VSP en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



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

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	243,37	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	180,27	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 44,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
théorique ρ = 2,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 243,37 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,24 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)
Bras de levier: Z = 15,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,12 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 180,27 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,9 (cm)
Bras de levier: Z = 16,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 20,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

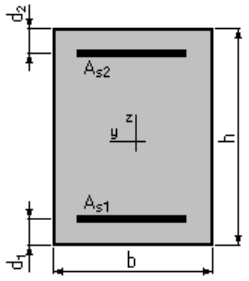
Calcul de Section (I1) du VSP en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-35,24	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-26,10	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,15 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -35,24 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2,16 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,2 (cm)
Bras de levier: Z = 34,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,36 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -26,10 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,60
Position de l'axe neutre: y = 6,6 (cm)
Bras de levier: Z = 32,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 10,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

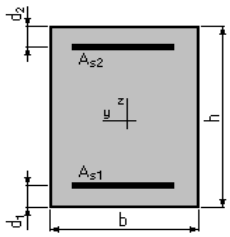
Calcul de Section (A1) du VSP en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 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 = 75,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-670,24	312,85
2.	ELS	-496,47	231,74

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,9 (cm2)
théorique ρ = 0,34 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -670,24 (kN) M = 312,85 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,0 (cm)
Bras de levier: Z = 69,6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,14 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = -496,47 (kN) M = 231,74 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,8 (cm)
Bras de levier: Z = 67,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

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

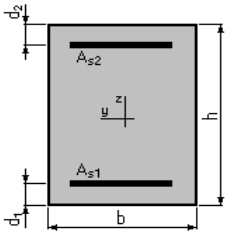
Calcul de Section (A2) du VSP en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 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 = 75,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-687,81	228,68
2.	ELS	-509,49	169,39

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,9 (cm2)
théorique ρ = 0,29 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -687,81 (kN) M = 228,68 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0,1 (cm)
Bras de levier: Z = 70,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,01 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = -509,49 (kN) M = 169,39 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 2,1 (cm)
Bras de levier: Z = 69,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 31,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

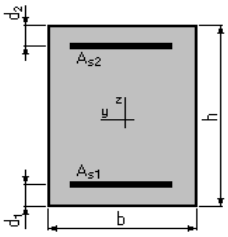
Calcul de (A3) du VSP Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 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 = 75,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-722,96	52,54
2.	ELS	-535,53	38,92

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,9 (cm2)
théorique ρ = 0,31 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -722,96 (kN) M = 52,54 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = - infini
Bras de levier: Z = 70,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -535,53 (kN) M = 38,92 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = - infini
Bras de levier: Z = 70,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 15,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES PIEUX

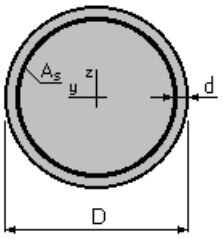
Calcul de Section du pieu en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

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

2. Section:



D = 150,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	4430,76	-117,88	-109,51
2.	ELU	5540,17	-157,12	276,01
3.	ELA	3139,49	-689,01	726,47

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 35,3 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 35,3 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 883,6 (cm2)

théorique r = 0,20 (%)

minimum r_{min} = 0,10 (%) maximum r_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 4430,76 (kN) M_y = -117,88 (kN*m) M_z = -109,51 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,17

Position de l'axe neutre: y = 466,7 (cm)

Bras de levier: Z = 71,4 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 2,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 43,1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\ lim}$ = 200,0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 5540,17 (kN) M_y = -157,12 (kN*m) M_z = 276,01 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,89 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 163,0 (cm)

Bras de levier: Z = 73,1 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3,30 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 3139,49 (kN) M_y = -689,01 (kN*m) M_z = 726,47 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,32 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 97,8 (cm)

Bras de levier: Z = 97,8 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 1,61 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =322,1 (MPa)

comprimée: s_s' = 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES PIEUX

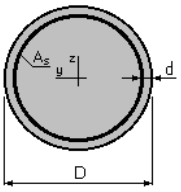
Calcul de Section (Zone 1) à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

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

2. Section :



D = 150,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	88,94	5540,17
2.	ELA	315,56	3139,49

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 40,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm)

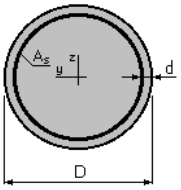
Calcul de Section (Zone 2) à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section :



D = 150,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	33,70	5296,90
2.	ELA	133,06	2720,19

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 40,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm)

ANNEXE D

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Données

Titre du projet : Calcul de fondations O.A PK 23+070 (pieu n°7)
Numéro d'affaire : 000
Commentaires : N/A
Titre du calcul : PMT-3-07
Cadre réglementaire : Fascicule 62
Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques
Traitement des données : Traitement par mesures
Pas du calcul (m) : 0,50
Section de calcul : Section de calcul circulaire
Diamètre de calcul (m) : 1,50
Type de fondation : Pieu
Mode de mise en oeuvre : Sans refoulement
Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	Fluage	ELS - QP	ELS - RARE	ELU - FOND	ELU - ACC
Pondérations combinées sur Qs	0,70	0,50	0,64	0,71	0,83
Pondérations combinées sur Qp	0,50	0,36	0,45	0,71	0,83

Cote de référence (m) : 0,00

Définition des couches de sol (1/2)

No	Nom	Couleur	Zbase	qsl	ρs	pl*	kp	ρp
1	Couche 1		-2,00	15,55	1,00	340,00	1,00	1,00
2	Couche 2		-3,00	50,32	1,00	785,00	1,10	1,00
3	Couche 3		-4,00	8,00	1,00	270,00	1,00	1,00
4	Couche 4		-5,00	120,00	1,00	2700,00	1,10	1,00
5	Couche 5		-6,00	120,00	1,00	4352,00	1,20	1,00
6	Couche 6		-7,00	48,41	1,00	744,00	1,10	1,00
7	Couche 7		-8,00	48,96	1,00	756,00	1,10	1,00
8	Couche 8		-9,00	63,00	1,00	1088,00	1,10	1,00
9	Couche 9		-10,00	68,00	1,00	1220,00	1,10	1,00
10	Couche 10		-11,00	75,00	1,00	1512,00	1,10	1,00
11	Couche 11		-12,00	73,00	1,00	1424,00	1,10	1,00
12	Couche 12		-13,00	120,00	1,00	3126,00	1,20	1,00
13	Couche 13		-14,00	120,00	1,00	2848,00	1,20	1,00
14	Couche 14		-15,00	120,00	1,00	2930,00	1,20	1,00
15	Couche 15		-16,00	80,00	1,00	2362,00	1,10	1,00
16	Couche 16		-17,00	120,00	1,00	2584,00	1,20	1,00
17	Couche 17		-18,00	80,00	1,00	2406,00	1,10	1,00
18	Couche 18		-19,00	120,00	1,00	3498,00	1,20	1,00
19	Couche 19		-20,00	120,00	1,00	3840,00	1,20	1,00
20	Couche 20		-21,00	80,00	1,00	2162,00	1,10	1,00
21	Couche 21		-22,00	80,00	1,00	2024,00	1,10	1,00
22	Couche 22		-23,00	80,00	1,00	2046,00	1,10	1,00
23	Couche 23		-24,00	80,00	1,00	2448,00	1,10	1,00
24	Couche 24		-25,00	120,00	1,00	2770,00	1,20	1,00
25	Couche 25		-26,00	120,00	1,00	2562,00	1,20	1,00
26	Couche 26		-27,00	120,00	1,00	2514,00	1,20	1,00
27	Couche 27		-28,00	80,00	1,00	2276,00	1,10	1,00
28	Couche 28		-29,00	120,00	1,00	2838,00	1,20	1,00
29	Couche 29		-30,00	40,00	1,00	2810,00	1,20	1,00
30	Couche 30		-31,00	40,00	1,00	2872,00	1,20	1,00
31	Couche 31		-32,00	40,00	1,00	2794,00	1,20	1,00
32	Couche 32		-33,00	40,00	1,00	3286,00	1,20	1,00
33	Couche 33		-34,00	40,00	1,00	3508,00	1,20	1,00
34	Couche 34		-35,00	40,00	1,00	3700,00	1,20	1,00
35	Couche 35		-36,00	40,00	1,00	3652,00	1,20	1,00
36	Couche 36		-37,00	40,00	1,00	3524,00	1,20	1,00
37	Couche 37		-38,00	40,00	1,00	4316,00	1,20	1,00
38	Couche 38		-39,00	40,00	1,00	4118,00	1,20	1,00

terrasol setec

FoXta v3
v3.3.6

Imprimé le : 20/02/2023 - 14:07:34
Calcul réalisé par : COSIDER ENGINEERING

Projet : Rapport geotechnique -v03 (OA PK 23+070)
Module : Fondprof (Pieu 7/16)

Figure D.1. Extrait du rapport géotechnique

Données

Définition des couches de sol (2/2)

No	Nom	Couleur	Zbase	qsl	ps	pl*	kp	pp
39	Couche 39		-40,00	40,00	1,00	4280,00	1,20	1,00

Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 40,00

terrasol setec

FoXta v3
v3.3.6

Imprimé le : 20/02/2023 - 14:07:34
Calcul réalisé par : COSIDER ENGINEERING

Projet : Rapport geotechnique -v03 (OA PK 23+070)
Module : Fondprof (Pieu 7/16)

Figure D.2. Extrait du rapport géotechnique

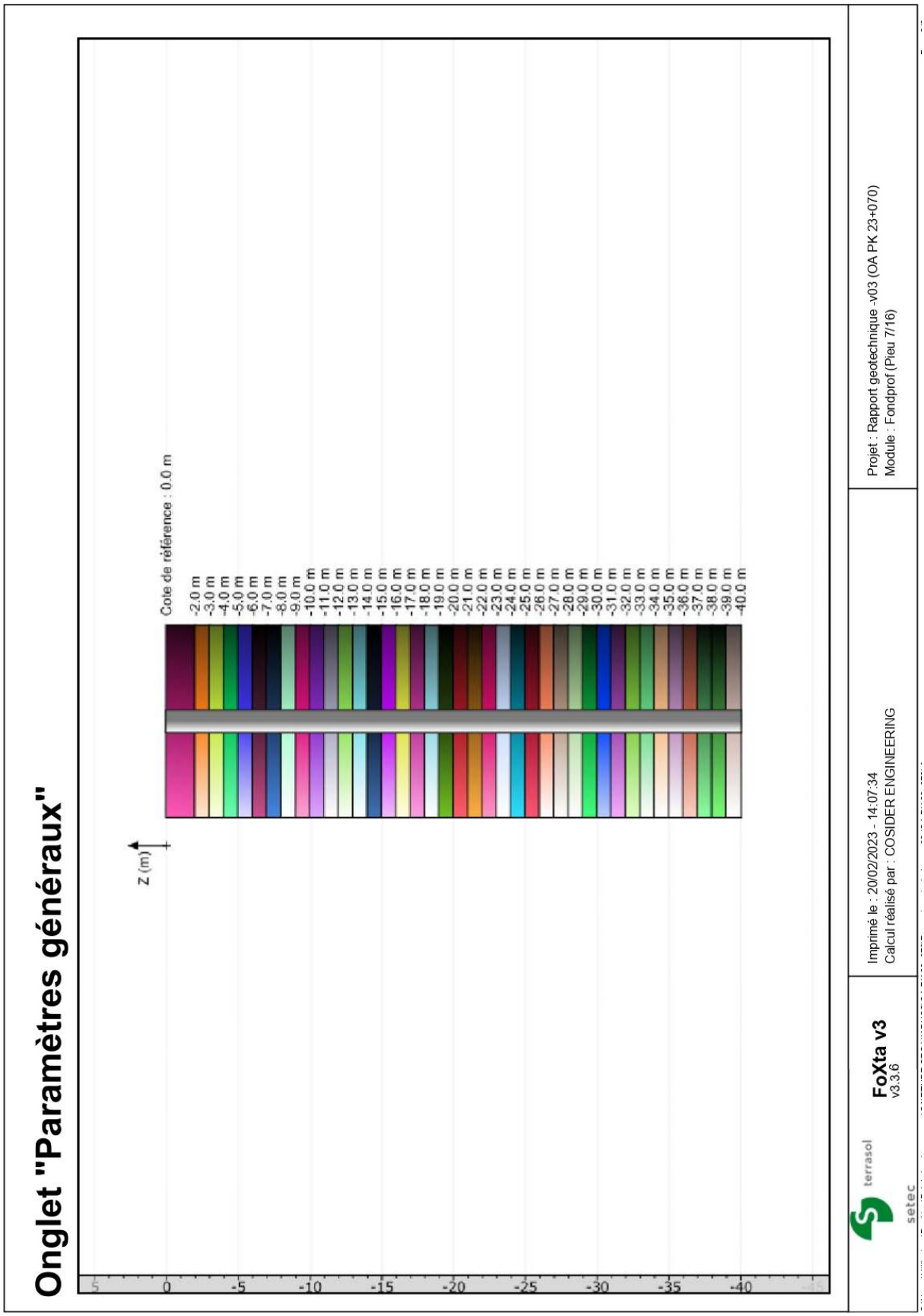


Figure D.3. Extrait du rapport géotechnique

Programme FondProf v2.5.1 (c) TERRASOL 2019

File : C:\Users\UTILIS~1\AppData\Local\Temp\Terrasol\FoXta v3\7260\temp[FP]-7.resu

Calcul réalisé le : 20/02/2023 à 14h07
par : COSIDER ENGINEERING

Options du calcul :
- calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard
- calcul selon les règles du Fascicule 62 - Titre V
- profil de pression limite pl* défini par points de mesure

Choix des coefficients de pondération :
- selon Fascicule 62
- pour pieu mis en oeuvre sans refoulement du sol
- pour pieu travaillant en compression

Combinaisons	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
Frottement	0.700	0.500	0.640	0.710	0.830
Pointe	0.500	0.360	0.450	0.710	0.830

Cote de référence : 0.000

Section du pieu : 1.767
Périmètre : 4.712

Caractéristiques des couches (données utilisateur)

couche	base	pl*	kp	rho_p	qs	rho_s
01	-2.00	340.00	1.00	1.00	15.55	1.00
02	-3.00	785.00	1.10	1.00	50.32	1.00
03	-4.00	270.00	1.00	1.00	8.00	1.00
04	-5.00	2700.00	1.10	1.00	120.00	1.00
05	-6.00	4352.00	1.20	1.00	120.00	1.00
06	-7.00	744.00	1.10	1.00	48.41	1.00
07	-8.00	756.00	1.10	1.00	48.96	1.00
08	-9.00	1088.00	1.10	1.00	63.00	1.00
09	-10.00	1220.00	1.10	1.00	68.00	1.00
10	-11.00	1512.00	1.10	1.00	75.00	1.00
11	-12.00	1424.00	1.10	1.00	73.00	1.00
12	-13.00	3126.00	1.20	1.00	120.00	1.00
13	-14.00	2848.00	1.20	1.00	120.00	1.00
14	-15.00	2930.00	1.20	1.00	120.00	1.00
15	-16.00	2362.00	1.10	1.00	80.00	1.00
16	-17.00	2584.00	1.20	1.00	120.00	1.00
17	-18.00	2406.00	1.10	1.00	80.00	1.00
18	-19.00	3498.00	1.20	1.00	120.00	1.00
19	-20.00	3840.00	1.20	1.00	120.00	1.00
20	-21.00	2162.00	1.10	1.00	80.00	1.00
21	-22.00	2024.00	1.10	1.00	80.00	1.00
22	-23.00	2046.00	1.10	1.00	80.00	1.00
23	-24.00	2448.00	1.10	1.00	80.00	1.00
24	-25.00	2770.00	1.20	1.00	120.00	1.00
25	-26.00	2562.00	1.20	1.00	120.00	1.00
26	-27.00	2514.00	1.20	1.00	120.00	1.00
27	-28.00	2276.00	1.10	1.00	80.00	1.00
28	-29.00	2838.00	1.20	1.00	120.00	1.00
29	-30.00	2810.00	1.20	1.00	40.00	1.00
30	-31.00	2872.00	1.20	1.00	40.00	1.00
31	-32.00	2794.00	1.20	1.00	40.00	1.00
32	-33.00	3286.00	1.20	1.00	40.00	1.00
33	-34.00	3508.00	1.20	1.00	40.00	1.00
34	-35.00	3700.00	1.20	1.00	40.00	1.00
35	-36.00	3652.00	1.20	1.00	40.00	1.00
36	-37.00	3524.00	1.20	1.00	40.00	1.00
37	-38.00	4316.00	1.20	1.00	40.00	1.00
38	-39.00	4118.00	1.20	1.00	40.00	1.00
39	-40.00	4280.00	1.20	1.00	40.00	1.00

terrasol setec FoXta v3 v3.3.6

Imprimé le : 20/02/2023 - 14:07:35
Calcul réalisé par : COSIDER ENGINEERING
Projet : Rapport geotechnique -v03 (OA PK 23+070)
Module : Fondprof (Pieu 7/16)

Figure D.4. Extrait du rapport géotechnique

Pas du calcul : 0.50

==========

****
SOLUTION
****

Calcul à longueur imposée : L = 40.00

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
01	0.00	15.55	346.2	1.000	0.0	611.8	305.9	220.2	275.3	434.3	507.8
01	-0.50	15.55	385.5	1.000	36.6	681.3	366.3	263.6	330.0	509.7	595.9
01	-1.00	15.55	445.9	1.000	73.3	787.9	445.3	320.3	401.5	611.5	714.8
01	-1.50	15.55	477.1	1.000	109.9	843.2	498.5	358.5	449.8	676.7	791.1
01	-2.00	15.55	496.1	1.000	146.6	876.8	541.0	388.9	488.3	726.6	849.4
01	-2.00	15.55	496.1	1.000	146.6	876.8	541.0	388.9	488.3	726.6	849.4
02	-2.00	50.32	548.2	1.100	146.6	1065.6	635.4	456.9	573.3	860.6	1006.1
02	-2.50	50.32	718.5	1.100	265.1	1396.7	883.9	635.4	798.2	1179.9	1379.3
02	-3.00	50.32	1067.6	1.100	383.7	2075.2	1306.2	938.9	1179.4	1745.8	2040.9
02	-3.00	50.32	1067.6	1.100	383.7	2075.2	1306.2	938.9	1179.4	1745.8	2040.9
03	-3.00	8.00	1217.4	1.000	383.7	2151.3	1344.2	966.3	1213.6	1799.8	2104.0
03	-3.50	8.00	1637.1	1.000	402.5	2893.1	1728.3	1242.8	1559.5	2339.9	2735.3
03	-4.00	8.00	2111.2	1.000	421.4	3730.8	2160.4	1553.8	1948.5	2948.0	3446.3
03	-4.00	8.00	2111.2	1.000	421.4	3730.8	2160.4	1553.8	1948.5	2948.0	3446.3
04	-4.00	120.00	2660.6	1.100	421.4	5171.7	2880.8	2072.5	2597.0	3971.1	4642.3
04	-4.50	120.00	2640.1	1.100	704.1	5132.0	3058.9	2199.6	2760.0	4143.6	4844.0
04	-5.00	120.00	2534.0	1.100	986.9	4925.7	3153.7	2266.7	2848.2	4197.9	4907.4
04	-5.00	120.00	2534.0	1.100	986.9	4925.7	3153.7	2266.7	2848.2	4197.9	4907.4
05	-5.00	120.00	2782.4	1.200	986.9	5900.3	3640.9	2617.5	3286.7	4889.9	5716.3
05	-5.50	120.00	2412.9	1.200	1269.6	5116.7	3447.1	2476.8	3115.0	4534.3	5300.6
05	-6.00	120.00	2098.9	1.200	1552.4	4450.9	3312.1	2378.5	2996.4	4262.3	4982.7
05	-6.00	120.00	2098.9	1.200	1552.4	4450.9	3312.1	2378.5	2996.4	4262.3	4982.7
06	-6.00	48.41	1554.4	1.100	1552.4	3021.5	2597.4	1863.9	2353.2	3247.4	3796.3
06	-6.50	48.41	1439.4	1.100	1666.4	2798.0	2565.5	1840.5	2325.6	3169.7	3705.5
06	-7.00	48.41	1173.6	1.100	1780.5	2281.4	2387.0	1711.5	2166.1	2883.9	3371.3
06	-7.00	48.41	1173.6	1.100	1780.5	2281.4	2387.0	1711.5	2166.1	2883.9	3371.3
07	-7.00	48.96	865.8	1.100	1780.5	1683.1	2087.9	1496.1	1896.9	2459.1	2874.7
07	-7.50	48.96	918.2	1.100	1895.8	1784.9	2219.5	1590.5	2016.5	2613.3	3055.0
07	-8.00	48.96	984.6	1.100	2011.2	1913.9	2364.8	1694.6	2148.4	2786.8	3257.8
07	-8.00	48.96	984.6	1.100	2011.2	1913.9	2364.8	1694.6	2148.4	2786.8	3257.8
08	-8.00	63.00	1062.3	1.100	2011.2	2064.9	2440.3	1749.0	2216.4	2894.0	3383.2
08	-8.50	63.00	1117.5	1.100	2159.6	2172.3	2597.9	1861.8	2359.7	3075.6	3595.5
08	-9.00	63.00	1206.0	1.100	2308.1	2344.2	2787.7	1997.9	2532.1	3303.1	3861.4
08	-9.00	63.00	1206.0	1.100	2308.1	2344.2	2787.7	1997.9	2532.1	3303.1	3861.4
09	-9.00	68.00	1286.8	1.100	2308.1	2501.3	2866.3	2054.5	2602.7	3414.7	3991.8
09	-9.50	68.00	1319.7	1.100	2468.3	2565.4	3010.5	2157.7	2734.1	3573.9	4177.9
09	-10.00	68.00	1373.7	1.100	2628.5	2670.3	3175.1	2275.5	2883.9	3762.1	4398.0
09	-10.00	68.00	1373.7	1.100	2628.5	2670.3	3175.1	2275.5	2883.9	3762.1	4398.0
10	-10.00	75.00	1441.4	1.100	2628.5	2801.9	3240.9	2322.9	2943.1	3855.6	4507.2
10	-10.50	75.00	1593.0	1.100	2805.2	3096.5	3511.9	2517.4	3188.8	4190.2	4898.4
10	-11.00	75.00	1855.9	1.100	2981.9	3607.6	3891.2	2789.7	3531.9	4678.6	5469.3
10	-11.00	75.00	1855.9	1.100	2981.9	3607.6	3891.2	2789.7	3531.9	4678.6	5469.3
11	-11.00	73.00	2007.0	1.100	2981.9	3901.4	4038.0	2895.5	3664.1	4887.2	5713.1
11	-11.50	73.00	2185.2	1.100	3153.9	4247.7	4331.6	3106.1	3930.0	5255.2	6143.4
11	-12.00	73.00	2356.4	1.100	3325.9	4580.6	4618.4	3312.0	4189.9	5613.6	6562.4
11	-12.00	73.00	2356.4	1.100	3325.9	4580.6	4618.4	3312.0	4189.9	5613.6	6562.4
12	-12.00	120.00	2656.2	1.200	3325.9	5632.8	5144.5	3690.8	4663.3	6360.7	7435.7
12	-12.50	120.00	2698.6	1.200	3608.7	5722.5	5387.3	3864.4	4884.7	6625.1	7744.9
12	-13.00	120.00	2818.9	1.200	3891.4	5977.6	5712.8	4097.6	5180.4	7007.0	8191.3
12	-13.00	120.00	2818.9	1.200	3891.4	5977.6	5712.8	4097.6	5180.4	7007.0	8191.3
13	-13.00	120.00	2929.2	1.200	3891.4	6211.6	5829.8	4181.9	5285.7	7173.2	8385.5
13	-13.50	120.00	2877.7	1.200	4174.2	6102.4	5973.1	4284.0	5417.6	7296.4	8529.6
13	-14.00	120.00	2782.2	1.200	4456.9	5899.9	6069.8	4352.4	5507.4	7353.3	8596.1
13	-14.00	120.00	2782.2	1.200	4456.9	5899.9	6069.8	4352.4	5507.4	7353.3	8596.1
14	-14.00	120.00	2725.5	1.200	4456.9	5779.7	6009.7	4309.1	5453.3	7268.0	8496.4
14	-14.50	120.00	2679.6	1.200	4739.7	5682.3	6158.9	4415.5	5590.4	7399.6	8650.2
14	-15.00	120.00	2644.6	1.200	5022.4	5608.1	6319.7	4530.1	5738.0	7547.7	8823.3
14	-15.00	120.00	2644.6	1.200	5022.4	5608.1	6319.7	4530.1	5738.0	7547.7	8823.3
15	-15.00	80.00	2559.8	1.100	5022.4	4975.8	6003.6	4302.5	5453.4	7098.7	8298.5
15	-15.50	80.00	2548.0	1.100	5210.9	4952.9	6124.1	4388.5	5563.8	7216.3	8436.0
15	-16.00	80.00	2511.6	1.100	5399.4	4882.2	6220.7	4457.3	5652.6	7300.0	8533.8
15	-16.00	80.00	2511.6	1.100	5399.4	4882.2	6220.7	4457.3	5652.6	7300.0	8533.8
16	-16.00	120.00	2490.5	1.200	5399.4	5281.3	6420.2	4601.0	5832.2	7583.3	8865.0
16	-16.50	120.00	2574.4	1.200	5682.1	5459.2	6707.1	4806.4	6093.2	7910.4	9247.3
16	-17.00	120.00	2735.9	1.200	5964.9	5801.7	7076.3	5071.1	6428.3	8354.3	9766.3
16	-17.00	120.00	2735.9	1.200	5964.9	5801.7	7076.3	5071.1	6428.3	8354.3	9766.3
17	-17.00	80.00	2814.3	1.100	5964.9	5470.6	6910.7	4951.9	6279.3	8119.2	9491.5
17	-17.50	80.00	2969.7	1.100	6153.4	5772.7	7193.7	5154.9	6535.9	8467.5	9898.6

terrasol setec **FoXta v3** v3.3.6

Imprimé le : 20/02/2023 - 14:07:35
Calcul réalisé par : COSIDER ENGINEERING
Projet : Rapport geotechnique -v03 (OA PK 23+070)
Module : Fondprof (Pieu 7/16)

Figure D.5. Extrait du rapport géotechnique

17	-18.00	80.00	3127.7	1.100	6341.9	6079.8	7479.2	5359.7	6794.7	8819.4	10310.0
17	-18.00	80.00	3127.7	1.100	6341.9	6079.8	7479.2	5359.7	6794.7	8819.4	10310.0
18	-18.00	120.00	3346.0	1.200	6341.9	7095.5	7987.1	5725.3	7251.8	9540.5	11153.0
18	-18.50	120.00	3283.3	1.200	6624.6	6962.5	8118.5	5818.8	7372.9	9646.8	11277.3
18	-19.00	120.00	3174.2	1.200	6907.3	6731.1	8200.7	5876.9	7449.7	9683.3	11319.9
18	-19.00	120.00	3174.2	1.200	6907.3	6731.1	8200.7	5876.9	7449.7	9683.3	11319.9
19	-19.00	120.00	3202.8	1.200	6907.3	6791.7	8231.0	5898.7	7477.0	9726.3	11370.2
19	-19.50	120.00	3001.0	1.200	7190.1	6363.8	8215.0	5886.0	7465.4	9623.3	11249.7
19	-20.00	120.00	2794.8	1.200	7472.8	5926.7	8194.3	5870.0	7449.6	9513.6	11121.6
19	-20.00	120.00	2794.8	1.200	7472.8	5926.7	8194.3	5870.0	7449.6	9513.6	11121.6
20	-20.00	80.00	2489.2	1.100	7472.8	4838.6	7650.3	5478.3	6960.0	8741.2	10218.5
20	-20.50	80.00	2406.6	1.100	7661.3	4678.1	7702.0	5514.8	7008.4	8761.0	10241.7
20	-21.00	80.00	2248.5	1.100	7849.8	4370.8	7680.3	5498.4	6990.7	8676.6	10143.1
20	-21.00	80.00	2248.5	1.100	7849.8	4370.8	7680.3	5498.4	6990.7	8676.6	10143.1
21	-21.00	80.00	2067.6	1.100	7849.8	4019.1	7504.4	5371.8	6832.5	8426.9	9851.2
21	-21.50	80.00	2100.2	1.100	8038.3	4082.5	7668.1	5488.9	6981.7	8605.8	10060.3
21	-22.00	80.00	2153.6	1.100	8226.8	4186.3	7851.9	5620.5	7149.0	8813.3	10302.9
21	-22.00	80.00	2153.6	1.100	8226.8	4186.3	7851.9	5620.5	7149.0	8813.3	10302.9
22	-22.00	80.00	2179.6	1.100	8226.8	4236.8	7877.2	5638.7	7171.7	8849.2	10344.8
22	-22.50	80.00	2257.7	1.100	8415.3	4388.6	8085.0	5787.5	7360.7	9090.8	10627.2
22	-23.00	80.00	2356.8	1.100	8603.8	4581.2	8313.3	5951.1	7568.0	9361.4	10943.6
22	-23.00	80.00	2356.8	1.100	8603.8	4581.2	8313.3	5951.1	7568.0	9361.4	10943.6
23	-23.00	80.00	2463.1	1.100	8603.8	4787.9	8416.6	6025.6	7661.0	9508.1	11115.2
23	-23.50	80.00	2500.0	1.100	8792.3	4859.7	8584.4	6145.6	7813.9	9692.9	11331.1
23	-24.00	80.00	2545.6	1.100	8980.8	4948.4	8760.8	6271.8	7974.5	9889.7	11561.2
23	-24.00	80.00	2545.6	1.100	8980.8	4948.4	8760.8	6271.8	7974.5	9889.7	11561.2
24	-24.00	120.00	2628.4	1.200	8980.8	5573.8	9073.5	6497.0	8255.9	10333.8	12080.3
24	-24.50	120.00	2612.0	1.200	9263.5	5538.9	9254.0	6625.8	8421.2	10509.8	12286.1
24	-25.00	120.00	2604.0	1.200	9546.3	5522.0	9443.4	6761.1	8594.5	10698.5	12506.7
24	-25.00	120.00	2604.0	1.200	9546.3	5522.0	9443.4	6761.1	8594.5	10698.5	12506.7
25	-25.00	120.00	2588.9	1.200	9546.3	5490.0	9427.4	6749.5	8580.1	10675.8	12480.1
25	-25.50	120.00	2553.7	1.200	9829.0	5415.2	9587.9	6864.0	8727.4	10823.4	12652.7
25	-26.00	120.00	2499.9	1.200	10111.8	5301.1	9728.8	6964.3	8857.0	10943.2	12792.7
25	-26.00	120.00	2499.9	1.200	10111.8	5301.1	9728.8	6964.3	8857.0	10943.2	12792.7
26	-26.00	120.00	2453.1	1.200	10111.8	5202.1	9679.3	6928.6	8812.5	10872.8	12710.5
26	-26.50	120.00	2472.0	1.200	10394.5	5242.1	9897.2	7084.4	9011.4	11102.0	12978.4
26	-27.00	120.00	2519.9	1.200	10677.3	5343.6	10145.9	7262.3	9238.1	11374.8	13297.3
26	-27.00	120.00	2519.9	1.200	10677.3	5343.6	10145.9	7262.3	9238.1	11374.8	13297.3
27	-27.00	80.00	2515.8	1.100	10677.3	4890.4	9919.3	7099.2	9034.1	11053.1	12921.2
27	-27.50	80.00	2571.9	1.100	10865.8	4999.3	10105.7	7232.6	9203.8	11264.2	13168.0
27	-28.00	80.00	2619.8	1.100	11054.3	5092.5	10284.2	7360.4	9366.4	11464.2	13401.8
27	-28.00	80.00	2619.8	1.100	11054.3	5092.5	10284.2	7360.4	9366.4	11464.2	13401.8
28	-28.00	120.00	2704.6	1.200	11054.3	5735.4	10605.7	7591.9	9655.6	11920.6	13935.4
28	-28.50	120.00	2729.4	1.200	11337.0	5788.0	10829.9	7752.2	9860.3	12158.7	14213.7
28	-29.00	120.00	2783.7	1.200	11619.7	5903.0	11085.3	7934.9	10093.0	12441.1	14543.9
28	-29.00	120.00	2783.7	1.200	11619.7	5903.0	11085.3	7934.9	10093.0	12441.1	14543.9
29	-29.00	40.00	2835.8	1.200	11619.7	6013.5	11140.6	7974.7	10142.7	12519.6	14635.6
29	-29.50	40.00	2835.3	1.200	11714.0	6012.5	11206.0	8021.5	10202.6	12585.8	14712.9
29	-30.00	40.00	2834.4	1.200	11808.2	6010.6	11271.1	8067.9	10262.0	12651.4	14789.6
29	-30.00	40.00	2834.4	1.200	11808.2	6010.6	11271.1	8067.9	10262.0	12651.4	14789.6
30	-30.00	40.00	2839.1	1.200	11808.2	6020.4	11276.0	8071.5	10266.5	12658.4	14797.8
30	-30.50	40.00	2875.6	1.200	11902.5	6097.9	11380.7	8146.5	10361.6	12780.3	14940.3
30	-31.00	40.00	2946.0	1.200	11996.7	6247.2	11521.3	8247.4	10489.2	12953.2	15142.5
30	-31.00	40.00	2946.0	1.200	11996.7	6247.2	11521.3	8247.4	10489.2	12953.2	15142.5
31	-31.00	40.00	2978.4	1.200	11996.7	6316.0	11555.7	8272.1	10520.1	13002.0	15199.5
31	-31.50	40.00	3054.5	1.200	12091.0	6477.3	11702.4	8377.3	10653.0	13183.5	15411.7
31	-32.00	40.00	3145.8	1.200	12185.2	6670.9	11865.1	8494.1	10800.5	13387.9	15650.6
31	-32.00	40.00	3145.8	1.200	12185.2	6670.9	11865.1	8494.1	10800.5	13387.9	15650.6
32	-32.00	40.00	3253.3	1.200	12185.2	6898.9	11979.1	8576.2	10903.1	13549.8	15839.9
32	-32.50	40.00	3317.1	1.200	12279.5	7034.1	12112.7	8672.0	11024.2	13712.7	16030.3
32	-33.00	40.00	3416.9	1.200	12373.7	7245.7	12284.5	8795.3	11179.8	13929.8	16284.2
32	-33.00	40.00	3416.9	1.200	12373.7	7245.7	12284.5	8795.3	11179.8	13929.8	16284.2
33	-33.00	40.00	3522.0	1.200	12373.7	7468.7	12395.9	8875.6	11280.1	14088.1	16469.2
33	-33.50	40.00	3550.0	1.200	12468.0	7528.0	12491.6	8944.1	11367.1	14197.2	16596.7
33	-34.00	40.00	3585.9	1.200	12562.2	7604.1	12595.6	9018.6	11461.7	14318.1	16738.0
33	-34.00	40.00	3585.9	1.200	12562.2	7604.1	12595.6	9018.6	11461.7	14318.1	16738.0
34	-34.00	40.00	3639.6	1.200	12562.2	7718.0	12652.5	9059.6	11512.9	14398.9	16832.5
34	-34.50	40.00	3630.2	1.200	12656.5	7698.1	12708.6	9099.5	11564.3	14451.7	16894.3
34	-35.00	40.00	3630.2	1.200	12750.7	7698.2	12774.6	9146.7	11624.7	14518.7	16972.6
34	-35.00	40.00	3630.2	1.200	12750.7	7698.2	12774.6	9146.7	11624.7	14518.7	16972.6
35	-35.00	40.00	3631.0	1.200	12750.7	7699.8	12775.4	9147.3	11625.4	14519.9	16973.9
35	-35.50	40.00	3683.5	1.200	12845.0	7811.2	12897.1	9234.5	11735.8	14665.9	17144.6
35	-36.00	40.00	3777.8	1.200	12939.2	8011.0	13063.0	9353.6	11886.1	14874.7	17388.7
35	-36.00	40.00	3777.8	1.200	12939.2	8011.0	13063.0	9353.6	11886.1	14874.7	17388.7
36	-36.00	40.00	3813.7	1.200	12939.2	8087.2	13101.1	9381.0	11920.3	14928.8	17451.9
36	-36.50	40.00	3887.0	1.200	13033.5	8242.7	13244.8	9484.1	12050.6	15106.1	17659.2
36	-37.00	40.00	3950.2	1.200	13127.7	8376.7	13377.7	9579.5	12171.2	15268.1	17848.6
36	-37.00	40.00	3950.2	1.200	13127.7	8376.7	13377.7	9579.5	12171.2	15268.1	17848.6
37	-37.00	40.00	4076.2	1.200	13127.7	8644.0	13511.4	9675.7	12291.5	15457.9	18070.5
37	-37.50	40.00	4098.6	1.200	13222.0	8691.3	13601.0	9739.9	12373.1	15558.4	18188.0
37	-38.00	40.00	4156.5	1.200	13316.2	8814.1	13728.4	9831.2	12488.7	15712.5	18368.1
37	-38.00	40.00	4156.5	1.200	13316.2	8814.1	13728.4	9831.2	12488.7	15712.5	18368.1
38	-38.00	40.00	4208.0	1.200	13316.2	8923.4	13783.0	9870.5	12537.9	15790.1	18458.9
38	-38.50	40.00	4208.0	1.200	13410.4	8923.4	13849.0	9917.6	12598.2	15857.0	18537.1
38	-39.00	40.00	4196.1	1.200	13504.7	8898.2	13902.4	9955.7	12647.2	15906.0	18594.4
38	-39.00	40.00	4196.1	1.200	13504.7	8898.2	13902.4	9955.7	12647.2	15906.0	18594.4

terrasol setec **FoXta v3** v3.3.6

Imprimé le : 20/02/2023 - 14:07:35
Calcul réalisé par : COSIDER ENGINEERING
Projet : Rapport geotechnique -v03 (OA PK 23+070)
Module : Fondprof (Pieu 7/16)

Figure D.6. Extrait du rapport géotechnique

39	-39.00	40.00	4199.0	1.200	13504.7	8904.3	13905.4	9957.9	12649.9	15910.4	18599.5
39	-39.50	40.00	4199.0	1.200	13598.9	8904.3	13971.4	10005.0	12710.3	15977.3	18677.7
39	-40.00	40.00	4219.2	1.200	13693.2	8947.2	14058.9	10067.6	12789.9	16074.7	18791.6

terrasol setec

FoXta v3
v3.3.6

Imprimé le : 20/02/2023 - 14:07:35
Calcul réalisé par : COSIDER ENGINEERING
Projet : Rapport geotechnique -v03 (OA PK 23+070)
Module : Fondprof (Pieu 7/16)

Figure D.7. Extrait du rapport géotechnique